براجا.ام.داس

اصول مهندسی پی

ویرایش سوم–برمبنای چاپ نهم کتاب

Principles of Foundation engineering



ترجمه و تدوین:

شاپور طاحونی

(عضو هیئت علمی دانشگاه صنعتی امیر کبیر)

Scanned with CamScanner

فصل اول- معرفی ۱
۱-۱- مهندسی ژئوتکنیک ۱
۱-۲- مهندسی پی ۱
۱-۳- شناسایی خاک ۲
۱-۴- بهبود خواص خاک- اصلاح خاک ۳
۱-۵- روش حل مسائل ۴
۱-۶- مدل‌سازی عددی ۴
۱-۷- تجربه و آزمایش ۵
۱-۸- ادبیات فنی ۵

فصل دوم- مشخصات ژئوتکنیکی خاک و نهشته‌های طبیعی خاک ۷
۲-۱- مقدمه ۷
۲-۲- دانه‌بندی خاک ۸
۲-۳- تفکیک و نامگذاری ذرات خاک برحسب اندازه ۲۲
۲-۴- روابط وزنی- حجمی ۲۳
۲-۵- تراکم نسبی (دانسیته‌ی نسبی) ۳۴
۲-۶- حدود اتربرگ ۳۶
۲-۷- حد مایع (حدروانی) ۳۷
۲-۸- حد خمیری (PL) ۳۹
۲-۹- سیستم‌های طبقه‌بندی خاک ۴۰
۲-۱۰- نفوذپذیری خاک ۵۱
۲-۱۱- تراوش (نشت) در حالت دائمی ۵۶
۲-۱۲- مفهوم تنش موثر ۵۹
۲-۱۳- تحکیم ۶۳
۲-۱۴- محاسبه‌ی نشست اولیه ۶۹
۲-۱۵- سرعت تحکیم ۷۱
۲-۱۶- محدوده تغییرات ضریب تحکیم c_v ۷۸
۲-۱۷- درجه پیش‌تحکیمی تحت بارگذاری شیبدار (بارگذاری تدریجی) ۷۹
۲-۱۸- مقاومت برشی ۸۱
۲-۱۹- آزمایش فشاری محدود نشده ۸۸
۲-۲۰- توصیه‌هایی در مورد زاویه اصطکاک ϕ' ۸۹
۲-۲۱- روابط همبستگی برای مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی c_u ۹۲
۲-۲۲- انتخاب پارامترهای مقاومت برشی ۹۲
۲-۲۳- حساسیت ۹۳

Scanned with CamScanner

فصل سوم- کاوش‌های صحرایی- شناسایی‌های زیرسطحی ۱۰۱
۳-۱- معرفی ۱۰۱
۳-۲- طرح‌ریزی کاوش‌های صحرایی (کاوش‌های میدانی) ۱۰۱
۳-۳- روش‌های گمانه‌زنی ۱۰۳
۳-۴- روش‌های معمول نمونه‌گیری ۱۰۷
۳-۵- دست‌خوردگی نمونه ۱۱۴
۳-۶- روابط همبستگی برای عدد نفوذ استاندارد N_{60} در خاک‌های چسبنده ۱۱۵
۳-۷- روابط همبستگی برای عدد نفوذ استاندارد N_{60} در خاک‌های دانه‌ای ۱۱۷
۳-۸- سایر آزمایش‌های درجا ۱۲۶
۳-۹- آزمایش برش پره ۱۲۷
۳-۱۰- آزمایش فشارسنج گمانه (آزمایش پرسیومتری) ۱۲۸
۳-۱۱- آزمایش نفوذ مخروط ۱۳۰
۳-۱۲- مغزه‌گیری در سنگ ۱۳۷
۳-۱۳- گزارش کاوش خاک (گزارش ژئوتکنیک) ۱۳۹
۳-۱۴- خلاصه ۱۴۰

فصل چهارم- ابزاربندی و پایش در مهندسی ژئوتکنیک ۱۴۷
۴-۱- معرفی ۱۴۷
۴-۲- نیاز به ابزاربندی ۱۴۸
۴-۳- اندازه‌گیری‌های ژئوتکنیکی ۱۴۹
۴-۴- ابزارهای ژئوتکنیکی ۱۵۰
۴-۵- طرح‌ریزی برنامه‌ی ابزاربندی ۱۵۶
۴-۶- پروژه‌های متداول پایش ۱۵۷
۴-۷- خلاصه ۱۵۸

فصل پنجم- بهسازی خاک و اصلاح زمین ۱۵۹
۵-۱- مقدمه ۱۵۹
۵-۲- تراکم- اصول کلی ۱۶۰
۵-۳- روابط تجربی برای تراکم ۱۶۴
۵-۴- تراکم کارگاهی ۱۶۷
۵-۵- کنترل تراکم رس ۱۷۲
۵-۶- تراکم ارتعاشی ۱۷۶
۵-۷- تراکم به وسیله‌ی انفجار ۱۸۲
۵-۸- پیش‌بارگذاری- کلیات ۱۸۳
۵-۹- چاه‌های زهکش ماسه‌ای ۱۸۸
۵-۱۰- زهکش‌های قائم پیش‌ساخته (PVD) ۱۹۹

Scanned with CamScanner

۵-۱۱- تثبیت خاک بوسیله‌ی آهک ۲۰۵
۵-۱۲- تثبیت خاک با استفاده از سیمان ۲۰۸
۵-۱۳- تثبیت به وسیله‌ی خاکستر بادی (یا خاکستر نرم) ۲۱۰
۵-۱۴- ستون‌های سنگی ۲۱۰
۵-۱۵- شمع‌های ماسه‌ای متراکم ۲۱۵
۵-۱۶- تراکم دینامیکی ۲۱۷
۵-۱۷- تزریق پرفشار (جت گروتینگ) ۲۲۶
۵-۱۸- اختلاط عمیق (DMM) ۲۲۸
۵-۱۹- شالوده برروی ترانشه‌های دانه‌ای ۲۳۰
۵-۲۰- ژئوگرید ۲۳۲
۵-۲۱- خلاصه ۲۳۴

فصل ششم- شالوده‌های سطحی- ظرفیت باربری نهایی پی ۲۴۱
۶-۱- مقدمه ۲۴۱
۶-۲- مفاهیم عمومی ۲۴۳
۶-۳- رابطه‌ی ظرفیت باربری نهایی ترزاقی ۲۴۹
۶-۴- تاثیر سفره آب زیرزمینی ۲۵۳
۶-۵- ضریب ایمنی (ضریب اطمینان) ۲۵۴
۶-۶- رابطه‌ی عمومی ظرفیت باربری ۲۵۹
۶-۷- رابطه‌ی ظرفیت باربری مایرهوف (ضرایب شکل و عمق) ۲۶۵
۶-۸- پژوهش میدانی انجام شده درخصوص ظرفیت باربری نهایی ۲۶۷
۶-۹- پژوهش موردی گسیختگی خاک زیر شالوده‌ی سیلوی بتنی ۲۶۹
۶-۱۰- ظرفیت باربری شالوده‌ها با بار برون‌محور ۲۷۴
۶-۱۱- ظرفیت باربری نهایی شالوده‌های سطحی تحت بار برون محور (برون محوری یکطرفه) ۲۷۶
۶-۱۲- شالوده‌ها با برون‌محوری دوطرفه ۲۸۵
۶-۱۳- روش ساده برای ظرفیت باربری نهایی با برون محوری دوطرفه ۲۹۴
۶-۱۴- شالوده‌ی نواری تحت بار برون‌محور مایل ۲۹۵
۶-۱۵- تاثیر فشارپذیری خاک ۳۰۰

فصل هفتم- ظرفیت باربری نهایی شالوده‌های سطحی حالات ویژه ۳۱۱
۷-۱- معرفی ۳۱۱
۷-۲- شالوده‌های منکی بر خاک با لایه‌ی صلب در عمق کم ۳۱۱
۷-۳- شالوده روی خاک رس دولایه ۳۲۱
۷-۴- ظرفیت باربری خاک‌های لایه‌ای: لایه خاک قویتر روی خاک ضعیف (خاک $c' - \phi'$) ۳۲۵
۷-۵- ظرفیت باربری خاک لایه‌ای- لایه‌ی ضعیف روی لایه قوی‌تر قرار دارد ۳۳۳
۷-۶- شالوده‌ی نواری روی رس ضعیف با ترانشه‌ی دانه‌ای ۳۳۶

Scanned with CamScanner

۷-۷- شالوده‌های نزدیک به هم- تاثیر بر ظرفیت باربری نهایی ۳۳۹
۷-۸- ظرفیت باربری نهایی شالوده‌ی واقع بر بالای شیروانی ۳۴۱
۷-۹- ظرفیت باربری شالوده‌ی مستقر بر شیب ۳۴۶
۷-۱۰- ظرفیت باربری لرزه‌ای و نشست در خاک دانه‌ای ۳۴۷
۷-۱۱- شالوده‌ی مستقر بر سنگ ۳۵۱
۷-۱۲- ظرفیت باربری شالوده‌های گوه‌ای ۳۵۳
۷-۱۳- ظرفیت برکَنش (کششی) شالوده‌ها ۳۵۵
۷-۱۴- شالوده‌های حلقوی ۳۶۲
۷-۱۵- شالوده روی خاک مسلح با ژئوتکستایل ۳۶۵

فصل هشتم- تنش در توده‌ی خاک ۳۸۷
۸-۱- معرفی ۳۸۷
۸-۲- تنش قائم (عمودی یا نرمال) و برشی روی صفحه‌ی مایل ۳۸۷
۸-۳- روش قطبی برای تعیین تنش در صفحه‌ی دلخواه ۳۹۳
۸-۴- تنش به علت بار متمرکز قائم ۳۹۵
۸-۵-تنش ناشی از بار نقطه‌ای افقی ۳۹۸
۸-۶- تنش قائم به علت بار خطی قائم ۳۹۹
۸-۷- تنش قائم به علت بار خطی افقی ۴۰۲
۸-۸- تنش قائم به علت بار نواری قائم (عرض محدود و طول نامحدود) ۴۰۴
۸-۹- تنش قائم ناشی از بار نواری افقی ۴۱۱
۸-۱۰- بار نواری مثلثی ۴۱۴
۸-۱۱- بارگذاری نواری مثلثی در سطح زمین ۴۱۶
۸-۱۲- تنش قائم ناشی از بار خاکریز ذوزنقه‌ای نواری ۴۲۰
۸-۱۳- تنش قائم زیر مرکز سطح بارگذاری دایره با شدت یکنواخت ۴۲۴
۸-۱۴- تنش قائم در نقطه‌ی دلخواه زیر سطح بارگذاری دایروی با شدت یکنواخت ۴۲۵
۸-۱۵- افزایش‌تنش قائم زیرمرکز سطح انعطاف‌پذیر دایروی به‌علت بارگذاری سهموی و مخروطی ۴۳۰
۸-۱۶- تنش قائم به علت سطح بارگذاری مستطیلی با شدت یکنواخت ۴۳۲
۸-۱۷- نمودارهای تاثیر برای فشار قائم ۴۴۳
۸-۱۸- خلاصه ۴۴۶

فصل نهم- نشست شالوده‌های سطحی ۴۵۵
۹-۱- معرفی ۴۵۵
۹-۲- توزیع فشار تماسی و نشست ۴۵۶
۹-۳- محاسبه‌ی نشست آنی بر پایه‌ی تئوری الاستیسیته ۴۵۷
۹-۴- روابط توسعه یافته برای نشست الاستیک ۴۶۷
۹-۵- نشست خاک ماسه‌ای- استفاده از ضریب تاثیر کرنش ۴۷۵

Scanned with CamScanner

۹-۶- نشست شالوده روی خاک ماسه برمبنای عدد نفوذ استاندارد ۴۸۴
۹-۷- بررسی نشست خاک با منظور کردن تغییرات سختی با تراز تنش ۴۸۹
۹-۸- نشست برپایه آزمایش پرسیومتر (PMT) ۴۹۵
۹-۹- محاسبه‌ی نشست با استفاده از روش L_1-L_2 ۵۰۱
۹-۱۰- اثر بالا آمدن تراز آب زیرزمینی بر نشست الاستیک ۵۰۳
۹-۱۱- روابط نشست تحکیم اولیه ۵۰۶
۹-۱۲- تاثیر بعد سوم در نشست تحکیم اولیه ۵۰۸
۹-۱۳- نشست به علت تحکیم ثانویه ۵۱۲
۹-۱۴- آزمایش بارگذاری میدانی ۵۱۵
۹-۱۵- ظرفیت باربری فرضی ۵۱۷
۹-۱۶- رواداری نشست ساختمان‌ها ۵۱۷
۹-۱۷- خلاصه ۵۱۹

فصل دهم- شالوده‌های گسترده ۵۲۵
۱۰-۱- معرفی ۵۲۵
۱۰-۲- شالوده‌های مرکب ۵۲۵
۱۰-۳- شالوده‌ی گسترده ۵۳۲
۱۰-۴- ظرفیت باربری شالوده‌های گسترده ۵۳۴
۱۰-۵- نشست نسبی (نشست تفاضلی) شالوده‌های گسترده ۵۳۸
۱۰-۶- مشاهدات میدانی برای شالوده‌های گسترده ۵۳۹
۱۰-۷- شالوده‌های شناور ۵۴۰
۱۰-۸- طراحی سازه‌ای شالوده‌های گسترده ۵۴۴
۱۰-۹- خلاصه ۵۶۱

فصل یازدهم- طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) ۵۶۵
۱۱-۱- معرفی ۵۶۵
۱۱-۲- فلسفه طراحی ۵۶۶
۱۱-۳- طراحی به روش تنش مجاز (ASD) ۵۶۸
۱۱-۴- طراحی به روش حدی (LSD) و ضرایب اطمینان جزیی ۵۷۰
۱۱-۵- طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) ۵۷۱
۱۱-۶- خلاصه ۵۷۴

فصل دوازدهم- شالوده‌های شمعی ۵۷۷
۱۲-۱- معرفی ۵۷۷
۱۲-۲- انواع مصالح شمع و مشخصات مکانیکی آن‌ها ۵۷۹
۱۲-۳- شمع‌های مته‌ای (پیچوار) (CFA) ۵۹۰

Scanned with CamScanner

۱۲-۴- شمع اتکایی و شمع اصطکاکی ۵۹۰
۱۲-۵- شمعکوب ۵۹۳
۱۲-۶- شمعکوبی ۵۹۴
۱۲-۷- مکانیسم انتقال بار ۵۹۹
۱۲-۸- روابطی برای تخمین ظرفیت باربری شمع ۶۰۲
۱۲-۹- روش مایرهوف برای تعیین Q_p ۶۰۵
۱۲-۱۰- روش وسیک برای محاسبه‌ی Q_p ۶۰۸
۱۲-۱۱- روش کویل و کاستلو برای محاسبه‌ی Q_p در ماسه ۶۱۱
۱۲-۱۲- روابط همبستگی برای محاسبه‌ی Q_p برحسب SPT و CPT در خاک ماسه‌ای ۶۱۵
۱۲-۱۳- مقاومت اصطکاکی Qs در ماسه ۶۱۷
۱۲-۱۴- مقاومت اصطکاکی (جلدی) در رس ۶۲۴
۱۲-۱۵- ظرفیت نهایی شمع‌های متهای (پیچوار) ۶۲۹
۱۲-۱۶- ظرفیت باربری نوک شمع‌های متکی بر سنگ ۶۳۱
۱۲-۱۷- آزمایش بارگذاری شمع ۶۳۹
۱۲-۱۸- نشست الاستیک شمع‌ها ۶۴۳
۱۲-۱۹- شمع‌ها تحت بار جانبی ۶۵۲
۱۲-۲۰- روابط کوبیدن شمع ۶۶۶
۱۲-۲۱- ظرفیت شمع برای شمع‌های کوبیده شده با ارتعاش ۶۷۳
۱۲-۲۲- تحلیل رابطه‌ی موج ۶۷۵
۱۲-۲۳- اصطکاک جلدی منفی ۶۷۸
۱۲-۲۴- کارایی گروه شمع ۶۸۳
۱۲-۲۵- ظرفیت نهایی گروه شمع در رس اشباع ۶۸۷
۱۲-۲۶- نشست الاستیک گروه شمع ۶۹۰
۱۲-۲۷- نشست تحکیم گروه شمع ۶۹۲
۱۲-۲۸- گروه شمع در سنگ ۶۹۵
۱۲-۲۹- خلاصه ۶۹۶

فصل سیزدهم- شمع‌های درجاریز ۷۰۹
۱۳-۱- مقدمه ۷۰۹
۱۳-۲- انواع شمع‌های درجاریز ۷۱۰
۱۳-۳- روش‌های اجرایی ۷۱۱
۱۳-۴- ملاحظات طراحی ۷۲۴
۱۳-۵- مکانیسم انتقال بار ۷۲۶
۱۳-۶- تخمین ظرفیت باربری پایه‌های عمیق ۷۲۷
۱۳-۷- ظرفیت باربری نهایی در خاک دانه‌ای ۷۲۹
۱۳-۸- ظرفیت باربری در خاک دانه‌ای بر پایه‌ی نشست ۷۳۳

Scanned with CamScanner

۱۳-۹- ظرفیت باربری در رس ۷۴۱
۱۳-۱۰- ظرفیت باربری در رس برپایه‌ی نشست ۷۴۲
۱۳-۱۱- نشست شمع‌های درجاریز تحت بار بهره‌برداری ۷۴۸
۱۳-۱۲- ظرفیت باربری جانبی- روش بار و لنگر مشخصه ۷۵۰
۱۳-۱۳- شمع‌های درجاریز مستقر روی سنگ بستر ۷۵۹
۱۳-۱۴- صندوقه‌ها ۷۶۴
۱۳-۱۵- ظرفیت باربری شالوده‌های صندوقه‌ای ۷۶۷
۱۳-۱۶- ضخامت بتن آب‌بند کف در صندوقه‌های باز ۷۶۷

فصل چهاردهم- شمع- رادیه ۷۷۷
۱۴-۱- معرفی ۷۷۷
۱۴-۲- نمودار بار- نشست در شالوده‌های گسترده و شمع- رادیه ۷۷۸
۱۴-۳- روش طراحی ساده‌ی پولوس- دیویس- راندولف ۷۷۹
۱۴-۴- مطالعه موردی- برج خلیفه در دبی ۷۸۶
۱۴-۵- محاسبه سختی شالوده گسترده ۷۸۸
۱۴-۶- صلبیت نسبی شمع ۷۸۹
۱۴-۷- محاسبه سختی قائم تک‌شمع ۷۸۹
۱۴-۸- خلاصه ۷۹۲

فصل پانزدهم- احداث شالوده روی خاک‌های مسئله‌دار ۷۹۳
۱۵-۱- معرفی ۷۹۳
۱۵-۲- تعریف خاک‌های رُمبنده ۷۹۳
۱۵-۳- پارامترهای فیزیکی برای شناسایی ۷۹۵
۱۵-۴- روشی برای محاسبه‌ی نشست خاک‌های رُمبنده ۷۹۹
۱۵-۵- طراحی شالوده در خاک‌های رُمبنده که در معرض خطر رطوبت نیستند ۸۰۰
۱۵-۶- طراحی شالوده در خاک‌های رُمبنده‌ی در معرض خطر رطوبت ۸۰۲
۱۵-۷- خاک‌های قابل تورم (آماسی)- کلیات ۸۰۳
۱۵-۸- اندازه‌گیری میزان تورم در آزمایشگاه ۸۰۶
۱۵-۹- آزمایش فشار تورم ۸۰۸
۱۵-۱۰- طبقه‌بندی خاک‌های قابل تورم بر پایه‌ی آزمایش‌های نشانه ۸۱۲
۱۵-۱۱- نکات لازم در احداث شالوده‌ها برروی خاک‌های قابل تورم ۸۱۵
۱۵-۱۲- ساخت شالوده‌های متکی بر خاک‌های قابل تورم (خاک‌های آماسی) ۸۱۸
۱۵-۱۳- زمین‌های دفن زباله- کلیات ۸۲۴
۱۵-۱۴- نشست زمین‌های دفن زباله ۸۲۴
۱۵-۱۵- ظرفیت باربری شالوده‌های متکی بر زمین‌های دفن زباله ۸۲۶

Scanned with CamScanner

فصل شانزدهم- فشار جانبی خاک، حالت سکون، رانکین و کولمب ۸۳۳
۱۶-۱- معرفی ۸۳۳
۱۶-۲- فشار خاک در حال سکون، محرک (اکتیو) و مقاوم (پاسیو) ۸۳۳
۱۶-۳- فشار خاک در حالت سکون ۸۳۶
۱۶-۴- فشار خاک در حال سکون برای خاک نیمه‌غوطه‌ور ۸۳۸
۱۶-۵- فشارجانبی ناشی از سربار بر دیوارهای حائل بدون تغییرشکل جانبی- براساس تئوری الاستیسینه ۸۴۳
۱۶-۶- حالت محرک رانکین ۸۴۷
۱۶-۷- حالت مقاوم رانکین ۸۵۰
۱۶-۸- تاثیر حرکت جانبی دیوار (تسلیم دیوار) ۸۵۲
۱۶-۹- فشار محرک و مقاوم رانکین بر خاکریز شیب‌دار ۸۵۳
۱۶-۱۰- حالت عمومی فشار محرک و مقاوم رانکین- خاکریز دانه‌ای ۸۵۵
۱۶-۱۱- نمودار توزیع فشار جانبی خاک بر دیوار حایل با خاکریز قائم ۸۶۵
۱۶-۱۲- حالت محرک کولمب ۸۷۹
۱۶-۱۳- حالت مقاوم کولمب ۸۸۵
۱۶-۱۴- نیروی محرک وارد بر دیوارهای حایل در هنگام زلزله ۸۸۶
۱۶-۱۵- روش کاکوت و کریسل برای فشارخاک مقاوم- خاکریزدانه‌ای (سطح گسیختگی منحنی) ۹۰۴
۱۶-۱۶- نیروی مقاوم روی دیوارها با نیروی زلزله ۹۰۸

فصل هفدهم- دیوارهای حایل ۹۱۷
۱۷-۱- مقدمه ۹۱۷
۱۷-۲- تناسبات دیوارهای حایل ۹۱۹
۱۷-۳- کاربرد نظریه‌های فشار جانبی برای طراحی ۹۲۰
۱۷-۴- کنترل پایداری ۹۲۵
۱۷-۵- کنترل برای واژگونی ۹۲۷
۱۷-۶- کنترل در مقابل لغزش در امتداد پایه ۹۲۹
۱۷-۷- کنترل برای ظرفیت باربری ۹۳۳
۱۷-۸- تعبیه‌ی درز در دیوارهای حایل ۹۴۴
۱۷-۹- نکاتی در مورد طراحی دیوارهای حایل ۹۴۷
۱۷-۱۰- طراحی دیوارهای حایل وزنی برای شرایط زلزله ۹۵۱
۱۷-۱۱- مسلح کردن خاک ۹۵۵
۱۷-۱۲- تعاریف عمومی در خاک مسلح ۹۵۵
۱۷-۱۳- ملاحظات عمومی طراحی ۹۶۰
۱۷-۱۴- دیوارهای حایل مسلح شده به کمک تسمه‌های فولادی ۹۶۱
۱۷-۱۵- روش گام به گام طراحی خاک مسلح با تسمه‌های فولادی ۹۶۸
۱۷-۱۶- استفاده از ژئوتکستایل به عنوان مسلح کننده‌ی دیوار حایل ۹۷۳
۱۷-۱۷- دیوار حایل با ژئوگرید- کلیات ۹۸۰

Scanned with CamScanner

۱۷-۱۸- فشار طراحی برای دیوار حایل ژئوگریدی ۹۸۲

فصل هجدهم- سپرها ۹۹۱
۱۸-۱- مقدمه ۹۹۱
۱۸-۲- احداث دیوارهای حایل با سپرکوبی ۹۹۴
۱۸-۳- سپرهای طره‌ای ۹۹۶
۱۸-۴- سپرهای طره‌ای با پای مدفون در خاک‌های ماسه‌ای (خاک‌های دانه‌ای) ۹۹۷
۱۸-۵- حالات خاصی از سپرهای طره‌ای کوبیده شده در خاک‌های ماسه‌ای ۱۰۰۴
۱۸-۶- سپرهای طره‌ای کوبیده شده در خاک‌های رسی ۱۰۰۹
۱۸-۷- حالات خاص برای سپرهای طره‌ای کوبیده شده در خاک‌های رسی ۱۰۱۴
۱۸-۸- سپر طره‌ای کوبیده شده در لایه‌ی ماسه‌ای- روش ساده ۱۰۱۸
۱۸-۹- سپرهای مهار شده ۱۰۲۳
۱۸-۱۰- سپر مهار شده با پای آزاد مدفون در زمین ماسه‌ای- روش ساده شده ۱۰۲۴
۱۸-۱۱- سپر مهار شده با پای آزاد در زمین ماسه‌ای- روش فشار جانبی خالص ۱۰۲۶
۱۸-۱۲- نمودارهای طراحی برای سپرهای مهار شده با پای آزاد (مدفون در لایه‌ی ماسه‌ای) ۱۰۳۰
۱۸-۱۳- کاهش لنگر برای سپر مهار شده با پای مدفون در ماسه ۱۰۳۵
۱۸-۱۴- روش نمودار فشار محاسباتی برای سپرهای مهار شده‌ی مدفون در خاک ماسه‌ای ۱۰۳۷
۱۸-۱۵- مشاهدات میدانی از دیوارهای سپری مهار شده ۱۰۴۰
۱۸-۱۶- سپر مهار شده با پای ساده مدفون در زمین رسی ۱۰۴۳
۱۸-۱۷- مهارها ۱۰۴۹
۱۸-۱۸- ظرفیت بلوک مهاری ۱۰۵۱
۱۸-۱۹- ظرفیت بلوک مهاری در ماسه ۱۰۵۱
۱۸-۲۰- نیروی مقاوم بلوک مهاری در رس ۱۰۶۰
۱۸-۲۱- مقاومت نهایی میله مهارها با انتهای تزریق شده (کورشده) ۱۰۶۱

فصل نوزدهم- ترانشه‌های مهار شده ۱۰۶۵
۱۹-۱- مقدمه ۱۰۶۵
۱۹-۲- تحلیل ترانشه‌ی مهار شده برپایه نظریه عمومی گوه ۱۰۶۸
۱۹-۳- پوش فشار برای ترانشه‌ی مهار شده ۱۰۷۰
۱۹-۴- پوش فشار برای ترانشه در خاک‌های لایه‌ای ۱۰۷۴
۱۹-۵- طراحی اجزای مختلف سازه نگهبان ۱۰۷۶
۱۹-۶- پژوهش‌های موردی در ترانشه‌های مهار شده ۱۰۸۷
۱۹-۷- تورم (بالازدگی) کف گود در ترانشه‌های رسی ۱۰۹۲
۱۹-۸- پایداری کف ترانشه در خاکبرداری در ماسه ۱۰۹۵
۱۹-۹- تغییرشکل جانبی سپرها و نشست خاکریز پشت آن ۱۱۰۱

Scanned with CamScanner

فصل بیستم- شالوده‌ی ماشین‌آلات (تحت بارهای دینامیکی) ۱۱۰۷
۲۰-۱- مقدمه ۱۱۰۷
۲۰-۲- تئوری‌های پایه در ارتعاشات ۱۱۰۸
۲۰-۳- حرکت هارمونیک ساده ۱۱۰۹
۲۰-۴- ارتعاش آزاد سیستم جرم و فنر بدون میرایی ۱۱۱۱
۲۰-۵- ارتعاش آزاد با میرایی ویسکوز ۱۱۱۳
۲۰-۶- ارتعاش تحمیلی سیستم جرم- فنر بدون میرایی ۱۱۱۷
۲۰-۷- ارتعاش تحمیلی سیستم جرم- فنر با میرایی ویسکوز ۱۱۲۰
۲۰-۸- فرکانس سیستم یک درجه‌ی آزادی با میرایی در ارتعاش تحمیلی به علت جرم دوار ۱۱۲۴
۲۰-۹- چند موضوع تکمیلی ۱۱۲۷
۲۰-۱۰- شالوده‌ی ماشین‌هایی که تحت ارتعاش یکنواخت قرار دارند ۱۱۳۰
۲۰-۱۱- تحلیل ارتعاشی شالوده‌ی دایره‌ی صلب با روش تشابهی ۱۱۳۶
۲۰-۱۲- معیارهای طراحی برای شالوده‌ی ماشین‌آلات ۱۱۵۱
۲۰-۱۳- جداکردن ارتعاش ۱۱۵۴
۲۰-۱۴- شالوده‌ی ماشین‌های ضربه‌ای ۱۱۷۵

Scanned with CamScanner

فصل اول

معرفی

۱-۱- مهندسی ژئوتکنیک

مهندسی ژئوتکنیک[1] یا مکانیک خاک[2]، شاخه مهمی از مهندسی عمران[3] است، مباحث عمده آن درخصوص مکانیک خاک و بعضی مفاهیم مکانیک سنگ است که در آن به کمک مباحثی چون الاستیسیته، دایره‌ی مور، مکانیک محیط‌های پیوسته و خواص مکانیکی و مهندسی خاک روش‌های ساده‌ای برای مسائل مهندسی خاک و مهندسی پی ارائه می‌شود. در این میان هنگام بررسی خواص مهندسی خاک، بعضی از مفاهیم زمین‌شناسی نیز بکارگرفته می‌شود.

مطالعه مکانیک خاک، پایه‌ای برای مطالعه مهندسی پی می‌باشد. در مکانیک خاک مباحثی از قبیل روابط وزنی حجمی خاک، طبقه‌بندی خاک، تراکم، نفوذپذیری، نشت، تحکیم، مقاومت برشی خاک، پایداری شیروانی‌ها و شناسایی لایه‌های تحت‌الارضی مورد مطالعه قرار می‌گیرد. موارد فوق در کتاب اصول مهندسی ژئوتکنیک مورد مطالعه قرار گرفتند که در فصول ۲ و ۳ از این کتاب به منظور یادآوری بطور اختصار مورد توجه قرار خواهند گرفت.

در فصل چهارم از این کتاب فصل جدیدی تحت عنوان ابزاربندی خاک[4] ارائه می‌گردد. ابزاربندی خاک در مطالعه تنش‌ها، کرنش‌ها، نشست‌ها، بارها و تغییرشکل در پروژه‌های خاص و مهم و شرایط بحرانی خاک که نظریه‌های متعارف مهندسی مکانیک خاک جوابگوی آنها نیستند، برای بررسی عملکرد خاک و فونداسیون مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۱-۲- مهندسی پی

هر پروژه مهندسی عمران دارای فعالیت مهندسی ژئوتکنیک و پی (فونداسیون) می‌باشد. این فعالیت‌ها در دو مقوله پی[5] و سازه‌های نگهدارنده خاک[6] می‌باشد. بخش سوم این کتاب اختصاص به موضوع مهندسی پی و بخش چهارم اختصاص به موضوع سازه‌های نگهدارنده خاک دارد.

---

1 - Geotechnical Engineering
2 - Geomechanics
3 - Civil Engineering
4 - Geotechnical Instrumation
5 - Foundation
6 - Earth retaining structure

Scanned with CamScanner

در این کتاب در کنار فلسفه روش تنش مجاز (ASD) که روش جاری در مهندسی پی است، فلسفه روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) که سال‌هاست در طراحی سازه‌های بتن مسلح و فولادی مطرح شده، در فصل جداگانه‌ای ارائه شده است.

در فصل چهاردهم، بحث مقدماتی درخصوص شمع- رادیه که بحث نسبتاً جدیدی درخصوص طراحی شالوده‌های گسترده مستقر درروی شمع است ارائه شده است. نظریه شمع- رادیه پاسخ اقتصادی به اینگونه شالوده‌ها می‌باشد.

۱-۳- شناسایی خاک

در مطالعات و طراحی ژئوتکنیکی پروژه‌ها، شناسایی لایه‌های خاک و سنگ بستر اهمیت ویژه و حیاتی دارد. اطلاعات لازم از طریق برنامه مطالعاتی و شناسایی تحت‌الارضی[1] محل احداث پروژه بدست می‌آید. این برنامه شامل (الف) حفاری گمانه و آزمایش برجا (ب) اخذ نمونه و (پ) انجام آزمایش‌های آزمایشگاهی روی نمونه‌های اخذ شده می‌باشد.



شکل ۱-۱- شناسایی تحت‌الارضی برای احداث پل

در شکل ۱-۱ انجام عملیات گمانه‌زنی در ساحل رودخانه برای احداث پل نشان داده شده است. با انجام مطالعات شناسایی، نیمرخ خاک تا عمق مناسب، طبقه‌بندی لایه‌ها، دانه‌بندی، مشخصات فیزیکی و مکانیکی خاک تعیین می‌گردد.

به علت متغیر بودن خواص خاک بندرت پیش می‌آید بتوان مدل یکدستی از شرایط خاک به دست آورد و در این خصوص انجام قضاوت‌های مهندسی لازم است. اصولاً عملیات اکتشافی و شناسایی خاک پرهزینه است و در این خصوص لازمست توازنی بین هزینه مطالعات و هزینه‌های اجرایی پروژه برقرار نمود.

---

1 - Soil exploration or site investigation

Scanned with CamScanner

امروزه تکنیک‌های آزمایش‌های برجا (مثل SPT و CPT) پیشرفت زیادی نموده است و با ایجاد توازن بین این آزمایش‌ها با نمونه‌گیری و انجام آزمایش‌های آزمایشگاهی، می‌توان در اقتصاد مطالعات کمک کرد. هر کدام از این روش‌ها مزایا و معایب مربوط به خود را دارند ولی سعی بسیار است که همبستگی‌هایی بین پارامترهای خاک و آزمایش‌هایی مثل SPT و CPT برقرار نمود.

۱-۴- بهبود خواص خاک- اصلاح خاک[1]

وقتی به دنبال طراحی ساختمان یا پل بتن‌آرمه هستیم، تعریف مقاومت مشخصه‌ی بتن اهمیت بسزایی دارد. مشابه چنین موضوعی برای اکثر مصالح مهندسی وجود دارد. اما وقتی به خاک می‌رسیم، موضوع مقداری متفاوت می‌شود. به این ترتیب که وقتی قرار است سازه‌ای در محلی احداث نماییم، باید سازه را با مشخصات خاک مفروض طراحی نماییم. هر نوع تصمیم درخصوص جایگزینی خاک موجود با خاکی با مشخصات برتر، پرهزینه خواهد بود. اما این انتخاب وجود دارد که با استفاده از یکی از روش‌های موجود اقدام به بهسازی خاک موجود نماییم.

در شرایطی که خاک محل خیلی ضعیف، همراه با تغییرشکل‌های زیاد منتهی به شکست باشد، اقتصادی‌تر این است که جای تطبیق سازه با شرایط موجود، اقدام به بهسازی خاک، افزایش مقاومت و کاهش نشست نماییم. به عنوان مثال شکل ۱-۲ تراکم خاک جاده را برای افزایش مقاومت آن نشان می‌دهد. تراکم ساده‌ترین روش برای بهسازی خاک است؛ در فصل پنجم از بخش ۲ روش‌های متعدد بهسازی خاک، از قبیل تراکم دینامیکی، پیش‌بارگذاری، تزریق، ستون‌های سنگی، جت‌گروتینگ، اختلاط عمیق، تراکم ارتعاشی و روش‌های دیگر مورد بحث قرار خواهد گرفت.



شکل ۱-۲- تراکم خاک برای پروژه‌ی ساخت بزرگراه

1 - Ground improvement

۱-۵- روش حل مسائل

برای حل مسائل در مهندسی پی، سه روش وجود دارد:

- روش‌های تحلیلی
- مدل فیزیکی
- مدل‌های عددی

برای مسائل ساده، نظیر آن‌هایی که در کتاب‌های درسی مشاهده می‌شود، می‌توان از اصول مهندسی ژئوتکنیک و روابط تحلیلی موجود در ادبیات فنی استفاده نمود. این حالت وضعیت‌هایی را در بر می‌گیرد که شرایط خاک تقریباً یکنواخت است و شرایط مرزی به خوبی تعریف شده است. به روش دوم این امکان وجود دارد که مدل فیزیکی ساده‌ای تهیه نمود و آن را در شرایط آزمایشگاهی آزمایش نمود.

در پروژه‌های بزرگ که در آن شرایط لایه‌بندی خاک و شرایط مرزی پیچیده است، به راحتی نمی‌توان از نظریه‌های ژئوتکنیکی و روابط تحلیلی آن استفاده نمود. در اینجاست که روش‌های عددی و نرم‌افزارهای توسعه یافته برمبنای آن‌ها ارزشمند می‌شود. به علاوه روش‌های عددی این امکان را می‌دهند که به کمک تحلیل حساسیت، تاثیر تغییرات پارامترهای خاک را در عملکرد ساختمان مطالعه نمود.

۱-۶- مدل‌سازی عددی

خاک محیط دانه‌ای[1] است. به منظور ساده‌سازی آن را می‌توان محیط پیوسته[2]ای در نظر گرفت که رفتار آن ازمدل‌های پایه[3] ژئوتکنیک نظیر مور- کولمب، الاستیک خطی، الاستیک غیرخطی، کم کلی[4]، دراکر- پراگر تبعیت می‌کند. این مدل‌های پیوسته رفتار خاک را تعریف می‌کنند. شرایط مرزی[5] نیز بارگذاری و تغییرمکان‌ها را در مرزهای ناحیه موردنظر تعریف می‌کنند.

در پروژه‌های بزرگ شرایط مرزی آنقدر پیچیده است که امکان تحلیل‌های سنتی با استفاده از نظریه‌های ساده شده، روابط و نمودارهای طراحی معرفی شده در کتاب‌های درسی موجود نمی‌باشد. این شرایط با تغییرات لایه‌بندی و مشخصات خاک پیچیده‌تر می‌شود. در چنین مواردی مدل‌سازی عددی می‌تواند خیلی مفید باشد. مدل‌سازی عددی می‌تواند برای فونداسیون‌ها، سازه‌های حایل خاک، سدها و سایر سازه‌های متکی بر خاک مورد استفاده قرار گیرد. مدل‌های عددی، اندرکنش خاک- سازه را بطور موثری مدل می‌کنند.

برای مدل‌سازی می‌توان از تحلیل اجزای محدود[6] و یا تحلیل تفاوت‌های محدود[7] استفاده نمود. برای مدل‌سازی عددی محیط موردنظر به اجزای ریز که در محل گره‌ها به هم متصل هستند، تقسیم‌بندی می‌شود که به این عمل مش‌بندی می‌گویند. شرایط مرزی و بارها بر گره‌ها اعمال می‌شود و با نوشتن

---

1 - Particulate medium
2 - Continuum
3 - Constitutive
4 - Cam-Clay
5 - Boundary conditions
6 - Finite element
7 - Finite difference

Scanned with CamScanner

معادلات تعادل و سازگاری تغییرشکل‌ها در محل گره‌ها، معادلات لازم برای حل تغییرمکان‌ها به دست می‌آید.

در میان نرم‌افزارهای موجود برای مسائل ژئوتکنیک، می‌توان از نرم‌افزار اجزای محدود PLAXIS و نرم‌افزار تفاوت محدود FLAC نام برد که نرم‌افزار دوم در مهندسی معدن نیز کاربرد فراوان دارد. نرم‌افزارهای ABAQUS و ANSYS نیز برای کارهای دانشگاهی و تحقیقاتی مورد استفاده فراوان هستند.

۱-۷- تجربه و آزمایش[1]

تجربه، درک مهندسی و قضاوت مهندسی نقش بسیار عمده‌ای در مهندسی ژئوتکنیک دارد. در کنار حصول روابط نظری در مهندسی ژئوتکنیک و مکانیک سنگ، اندوخته‌های تجربی گران‌بهایی حاصل شده است که از این تجارب می‌توان برای قضاوت مهندسی در کنار نظریه‌ها استفاده نمود.

در ادبیات فنی صدها روابط همبستگی به شکل روابط و نمودارها وجود دارد که از آن‌ها می‌توان برای حصول مشخصات مکانیکی خاک استفاده نمود. این روابط که از پردازش اطلاعات پایگاه‌های داده‌ای حاصل شده، بسیار باارزش است و از آن‌ها می‌توان در طرح‌های مقدماتی که هنوز اطلاعات میدانی و آزمایشگاهی وجود ندارد، استفاده نمود.

اطلاعات حاصل از گمانه‌زنی، اخذ نمونه و آزمون‌های آزمایشگاهی پرهزینه هستند. در مطالعات اولیه سعی می‌شود با تعداد محدودی گمانه و اخذ نمونه‌های کم در کنار آزمایشات برجای SPT و CPT و با استفاده از روابط همبستگی، اطلاعات مفیدی از خواص خاک حاصل نمود.

۱-۸- ادبیات فنی

موارد متعددی پیش می‌آید که به دانشی فراتر از مطالب موجود در کتاب‌های درسی نیاز داریم. با توجه به دسترسی عمومی به اینترنت می‌توان اطلاعات گرانبهایی از طریق مقالات علمی، مجموعه مقالات ارائه شده در کنفرانس‌های بین‌المللی، ژورنال‌های ژئوتکنیک، حاصل نمود.

دو مأخذ زیر می‌توانند در این زمینه مورد استفاده قرار گیرند:

1- NAVFAC 7.1
2- Canadian Foundation Engineering

فهرست مآخذ

Ameratunga, J., Sivakugan, N., and Das, B. M. (2016). *Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering*, Springer, New Delhi, India.

Canadian Geotechnical Society (2006). *Canadian Foundation Engineering Manual*, 4th ed., BiTech Publisher Ltd., British Columbia, Canada.

Kulhawy, F. H. and Mayne, P. W. (1990). *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*, Final Report 1493-6, ET-6800, Electric Power Research Institute (EPRI), Palo Alto, CA.

1 - Empiricism

Scanned with CamScanner

فصل دوم

مشخصات ژئوتکنیکی خاک و نهشته‌های طبیعی خاک

۲-۱- مقدمه

طراحی شالوده‌های سازه‌هایی نظیر؛ ساختمان، پل، و سد احتیاج به داشتن معلوماتی در مورد عواملی از قبیل زیر دارد:

الف: باری که از سازه به شالوده منتقل می‌شود.

ب: احتیاجات آیین‌نامه‌های ساختمانی.

پ: رفتار تنش- تغییرشکل خاکی که سیستم شالوده را تحمل می‌کند.

ت: شرایط زمین‌شناسی خاک ناحیه‌ی موردنظر.

برای مهندس پی، دو عامل پ و ت خیلی مهم هستند زیرا این دو عامل بستگی به مشخصات مکانیکی خاک دارند.

مشخصات ژئوتکنیکی خاک نظیر؛ دانه‌بندی، خاصیت خمیری، قابلیت فشردگی، و مقاومت برشی با استفاده از آزمایش‌های آزمایشگاهی قابل تعیین است. اخیراً برای تعیین خواص مقاومتی خاک، تاکید روی آزمایش‌های درجا[1] می‌باشد، زیرا در چنین آزمایش‌هایی، احتیاج به نمونه‌گیری که باعث دست‌خوردگی نمونه و در نتیجه تغییر خواص آن می‌شود، نیست. از طرفی تحت شرایطی خاص، تعیین تمام پارامترهای مکانیکی امکان‌پذیر نیست و یا بنا به ملاحظات اقتصادی بعضی از پارامترها تعیین نمی‌شوند. در چنین مواردی مهندس پی باید به کمک پارامترهای موجود، مقادیر مناسبی برای پارامترهای مجهول تخمین بزند. برای بالا بردن دقت پارامترهای مقاومتی خاک، (چه از طریق آزمایش‌های آزمایشگاهی، چه به صورت درجا، و چه با استفاده از فرض‌های منطقی حاصل شده باشند)، مهندس پی باید دارای فهم خوبی از اصول پایه مکانیک خاک باشد. در کنار این موضوع، او باید به این نکته نیز توجه نماید که نهشته‌های[2] طبیعی خاک که شالوده روی آن بنا می‌شود، در اغلب اوقات محیطی همگن نیست. بنابراین مهندس باید اطلاعات کلی از زمین‌شناسی منطقه، یعنی منشا پیدایش، طبیعت لایه‌بندی و همچنین شرایط آب زیرزمینی و وجود گسل‌ها، داشته باشد. مهندسی پی ترکیبی هوشمندانه از مکانیک خاک، مهندسی زمین‌شناسی و قضاوت درست از تجربیات گذشته است. در شرایط کنونی آن را می‌توان هنر مهندسی در نظر گرفت تا علم.

---

1 - In Situ Tests
2 - Natural Soil Deposits

Scanned with CamScanner

در تعیین این موضوع که چه نوع شالوده‌ای برای سازه اقتصادی و ایمن است، مهندس طراح باید بار وارد از سازه، شرایط تحت‌الارضی و نشست و یا اختلاف نشست مجاز را در نظر داشته باشد. در حالت کلی شالوده‌ی ساختمان‌ها و پل‌ها را می‌توان به دو نوع اصلی طبقه‌بندی کرد:

۱- شالوده‌های سطحی[1]

۲- شالوده‌های عمیق[2]

شالوده‌های تک[3]، شالوده‌های پای دیوار[4] و شالوده‌های گسترده[5] از انواع شالوده‌های سطحی می‌باشند. در اکثر شالوده‌های سطحی، عمق شالوده مساوی و یا کمتر از سه چهارم عرض شالوده است. شمع‌ها[6] و صندوقه‌ها[7]، از انواع شالوده‌های عمیق هستند. از شالوده‌های عمیق وقتی استفاده می‌شود که ظرفیت باربری لایه‌های فوقانی خاک کم باشد و در صورت استفاده از شالوده‌های سطحی، صدمات جدی بر ساختمان وارد شود. مسائل مربوط به شالوده‌های سطحی در فصول ۶ و ۷ و مسائل مربوط به شالوده‌های عمیق در فصول ۱۲ و ۱۳ مورد توجه قرار خواهد گرفت.

در این فصل عناوینی نظیر؛ دانه‌بندی، خواص خمیری خاک، طبقه‌بندی خاک، تنش موثر، تحکیم و پارامترهای مقاومت برشی مورد بررسی قرار می‌گیرند. در ارائه‌ی مطالب فرض می‌شود که خواننده آشنایی ذهنی با این مفاهیم از درس مکانیک خاک دارد.

۲-۲- دانه‌بندی خاک

تحلیل مکانیکی خاک[8]، تعیین دامنه‌ی اندازه‌ی ذرات موجود در خاک (منحنی دانه‌بندی) و توزیع وزنی آن‌هاست که برحسب درصدی از وزن کل خشک خاک بیان می‌شود. معمولاً دو روش برای تعیین منحنی دانه‌بندی مورد استفاده قرار می‌گیرد: (۱) آزمایش دانه‌بندی[9] برای ذراتی با قطر بزرگتر از ۰/۰۷۵ میلیمتر و (۲) آزمایش هیدرومتری[10] برای ذراتی با قطر کوچکتر از ۰/۰۷۵ میلیمتر. در ادامه مبانی آزمایش دانه‌بندی و آزمایش هیدرومتری تشریح می‌شود.

آزمایش دانه‌بندی

آزمایش دانه‌بندی عبارت است از لرزاندن نمونه‌ی خاک روی یک سری الک که اندازه‌های آن به ترتیب از بالا به پایین کاهش می‌یابد. در جدول‌های ۲-۱-الف و ۲-۱-ب شماره و اندازه‌ی روزنه‌های الک‌های استاندارد آمریکایی و در جدول‌های ۲-۱-پ و ۲-۱-ت الک‌های استاندارد انگلیسی و استرالیایی ارائه شده است.

---

1 - Shallow Foundation
2 - Deep Foundation
3 - Spread Foundation
4 - Wall Footing
5 - Mat Foundation
6 - Pile
7 - Caisson
8 - Mechanical analysis of soil
9 - Sieve analysis
10 - Hydrometer analysis

Scanned with CamScanner

جدول ۲-۱- الف- اندازه روزنه‌ی الک‌های استاندارد آمریکایی درشت برحسب میلیمتر

100.0 mm	25.0 mm
75.0 mm	19.0 mm
63.0 mm	16.0 mm
50.0 mm	12.5 mm
45.0 mm	9.5 mm
37.5 mm	8.0 mm
31.5 mm	6.3 mm

جدول ۲-۱-ب- اندازه الک‌های استاندارد آمریکایی ریز برحسب شماره الک و روزنه

اندازه الک	ابعاد روزنه (mm)	اندازه الک	ابعاد روزنه (mm)
4	4.75	45	0.355
5	4.00	50	0.300
6	3.35	60	0.250
7	2.80	70	0.212
8	2.36	80	0.180
10	2.00	100	0.150
12	1.70	120	0.125
14	1.40	140	0.106
16	1.18	170	0.090
18	1.00	200	0.075
20	0.85	230	0.063
25	0.71	270	0.053
30	0.60	325	0.045
35	0.500	400	0.038
40	0.425		

اندازه روزنه‌های الک شماره‌ی i که در جدول ۲-۱-ب داده شده است، به صورت تقریبی از رابطه‌ی زیر قابل حصول است:

$$\text{اندازه‌ی روزنه‌ی الک نمره i} = \frac{\text{اندازه روزنه‌ی الک (i-1)}}{(2)^{0.25}}$$

برای مثال:

$$\text{اندازه‌ی روزنه برای الک نمره ۵} = \frac{\text{اندازه روزنه‌ی الک نمره۴}}{(2)^{0.25}}$$

$$= \frac{4.75\,\text{mm}}{1.1892} = 4\,\text{mm}$$

به طور مشابه:

$$\text{اندازه‌ی روزنه برای الک نمره ۵۰} = \frac{\text{اندازه روزنه‌ی الک نمره ۴۵}}{(2)^{0.25}} = \frac{0.355}{1.1892} = 0.3\ \text{mm}$$

Scanned with CamScanner

جدول ۲-۱- پ- اندازه‌ی الک‌های استاندارد انگلیسی

75 mm	3.35 mm
63 mm	2 mm
50 mm	1.18 mm
37.5 mm	0.600 mm
28 mm	0.425 mm
20 mm	0.300 mm
14 mm	0.212 mm
10 mm	0.15 mm
6.3 mm	0.063 mm
5.0 mm	

جدول ۲-۱-ت- اندازه‌ی الک‌های استاندارد استرالیایی

75.0 mm	2.36 mm
63.0 mm	2 mm
37.5 mm	1.18 mm
26.5 mm	0.600 mm
19.0 mm	0.425 mm
13.2 mm	0.300 mm
9.50 mm	0.212 mm
6.70 mm	0.15 mm
4.75 mm	0.063 mm

برای آزمایش دانه‌بندی، ابتدا خاک در کوره خشک می‌شود. سپس کلوخه‌های خاک کاملاً خرد شده و نمونه از الک‌ها عبور داده می‌شود. در شکل ۲-۱- الف یک سری الک استاندارد که روی لرزاننده‌های مکانیکی قرار دارند و از آن برای آزمایش دانه‌بندی در آزمایشگاه استفاده می‌شود، نشان داده شده است. بعد از اتمام مرحله‌ی لرزاندن الک‌ها و عبور دادن کامل خاک از آن‌ها، جرم خاک‌هایی که در روی هر یک از الکها باقیمانده، اندازه‌گیری می‌شود. در هنگام آزمایش دانه‌بندی خاک‌های چسبنده، شکستن کلوخه‌های سنگ به دانه‌های جدا از هم مشکل است. در این صورت خاک را می‌توان در آب حل کرد تا به صورت دوغاب خاک درآید. دوغاب خاک ازمیان الک‌ها عبور داده شده و مقدار باقیمانده روی هر الک درکوره خشک و توزین می‌شود.

مراحل آزمایش دانه‌بندی و رسم منحنی دانه‌بندی به قرار زیر است:

۱- تعیین جرم خاک مانده روی هرالک (M_1، M_2 و ... و M_n) و جرم باقیمانده روی زیر الک (سینی)

۲- تعیین جرم کل

$$\Sigma M = M_1 + M_2 + ... + M_i + ... + M_n + M_p$$

۳- تعیین جرم تجمعی روی هر الک. بطور مثال برای الک iام

$$\Sigma_i = M_1 + M_2 + ... + M_i$$

۴- تعیین جرم خاک عبوری از الک iام

$$\Sigma M - (M_1 + M_2 + ... + M_i)$$

Scanned with CamScanner

۵- تعیین درصد عبوری از الک i‌ام

$$F=\frac{\Sigma M-(M_1+M_2+\ldots+M_i)}{\Sigma M}\times 100$$

نتایج آزمایش دانه‌بندی معمولاً برحسب درصد وزنی خاک‌های عبوری از هر الک بیان می‌شود. جدول زیر نشان‌دهنده‌ی مثالی ازمحاسبات آزمایش دانه‌بندی و شکل ۲-۱- ب منحنی دانه‌بندی را برای آن نشان می‌دهد.



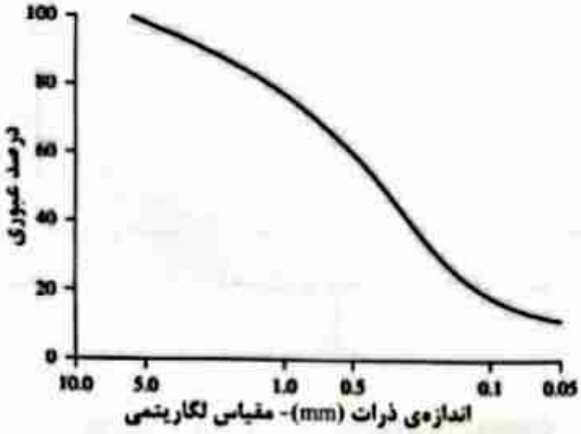
شکل ۲-۱- الف- آزمایش دانه‌بندی

آزمایش دانه‌بندی (جرم نمونه‌ی خاک خشک- ۴۵۰ گرم)

شماره الک (1)	قطر الک (2)	جرم مانده روی الک (گرم) (3)	درصد مانده (4)	درصد عبوری (5)
10	2.000	0	0	100.00
16	1.180	9.90	2.20	97.80
30	0.600	24.66	5.48	92.32
40	0.425	17.60	3.91	88.41
60	0.250	23.90	5.31	83.10
100	0.150	35.10	7.80	75.30
200	0.075	59.85	13.30	62.00
pan	—	278.99	62.00	0

• ستون ۴ = ستون ۳ تقسیم بر جرم کل خاک × ۱۰۰

Scanned with CamScanner



شکل ۲-۱-ب- منحنی دانه‌بندی

آزمایش هیدرومتری (دانه‌بندی به وسیله‌ی ته‌نشینی)

آزمایش هیدرومتری برپایه‌ی اصول ته‌نشینی دانه‌های خاک در آب قرار دارد. وقتی که نمونه‌ی خاک در آب کاملاً هم زده می‌شود، دانه‌های معلق برحسب شکل، اندازه و وزن با سرعت‌های مختلف ته‌نشین می‌شوند. برای سهولت، فرض می‌شود که تمام دانه‌های خاک کروی هستند و سرعت ته‌نشینی آنها طبق قانون استوکس بیان می‌شود. در نتیجه:

$$v = \frac{\rho_s - \rho_w}{18\eta} D^2 \qquad (۲-۱- الف)$$

که در آن:

v = سرعت

ρ_s = جرم مخصوص دانه‌های خاک

ρ_w = جرم مخصوص آب

η = ویسکوزیته‌ی آب

D = قطر دانه‌های خاک

بنابراین از رابطه‌ی فوق خواهیم داشت:

$$D = \sqrt{\frac{18\eta v}{\rho_s - \rho_w}} = \sqrt{\frac{18\eta}{\rho_s - \rho_w}} \sqrt{\frac{L}{t}} \qquad (۲-۱- ب)$$

که در آن:

$$v = \frac{\text{فاصله}}{\text{زمان}} = \frac{L}{t}$$

توجه شود که:

$$\rho_s = G_s \rho_w$$

با ترکیب روابط فوق به دست می‌آید:

Scanned with CamScanner

$$D = \sqrt{\frac{18\eta}{(G_s - 1)\rho_w}}\sqrt{\frac{L}{t}} \qquad (۲-۱-پ)$$

اگر واحد η برحسب $(g.sec)/cm^2$ و ρ_w برحسب g/cm^3 و L برحسب سانتیمتر و t برحسب دقیقه و D برحسب میلیمتر باشد، می‌توان نوشت:

$$\frac{D(mm)}{10} = \sqrt{\frac{18\eta\left[(g.sec)/cm^2\right]}{(G_s - 1)\rho_w\left(g/cm^3\right)}}\sqrt{\frac{L(cm)}{t(min)\times 60}}$$

یا:

$$D = \sqrt{\frac{30\eta}{(G_s - 1)\rho_w}}\sqrt{\frac{L}{t}} \qquad (۲-۱-ت)$$

با فرض ρ_w مساوی $1\ g/cm^3$ خواهیم داشت:

$$D(mm) = K\sqrt{\frac{L(cm)}{t(min)}} \qquad (۲-۱-ث)$$

که در آن:

$$K = \sqrt{\frac{30\eta}{(G_s - 1)}} \qquad (۲-۱-ج)$$

ملاحظه می‌شود که مقدار K تابعی از G_s و η است که تابعی از درجه حرارت آزمایش هستند. در جدول ۲-۱- ث مقدار K برحسب دمای آزمایش و چگالی دانه‌های خاک ارائه شده است.

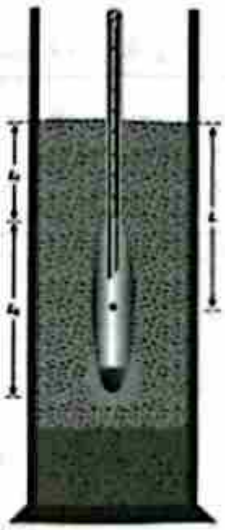
جدول ۲-۱- ث- مقدار K در رابطه‌ی ۲-۱-ث (ASTM-1982)

درجه حرارت (°C)	G_s							
	2.45	2.50	2.55	2.60	2.65	2.70	2.75	2.80
16	0.01510	0.01505	0.01481	0.01457	0.01435	0.01414	0.01394	0.01374
17	0.01511	0.01486	0.01462	0.01439	0.01417	0.01396	0.01376	0.01356
18	0.01492	0.01467	0.01443	0.01421	0.01399	0.01378	0.01359	0.01339
19	0.01474	0.01449	0.01425	0.01403	0.01382	0.01361	0.01342	0.01323
20	0.01456	0.01431	0.01408	0.01386	0.01365	0.01344	0.01325	0.01307
21	0.01438	0.01414	0.01391	0.01369	0.01348	0.01328	0.01309	0.01291
22	0.01421	0.01397	0.01374	0.01353	0.01332	0.01312	0.01294	0.01276
23	0.01404	0.01381	0.01358	0.01337	0.01317	0.01297	0.01279	0.01261
24	0.01388	0.01365	0.01342	0.01321	0.01301	0.01282	0.01264	0.01246
25	0.01372	0.01349	0.01327	0.01306	0.01286	0.01267	0.01249	0.01232
26	0.01357	0.01334	0.01312	0.01291	0.01272	0.01253	0.01235	0.01218
27	0.01342	0.01319	0.01297	0.01277	0.01258	0.01239	0.01221	0.01204
28	0.01327	0.01304	0.01283	0.01264	0.01244	0.01225	0.01208	0.01191
29	0.01312	0.01290	0.01269	0.01249	0.01230	0.01212	0.01195	0.01178
30	0.01298	0.01276	0.01256	0.01236	0.01217	0.01199	0.01182	0.01169

Scanned with CamScanner

در آزمایشگاه، آزمایش هیدرومتری در استوانه‌ی ته‌نشینی با ۵۰ گرم نمونه‌ی خاک رد شده از الک ۰/۰۷۵ میلیمتر و خشک شده در کوره صورت می‌گیرد. ارتفاع استوانه ته‌نشینی ۱۸ اینچ (در حدود ۴۵۰ میلیمتر) و قطر آن ۲/۵ اینچ (در حدود ۶۳/۵ میلیمتر) می‌باشد که برای حجم ۱۰۰۰ سی‌سی علامت‌گذاری شده است. معمولاً از هگزامتافسفات سدیم[1] به عنوان عامل پراکندگی استفاده می‌شود. ابتدا نمونه با ماده‌ی پراکنده کننده[2] مخلوط شده و ۱ تا ۱۶ ساعت به همان حال می‌ماند. سپس توسط همزن، مخلوط شده و با اضافه کردن آب مقطر، حجم آن به ۱۰۰۰ سی‌سی افزایش می‌یابد.

شکل ۲-۲-الف چگالی‌سنج (هیدرومتر) از نوع ASTM 152H را که در آزمایش هیدرومتری از آن استفاده می‌شود، نشان می‌دهد. این هیدرومتر بعداً در استوانه‌ی رسوب‌گذاری جای داده می‌شود (شکل ۲-۲-الف). وقتی که چگالی‌سنج در زمان t (که از شروع ته‌نشینی اندازه‌گیری می‌شود) در محلول تعلیق تهیه شده قرار داده می‌شود، چگالی را در نزدیکی عمق موثر L (شکل ۲-۲-الف)، اندازه‌گیری می‌کند. چگالی تابعی از مقدار ذرات خاکی است که در واحد حجم محلول تعلیق درآن عمق وجود دارد. همچنین در زمان t، ذرات خاکی که در عمق L معلق هستند، دارای قطری کوچکتر از D محاسبه شده از رابطه‌ی ۲-۱-ث می‌باشند. ذرات بزرگتر در اعماق بیشتر ته‌نشین شده‌اند. چگالی‌سنج طوری کالیبره شده که با توجه به چگالی محلول تعلیق، مقدار خاکی را که در حالت معلق است، برحسب گرم نشان دهد. چگالی‌سنج‌ها برای خاکی با چگالی دانه‌های ۲/۶۵ کالیبره شده‌اند. برای خاک‌های با چگالی دانه‌های متفاوت، لازم است اصلاحاتی به عمل آید.



شکل ۲-۲- الف- تعریف طول L در آزمایش هیدرومتری

1 - Sodium hexametaphosphate
2 - Dispersing Agent

Scanned with CamScanner

با دانستن مقدار خاک معلق، طول L و زمان t می‌توان درصد وزنی خاک ریزتر از قطر مشخصی را به دست آورد. توجه شود که طول L عمق اندازه‌گیری شده از سطح آب تا مرکز ثقل حباب هیدرومتر می‌باشد که در آن نقطه چگالی محلول تعلیق اندازه‌گیری می‌شود. مقدار عمق L با زمان t متغیر است و زمان قرائت آن در استاندارد ASTM (چاپ 1982- بخش D-422- جدول ۲) داده شده است. آزمایش هیدرومتری برای تعیین منحنی دانه‌بندی خاک‌هایی با ذراتی تا ۰/۵ میکرون معتبر است.

مقدار L(cm) برای هیدرومتر ASTM152H بصورت زیر بدست می‌آید:

$$L = L_1 + \frac{1}{2}\left(L_2 - \frac{V_B}{A}\right) \qquad (۲-۱-چ)$$

که در آن مطابق شکل ۲-۲-الف داریم:

L_1 = فاصله از بالای حباب تا محل قرائت

L_2 = طول حباب هیدرومتر (14cm)

V_B = حجم حباب هیدرومتر ($67\ cm^3$)

A = سطح مقطع استوانه ($27.8\ cm^2$)

مقدار L_1 مساوی ۱۰/۵ سانتیمتر برای قرائت R=0 و ۲/۳ سانتیمتر برای قرائت R=50 است. در نتیجه برای هر قرائت R داریم:

$$L_1 = 10.5 - \frac{(10.5 - 2.3)}{50}R = 10.5 - 0.164R\,(cm)$$

در نتیجه:

$$L = 10.5 - 0.164R + \frac{1}{2}\left(14 - \frac{67}{27.8}\right) = 16.29 - 0.164R \qquad (۲-۱-ح)$$

که در آن، R= قرائت هیدرومتر

در جدول ۲-۱- ج، مقادیر L برحسب قرائت R با توجه به رابطه‌ی فوق ارائه شده است.

Scanned with CamScanner

جدول ۲-۱-ج- مقادیر L برای قرائت هیدرومتر ASTM 152H

قرائت هیدرومتر R	L (cm)	قرائت هیدرومتر R	L (cm)
0	16.3	31	11.2
1	16.1	32	11.1
2	16.0	33	10.9
3	15.8	34	10.7
4	15.6	35	10.6
5	15.5	36	10.4
6	15.3	37	10.2
7	15.2	38	10.1
8	15.0	39	9.9
9	14.8	40	9.7
10	14.7	41	9.6
11	14.5	42	9.4
12	14.3	43	9.2
13	14.2	44	9.1
14	14.0	45	8.9
15	13.8	46	8.8
16	13.7	47	8.6
17	13.5	48	8.4
18	13.3	49	8.3
19	13.2	50	8.1
20	13.0	51	7.9
21	12.9	52	7.8
22	12.7	53	7.6
23	12.5	54	7.4
24	12.4	55	7.3
25	12.2	56	7.1
26	12.0	57	7.0
27	11.9	58	6.8
28	11.7	59	6.6
29	11.5	60	6.5
30	11.4		

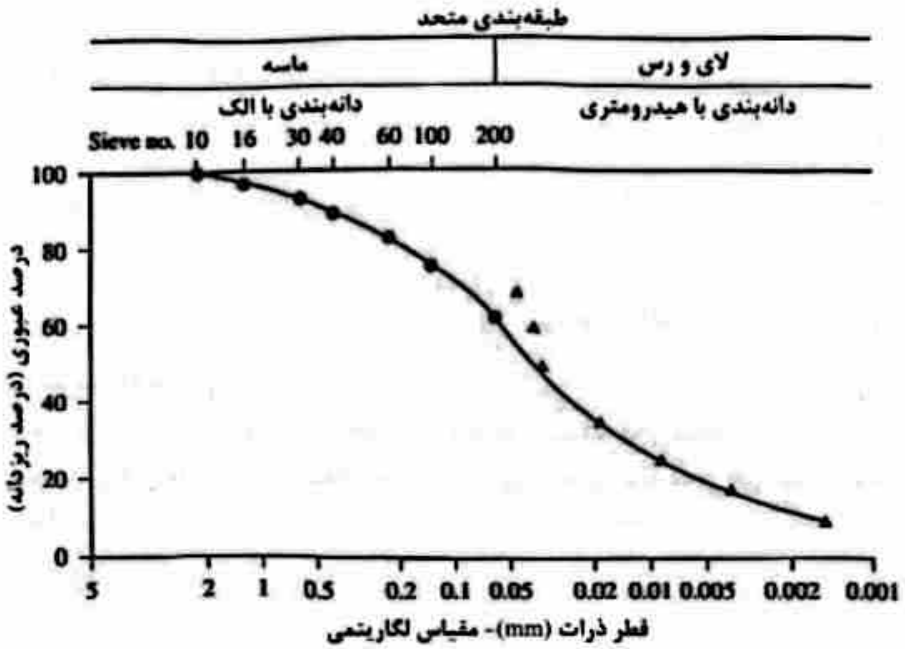
منحنی دانه‌بندی

نتایج تحلیل‌های مکانیکی (آزمایش دانه‌بندی و آزمایش هیدرومتری) معمولاً روی کاغذ نیمه‌لگاریتمی رسم می‌شود که به آن منحنی دانه‌بندی[1] می‌گویند. قطر دانه‌ها روی محور لگاریتمی افقی و درصد عبوری مربوطه روی محور غیرلگاریتمی قائم برده می‌شود. به عنوان مثال منحنی دانه‌بندی برای نمونه خاکی در شکل زیر نشان داده شده است (شکل ۲-۲-ب).

منحنی دانه‌بندی نشان داده شده ترکیبی از نتایج آزمایش دانه‌بندی و آزمایش هیدرومتری برای دانه‌های ریز می‌باشد. هنگام ترکیب نتایج آزمایش دانه‌بندی و آزمایش هیدرومتری یک عدم پیوستگی در ناحیه‌ی مشترک منحنی‌ها به وجود می‌آید.

1 - Particle- size distribution curve

Scanned with CamScanner



شکل ۲-۲- ب- منحنی دانه‌بندی- دانه‌بندی با الک و دانه‌بندی با هیدرومتری

این مسئله ناشی از نامنظم بودن شکل دانه‌های سنگی است. آزمایش دانه‌بندی معمولاً اندازه‌ی متوسطی از دانه‌های خاک و آزمایش هیدرومتری قطر کره‌ی معادل با سرعت ته‌نشینی مساوی را نشان می‌دهد.

از روی منحنی دانه‌بندی می‌توان درصد شن، ماسه، لای و رس را به دست آورد. طبق سیستم طبقه‌بندی متحد، درصد مصالح فوق برای خاک فوق برابر است با:

اندازه (mm)	درصد عبوری	نوع خاک (%)
76.2	100	شن 100 − 100 = 0%
4.75	100	ماسه 100 − 62 = 38%
0.075	62	رس و لای 62 − 0 = 62%
—	0	

مثال ۲-۱

در یک آزمایش هیدرومتری نتایج زیر در دست است:

$G_s = 2.7$

(درجه‌ی سانتیگراد) 22 = درجه حرارت آزمایش

$L = 11.9$ cm (در t=30 دقیقه بعد از شروع ته‌نشینی)

مطلوب است تعیین قطر D کوچکترین ذره‌ای که در لحظه‌ی اندازه‌گیری از نقطه‌ی اندازه‌گیری عبور کرده است.

Scanned with CamScanner

حل:

با استفاده از رابطه‌ی ۲-۱-ث می‌توان نوشت:

$$D(mm) = K\sqrt{\frac{L(cm)}{t(min)}}$$

با استفاده از جدول ۲-۱-ث برای G_s=2.7 و دمای ۲۲ درجه‌ی سانتیگراد، مقدار K=0.01312 می‌باشد. بنابراین:

$$D = 0.01312\sqrt{\frac{11.9}{30}} = 0.0083\ mm$$

اندازه موثر، ضریب یکنواختی و ضریب دانه‌بندی

از منحنی دانه‌بندی می‌توان برای مقایسه‌ی خاک‌های مختلف استفاده کرد. همچنین سه پارامتر پایه که از آنها برای طبقه‌بندی خاک‌های دانه‌ای استفاده می‌شود، از روی منحنی دانه‌بندی قابل تعیین است. این سه پارامتر عبارتنداز:

الف: اندازه‌ی موثر

ب: ضریب یکنواختی

پ: ضریب دانه‌بندی

قطری که روی منحنی دانه‌بندی مربوط به درصد عبوری ۱۰ است، اندازه‌ی موثر نامیده شده و با D_{10} نمایش داده می‌شود. ضریب یکنواختی[1] نیز مطابق رابطه‌ی زیر تعریف می‌شود:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \qquad (۲-۲)$$

که در آن:

C_u= ضریب یکنواختی

D_{60}= قطر مربوط به درصد عبوری ۶۰ درصد روی منحنی دانه‌بندی،

ضریب دانه‌بندی[2] نیز طبق رابطه‌ی زیر تعریف می‌شود:

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} \qquad (۲-۳)$$

که در آن:

C_c= ضریب دانه‌بندی

D_{30}= قطر مربوط به درصد عبوری ۳۰ درصد

برای منحنی دانه‌بندی شکل ۲-۲- پ، مقادیر D_{10}، D_{30} و D_{60} به ترتیب برابر با ۰/۱۵، ۰/۳ و ۰/۵۲ میلیمتر می‌باشند. در نتیجه ضرایب یکنواختی و دانه‌بندی برای آن برابرند با:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.52}{0.15} = 3.47$$

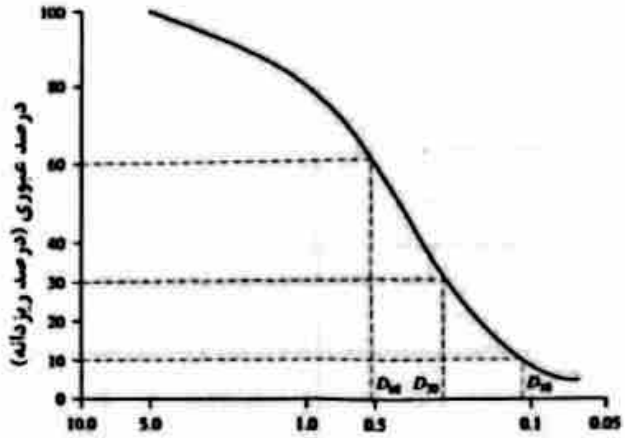
$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} = \frac{(0.3)^2}{0.52 \times 0.15} = 1.15$$

---

1 - Uniformity coefficient

2 - Coefficient of gradation

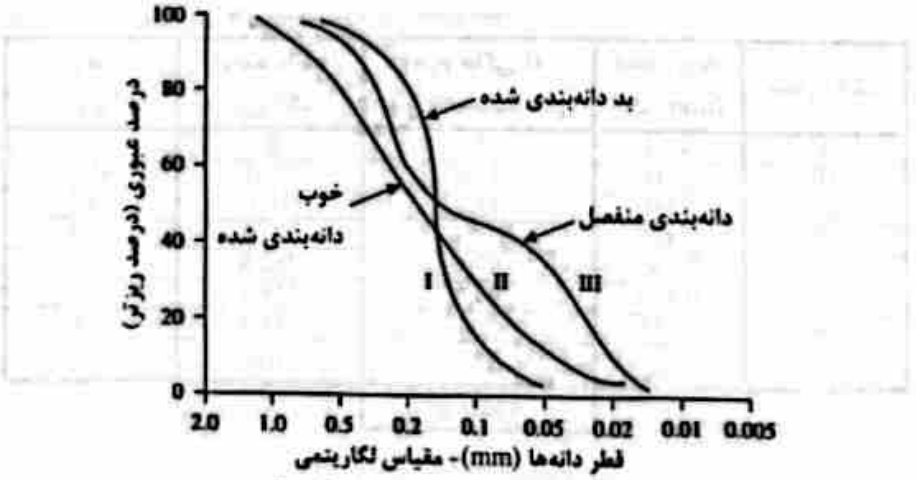
Scanned with CamScanner



شکل ۲-۲- پ- تعاریف D_{60}، D_{30} و D_{10}

منحنی دانه‌بندی نه تنها نشان دهنده‌ی دامنه‌ی اندازه‌ی دانه‌های موجود در خاک است، بلکه نوع توزیع اندازه‌های مختلف دانه‌ها را نشان می‌دهد. این موضوع در شکل ۲-۲-ت نشان داده شده است. نمودار I نشان دهنده‌ی خاکی است که اکثر دانه‌های خاک دارای اندازه‌ی یکسانی می‌باشند. به این خاک، خاک بددانه‌بندی شده[1] می‌گویند. منحنی II نشان دهنده‌ی خاکی می‌باشد که اندازه‌ی ذرات آن در دامنه‌ی وسیعی توزیع شده است که به آن خاک خوب دانه‌بندی شده[2] می‌گویند.

خاک‌های خوب دانه‌بندی شده دارای ضریب یکنواختی بزرگتر از ۴ برای شن و ۶ برای ماسه و ضریب دانه‌بندی ۱ تا ۳ می‌باشند (برای شن و ماسه). ممکن است خاکی ترکیبی از ۲ و یا چند خاک با دانه‌بندی یکنواخت باشد. منحنی III مربوط به چنین خاکی می‌باشد که به آن، خاک با دانه‌بندی منفصل[3] (فاصله‌دار) می‌گویند.



شکل ۲-۲- ت- انواع مختلف منحنی‌های دانه‌بندی

1 - Poorly graded
2 - Well graded
3 - Gap graded

Scanned with CamScanner

مثال ۲-۲

نتایج یک آزمایش دانه‌بندی به شرح زیر است:

شماره الک	جرم خاک مانده روی هر الک (g)
4	0
10	21.6
20	49.5
40	102.6
60	89.1
100	95.6
200	60.4
زیرالک	31.2

مطلوب است:

الف: تعیین درصد عبوری و رسم منحنی دانه‌بندی

ب: تعیین D_{10}، D_{30} و D_{60} برای منحنی دانه‌بندی به دست آمده

پ: محاسبه‌ی ضریب یکنواختی C_u

ت: محاسبه‌ی ضریب دانه‌بندی C_c

حل:

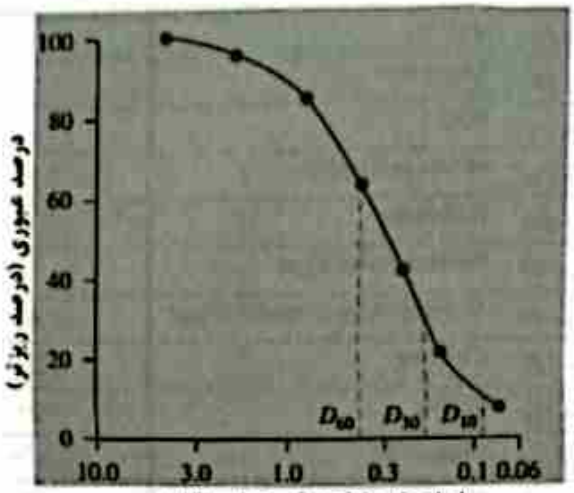
قسمت الف:

برای تعیین درصد عبوری، می‌توان جدول زیر را تنظیم نمود:

شماره الک	ابعاد روزنه الک (mm)	جرم خاکی که روی الک مانده (gr)	درصد مانده روی الک	درصد ریزتر*
4	4.75	0	0	100.0
10	2.00	21.6	21.6	95.2
20	0.850	49.5	71.1	84.2
40	0.425	102.6	173.7	61.4
60	0.250	89.1	262.8	41.6
100	0.150	95.6	358.4	20.4
200	0.075	60.4	418.8	6.9
زیرالک	—	31.2	450	—
		450.0 gr		

* $\frac{\sum M - ۴ \text{ ستون}}{\sum M} \times 100 = \frac{450 - ۴ \text{ ستون}}{450} \times 100$

با توجه به جدول فوق، منحنی دانه‌بندی به شکل زیر قابل رسم است:



شکل ۲-۲- ث

قسمت ب:

با استفاده از شکل ۲-۲- ث می‌توان نوشت:

$$D_{60} = 0.41\,mm\ ,\ D_{30} = 0.185\,mm\ ,\ D_{10} = 0.09\,mm$$

قسمت پ:

با استفاده از رابطه‌ی ۲-۲ داریم:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.41}{0.09} = 4.56$$

قسمت ت:

با استفاده از رابطه‌ی ۲-۳ می‌توان نوشت:

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} = \frac{(0.185)^2}{(0.41)(0.09)} = 0.928$$

چگالی دانه‌ها [1] (G_s)

در انجام محاسبات مختلف در مکانیک خاک، اغلب چگالی دانه‌های خاک لازم می‌گردد. چگالی دانه‌ها را می‌توان در آزمایشگاه به دقت تعیین کرد. در جدول ۲-۲، چگالی دانه‌های بعضی از کانی‌هایی که به طور معمول در خاک یافت می‌شوند، ارائه شده است. دامنه‌ی چگالی دانه‌ها معمولاً بین ۲/۶ تا ۲/۹ است. چگالی دانه‌های ماسه‌ی کم‌رنگ، که اکثراً از کوارتز ساخته شده، در حدود ۲/۶۵ و چگالی خاک‌های لای‌دار و رس‌دار در حدود ۲/۶ تا ۲/۹ است.

1 - Specific gravity

Scanned with CamScanner

جدول ۲-۲- چگالی دانه‌های کانی‌های مهم

کانی		چگالی دانه‌ها، G_s
کوارتز	Quartz	2.65
کائولینیت	Kaolinite	2.6
ایلیت	Illite	2.8
مونت موریلونیت	Montmorillonite	2.65 - 2.80
هالوسیت	Halloysite	2.0 - 2.55
فلدسپات پتاسیم	Potassium feldspar	2.57
فلدسپات سدیم و کلسیم	Sodium and calcium feldspar	2.62 - 2.76
کلرایت	Chlorite	2.6 - 2.9
بیوتیت	Biotite	2.8 - 3.2
مسکویت	Muscovite	2.76 - 3.1
هورن‌بلند	Hornblende	3.0 - 3.47
لیمونیت	Limonite	3.6 - 4.0
الیوین	Olivine	3.27 - 3.7

۲-۳- تفکیک و نامگذاری ذرات خاک برحسب اندازه

جدول ۲-۳، تفکیک و نامگذاری ذرات خاک برحسب اندازه را برای دو سیستم طبقه‌بندی نشان می‌دهد.

جدول ۲-۳- تفکیک و نامگذاری ذرات خاک

سیستم طبقه‌بندی	اندازه‌ی ذرات (mm)
سیستم طبقه‌بندی متحد	شن : ۴/۷۵ ~ ۷۵mm
	ماسه : ۰/۰۷۵ ~ ۴/۷۵mm
	(ریزدانه) رس و لای : <۰/۰۷۵mm
سیستم طبقه‌بندی آشتو	شن : ۲ ~ ۷۵mm
	ماسه : ۰/۰۵ ~ ۲mm
	لای : ۰/۰۰۲ ~ ۰/۰۵mm
	رس : < ۰/۰۰۲mm

جدول فوق نشان می‌دهد که ذرات خاک با اندازه‌ی کوچکتر از ۰/۰۰۲ میلیمتر در دسته‌ی رس‌ها طبقه‌بندی می‌شوند. رس‌ها به طور طبیعی چسبنده هستند و می‌توانند در حالت مرطوب به صورت فتیله درآیند. این خاصیت به علت حضور کانی‌های رسی مانند کائولینیت، ایلیت و مونت‌موریلونیت می‌باشد. در مقابل، ممکن است برخی کانی‌ها مانند کوارتز و فلدسپات در خاک‌هایی با اندازه‌ی ذرات به کوچکی رس وجود داشته باشند. اما این ذرات خاصیت چسبندگی کانی‌های رسی را ندارند. این ذرات، ذرات با اندازه‌ی رسی نامیده می‌شوند نه ذرات رسی.

Scanned with CamScanner

۲-۴- روابط وزنی- حجمی

در سمت چپ شکل ۲-۳- الف، توده‌ی خاک با حجم V و وزن W به همان صورتی که در طبیعت یافت می‌شود، نشان داده شده است. برای حصول روابط وزنی- حجمی، سه قسمت خاک (یعنی مواد جامد، آب و هوا) مطابق سمت راست شکل ۲-۳- الف از یکدیگر جدا می‌شوند. در نتیجه حجم کل نمونه‌ی خاک به صورت زیر قابل بیان است:

$$V = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a$$

که در آن:

V_s = حجم قسمت جامد

V_v = حجم حفرات

V_w = حجم آب درون حفرات

V_a = حجم هوای درون حفرات

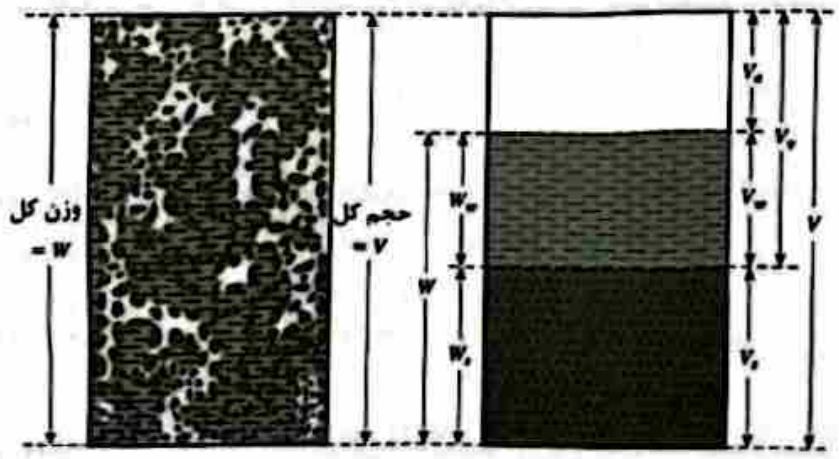
با صرفنظر از وزن هوا، وزن کل نمونه را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$W = W_s + W_w$$

که در آن:

W_s = وزن قسمت جامد

W_w = وزن آب



جامد ■ آب ■ هوا □

(الف) اجزای خاک در وضعیت طبیعی (ب) سه قسمت خاک

شکل ۲-۳- الف

روابط حجمی معمول در مکانیک خاک، عبارتند از نسبت تخلخل[1]، پوکی[2] و درجه‌ی اشباع[3].
نسبت تخلخل به صورت نسبت حجم حفرات به حجم قسمت جامد تعریف می‌شود:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \qquad (۴-۲)$$

که در آن e نسبت تخلخل می‌باشد.
پوکی، نسبت حجم حفرات به حجم کل است:

$$n = \frac{V_v}{V} \qquad (۵-۲)$$

که در آن n پوکی می‌باشد.
درجه‌ی اشباع به صورت نسبت حجم آب به حجم حفرات تعریف می‌شود:

$$S = \frac{V_w}{V_v} \qquad (۶-۲)$$

که در آن S درجه‌ی اشباع است و معمولاً برحسب درصد بیان می‌شود.
رابطه‌ی بین نسبت تخلخل و پوکی را می‌توان از روابط ۲-۴ و ۲-۵ به صورت زیر به دست آورد:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{V - V_v} = \frac{\left(\frac{V_v}{V}\right)}{1 - \left(\frac{V_v}{V}\right)} = \frac{n}{1-n} \quad , \quad n = \frac{e}{1+e} \qquad (۷-۲)$$

روابط وزنی معمول در مکانیک خاک، عبارتنداز میزان رطوبت[4] و وزن مخصوص[5]. میزان رطوبت (ω) که میزان آب نیز گفته می‌شود، به صورت نسبت وزن آب به وزن قسمت جامد (معمولاً برحسب درصد) تعریف می‌شود:

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} \qquad (۸-۲)$$

وزن مخصوص γ نیز وزن واحد حجم خاک می‌باشد:

$$\gamma = \frac{W}{V} \qquad (۹-۲)$$

وزن مخصوص را می‌توان برحسب وزن قسمت جامد، میزان رطوبت و حجم کل نوشت:

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{W_s\left[1 + \left(\frac{W_w}{W_s}\right)\right]}{V} = \frac{W_s(1+\omega)}{V} \qquad (۱۰-۲)$$

---

1 - Void ratio
2 - Porosity
3 - Degree of saturation
4 - Moisture content
5 - Unit weight

Scanned with CamScanner

مهندسین خاک اغلب به وزن مخصوص تعریف شده طبق رابطه‌ی ۲-۹، وزن مخصوص مرطوب[1] می‌گویند. در مقابل، وزن مخصوص خشک[2]، γ_d به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \qquad (۲-۱۱)$$

با استفاده از روابط ۲-۱۰ و ۲-۱۱، رابطه‌ی بین وزن مخصوص مرطوب (یا وزن مخصوص) و وزن مخصوص خشک و میزان رطوبت به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+\omega} \qquad (۲-۱۲)$$

وزن مخصوص در دستگاه آحاد SI معمولاً برحسب نیوتن برمترمکعب (N/m^3) یا کیلونیوتن بر مترمکعب (kN/m^3) و در دستگاه MKS برحسب کیلوگرم نیرو بر مترمکعب (kgf/m^3) و یا تن برمترمکعب (ton/m^3) بیان می‌شود.

به طریق مشابه با روابط ۲-۹ و ۲-۱۱، جرم مخصوص[3] مرطوب و جرم مخصوص خشک[4] خاک به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\rho = \frac{M}{V} \qquad (۲-۱۳)$$

و

$$\rho_d = \frac{M_s}{V} \qquad (۲-۱۴)$$

در روابط فوق:

ρ = جرم مخصوص خاک برحسب کیلوگرم جرم برمترمکعب (kg/m^3)

ρ_d = جرم مخصوص خشک خاک (kg/m^3)

M = جرم کل نمونه‌ی خاک برحسب کیلوگرم جرم (kg)

M_s = جرم قسمت جامد نمونه‌ی خاک (kg)

وزن مخصوص خاک برحسب kN/m^3 با استفاده از روابط زیر از جرم مخصوص به دست می‌آید:

$$\gamma(kN/m^3) = \rho.g(kg/m^3)/1000 = 9.81 \times \rho(kg/m^3)/1000$$

$$\gamma_d(kN/m^3) = \rho_d.g(kg/m^3)/1000 = 9.81 \times \rho_d(kg/m^3)/1000$$

که در روابط فوق، g شتاب ثقل زمین مساوی $9.81\ m/sec^2$ می‌باشد (برای کارهای عملی با دقت مناسب می‌توان g را مساوی $10\ m/sec^2$ در نظر گرفت).

بعضی از مقادیر معمول نسبت تخلخل، میزان رطوبت و وزن مخصوص خشک در خاک‌های موجود در طبیعت، در جدول زیر ارائه شده است.

---

1 - Moist unit weight
2 - Dry unit weight
3 - Moist density
4 - dry density

Scanned with CamScanner

مقادیر نمونه برای نسبت تخلخل، میزان رطوبت در شرایط اشباع و وزن مخصوص خشک

نوع خاک	نسبت تخلخل e	میزان رطوبت طبیعی در وضعیت اشباع ٪	وزن مخصوص خشک (kN/m^3)
ماسه‌ی شل یکنواخت	0.8	30	14.5
ماسه‌ی متراکم یکنواخت	0.45	16	18
ماسه‌ی لای‌دار شل با دانه‌های تیزگوشه	0.65	25	16
ماسه‌ی لای‌دار متراکم با دانه‌های تیزگوشه	0.4	15	19
رس سفت	0.6	21	17
رس نرم	0.9-1.4	30-50	11.5-14.5
ماسه بادی	0.9	25	13.5
رس آلی نرم	2.5-3.2	90-120	6-8
تیل یخرفت	0.3	10	21

روابط بین وزن مخصوص، نسبت تخلخل، میزان رطوبت و چگالی دانه‌ها

برای تعیین روابطی بین وزن مخصوص (یا جرم مخصوص)، نسبت تخلخل و میزان رطوبت مطابق شکل ۲-۳-ب، حجمی از خاک در نظر بگیرید که در آن حجم قسمت جامد مساوی واحد است. اگر حجم قسمت جامد مساوی ۱ باشد، حجم حفرات از لحاظ عددی مساوی نسبت تخلخل e خواهد بود در نتیجه وزن قسمت جامد و آب را می‌توان طبق روابط زیر نوشت:

$$W_s = G_s\gamma_w$$
$$W_w = \omega W_s = \omega G_s\gamma_w$$

که در آن:

G_s = چگالی دانه‌ها

ω = میزان رطوبت

γ_w = وزن مخصوص آب

در سیستم آحاد SI، وزن مخصوص آب $9.81\ kN/m^3$ [1] و در دستگاه MKS مساوی $1\ ton/m^3$ می‌باشد.

چگالی دانه‌ها (G_s)، (بند ۲-۲) می‌تواند به صورت زیر بیان گردد:

$$G_s = \frac{W_s}{V_s\gamma_w} \qquad (۱۵-۲)$$

حال با استفاده از تعریف وزن مخصوص و وزن مخصوص خشک (روابط ۲-۹ و ۲-۱۱)، می‌توان نوشت:

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{G_s\gamma_w + \omega G_s\gamma_w}{1+e} = \frac{(1+\omega)G_s\gamma_w}{1+e} \qquad (۱۶-۲)$$

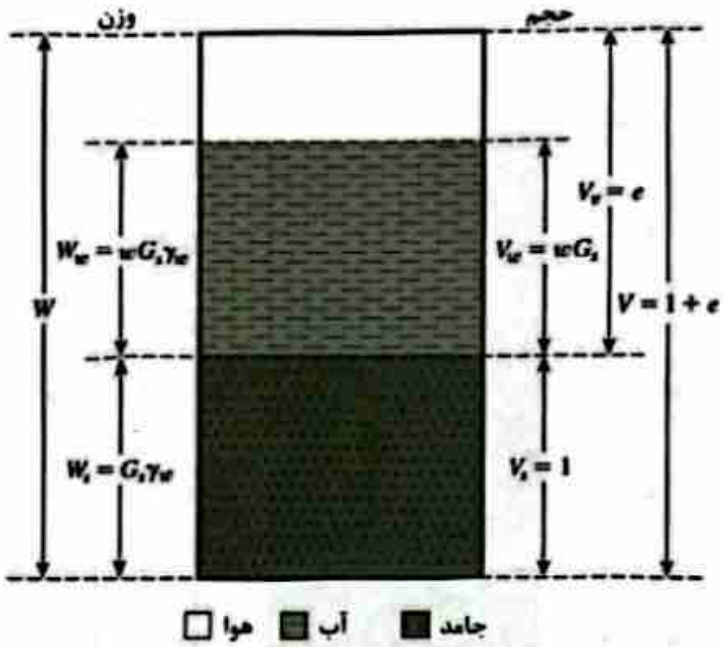
و

۱- در کارهای عملی با دقت مناسب آن را می‌توان مساوی $10\ kN/m^3$ در نظر گرفت.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{G_s\gamma_w}{1+e} \qquad (۱۷-۲)$$

یا:

$$e = \frac{G_s\gamma_w}{\gamma_d} - 1 \qquad (۱۸-۲)$$



شکل ۲-۳- ب- سه قسمت مجزای خاک با حجم قسمت جامد مساوی ۱

از آنجایی که وزن آب برای خاک تحت مطالعه مساوی $\omega G_s\gamma_w$ می‌باشد، حجم اشغال شده توسط آب برابر است با:

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} = \frac{\omega G_s\gamma_w}{\gamma_w} = \omega G_s$$

حال با استفاده از تعریف درجه‌ی اشباع (رابطه‌ی ۲-۶) می‌توان نوشت:

$$S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{\omega G_s}{e}$$

یا:

$$Se = \omega G_s \qquad (۱۹-۲)$$

رابطه‌ی به دست آمده برای حل مسائلی که شامل روابط سه قسمتی می‌باشند، بسیار مفید است.

اگر نمونه‌ی خاک اشباع باشد، بدین معنی که فضای حفرات کاملاً پر از آب باشد (شکل ۲-۳-پ)، روابط مربوط به وزن مخصوص اشباع می‌تواند به طریق مشابه به دست آید:

Scanned with CamScanner

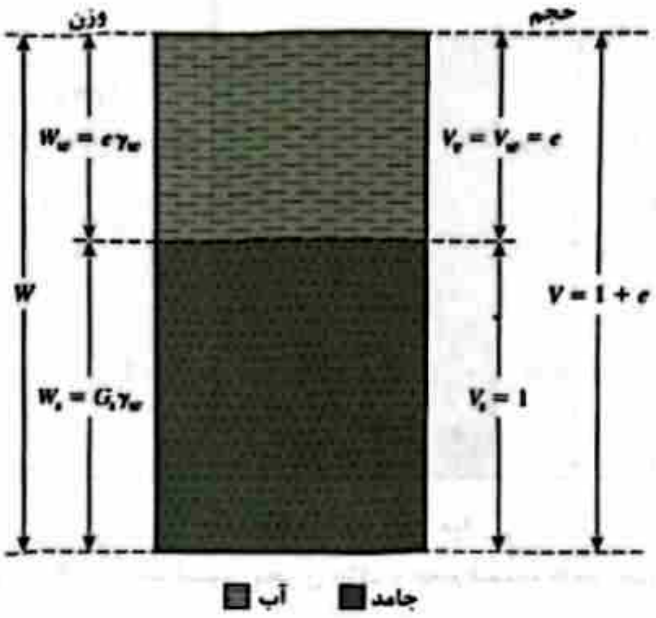
$$\gamma_{sat} = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{G_s\gamma_w + e\gamma_w}{1+e} = \frac{(G_s + e)\gamma_w}{1+e} \qquad (۲۰-۲)$$

که در آن:

γ_{sat} = وزن مخصوص اشباع خاک

همچنین از رابطه‌ی ۲-۱۹ با $S = 1$ می‌توان نتیجه گرفت:

$$e = \omega G_s \qquad (۲۱-۲)$$



شکل ۲-۳- پ- خاک اشباع با حجم قسمت جامد مساوی واحد

همان‌طور که پیش‌تر توضیح داده شد، به علت سهولت کار با جرم مخصوص در سیستم آحاد SI، روابط جرم مخصوص زیر که مشابه روابط وزن مخصوص ۲-۱۶، ۲-۱۷ و ۲-۲۰ هستند، می‌توانند در عمل مفید باشند:

$$\text{جرم مخصوص} = \rho = \frac{(1+\omega)G_s\rho_w}{1+e} \qquad (۲۲-۲\text{-الف})$$

$$\text{جرم مخصوص خشک} = \rho_d = \frac{G_s\rho_w}{1+e} \qquad (۲۲-۲\text{-ب})$$

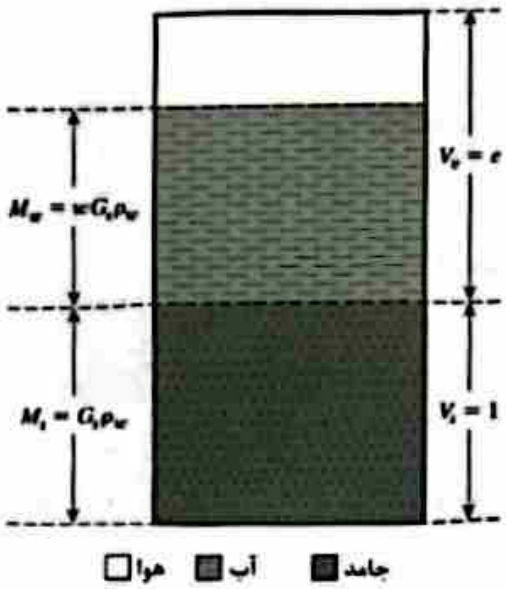
$$\text{جرم مخصوص اشباع} = \rho_{sat} = \frac{(G_s + e)\rho_w}{1+e} \qquad (۲۲-۲\text{-پ})$$

که در آن جرم مخصوص ρ_w آب مساوی $1000\ kg/m^3$ می‌باشد.

رابطه ۲-۲۲-الف را می‌توان با مراجعه به نمونه‌ی خاک نشان داده شده در شکل ۲-۳-ت که در آن حجم قسمت جامد مساوی ۱ و حجم حفرات مساوی e است، به دست آورد. در این شکل جرم قسمت جامد M_s، مساوی $G_s\rho_w$ می‌باشد. میزان رطوبت در رابطه‌ی ۲-۸ به صورت زیر تعریف شده است:

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} = \frac{\text{(جرم آب) } g}{\text{(جرم قسمت جامد) } g} = \frac{M_w}{M_s}$$

که در آن M_w جرم آب می‌باشد.



شکل ۲-۳- ت- سه قسمت مجزای خاک که از آن برای تعیین روابط جرمی- حجمی استفاده می‌شود.

از آنجایی که جرم خاک در نمونه مساوی $G_s\rho_w$ است، جرم آب برابر خواهد شد با:

$$M_w = \omega M_s = \omega G_s \rho_w$$

با استفاده از رابطه‌ی ۲-۱۳، جرم مخصوص به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\rho = \frac{M}{V} = \frac{M_s + M_w}{V_s + V_v} = \frac{G_s\rho_w + \omega G_s \rho_w}{1+e}$$

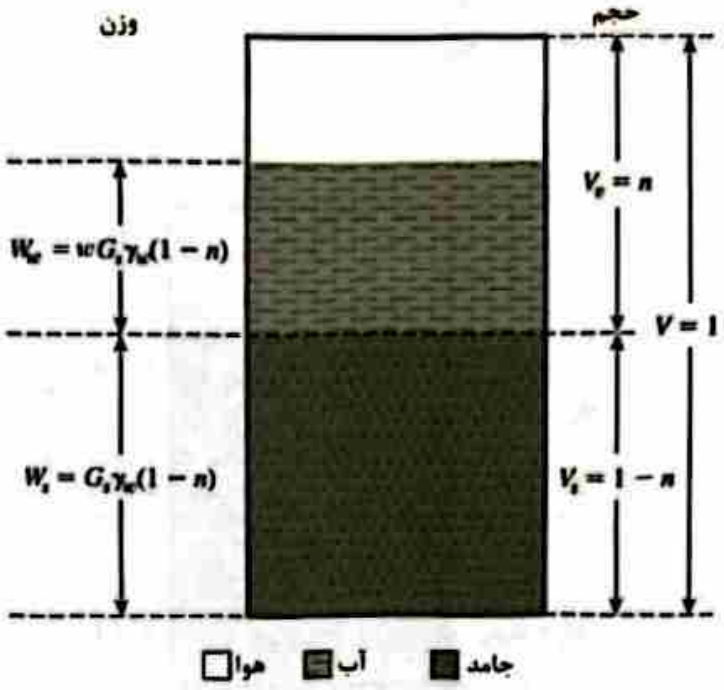
$$= \frac{(1+\omega)G_s\rho_w}{1+e}$$

که نتیجه‌ی به دست آمده اثبات رابطه‌ی ۲-۲۲-الف است. روابط ۲-۲۲-ب و ۲-۲۲-پ نیز به طریق مشابه اثبات می‌شوند.

رابطه‌ی بین وزن مخصوص، پوکی و میزان رطوبت

رابطه‌ی بین وزن مخصوص، پوکی و میزان رطوبت را می‌توان به روشی مشابه روش ارائه شده در بخش قبل به دست آورد. مطابق شکل زیر، نمونه‌ی خاکی با حجم کل واحد در نظر بگیرید. داریم:

$$n = \frac{V_v}{V}$$



شکل ۲-۳- ث- نمونه‌ی خاک با حجم کل V=1

اگر V مساوی ۱ باشد، V_s مساوی n خواهد شد. بنابراین خواهیم داشت:

$$V_s = 1-n$$

وزن قسمت جامد خاک (W_s) و وزن آب (W_w) را می‌توان به صورت زیر تعریف نمود:

$$W_s = G_s\gamma_w(1-n) \qquad (۲-۲۳-\text{الف})$$

$$W_w = \omega W_s = \omega G_s\gamma_w(1-n) \qquad (۲-۲۳-\text{ب})$$

بنابراین، وزن مخصوص خشک برابر می‌شود با:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} = \frac{G_s\gamma_w(1-n)}{1} = G_s\gamma_w(1-n) \qquad (۲-۲۳-\text{پ})$$

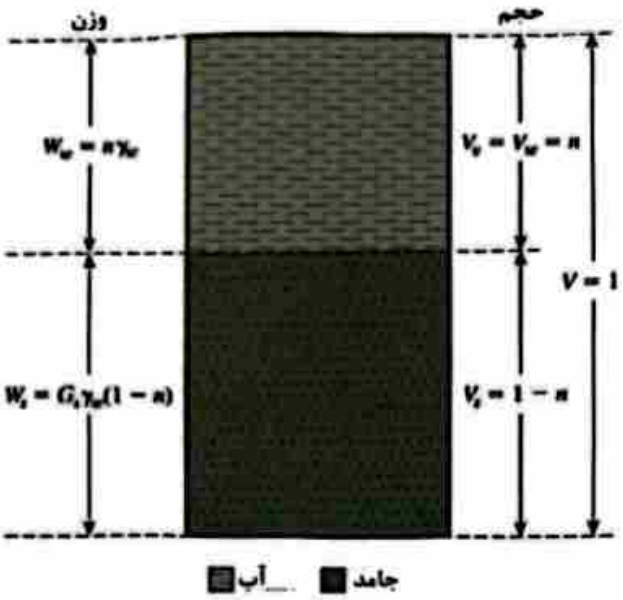
وزن مخصوص مرطوب نیز برابر است با:

$$\gamma = \frac{W_s + W_w}{V} = G_s\gamma_w(1-n)(1+\omega) \qquad (۲-۲۳-\text{ت})$$

شکل ۲-۳-ج نمونه‌ی خاکی را نشان می‌دهد که اشباع بوده و دارای حجم V=1 است. با توجه به شکل می‌توان نوشت:

$$\gamma_{sat} = \frac{W_s + W_w}{V} = \frac{(1-n)G_s\gamma_w + n\gamma_w}{1} = \left[(1-n)G_s + n\right]\gamma_w \qquad (۲-۲۳-\text{ث})$$

Scanned with CamScanner



شکل ۲-۳-ج- نمونه‌ی خاک اشباع با حجم کل مساوی با ۱

میزان رطوبت یک نمونه‌ی خاک اشباع را می‌توان به صورت زیر بیان نمود:

$$\omega_{sat} = \frac{W_w}{W_s} = \frac{n\gamma_w}{(1-n)\gamma_w G_s} = \frac{n}{(1-n)G_s} \qquad (۲-۲۳-ج)$$

جدول ۲-۴- اشکال مختلفی از روابط γ، γ_d و γ_{sat}

روابط وزن مخصوص اشباع	روابط وزن مخصوص خشک	روابط وزن مخصوص
$\gamma_{sat} = \frac{(G_s+e)\gamma_w}{1+e}$	$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w}$	$\gamma = \frac{(1+w)G_s\gamma_w}{1+e}$
$\gamma_{sat} = [(1-n)G_s + n]\gamma_w$	$\gamma_d = \frac{G_s\gamma_w}{1+e}$	$\gamma = \frac{(G_s+Se)\gamma_w}{1+e}$
$\gamma_{sat} = \left(\frac{1+w}{1+wG_s}\right)G_s\gamma_w$	$\gamma_d = G_s\gamma_w(1-n)$	$\gamma = \frac{(1+w)G_s\gamma_w}{1+\frac{wG_s}{S}}$
$\gamma_{sat} = \left(\frac{e}{w}\right)\left(\frac{1+w}{1+e}\right)\gamma_w$	$\gamma_d = \frac{G_s}{1+\frac{wG_s}{S}}\gamma_w$	$\gamma = G_s\gamma_w(1-n)(1+w)$
$\gamma_{sat} = \gamma_d + n\gamma_w$	$\gamma_d = \frac{eS\gamma_w}{(1+e)w}$	
$\gamma_{sat} = \gamma_d + \left(\frac{e}{1+e}\right)\gamma_w$	$\gamma_d = \gamma_{sat} - n\gamma_w$	
	$\gamma_d = \gamma_{sat} - \left(\frac{e}{1+e}\right)\gamma_w$	

Scanned with CamScanner

مثال ۲-۳

برای یک نمونه خاک مرطوب اطلاعات زیر در دست است:

حجم کل : $V = 1.2\,m^3$

جرم کل : $M = 2350\,kg$

میزان رطوبت : $\omega = 8.6\%$

چگالی دانه‌ها : $G_s = 2.71$

مطلوبست تعیین:

(الف) جرم مخصوص مرطوب

(ب) جرم مخصوص خشک

(پ) نسبت تخلخل

(ت) پوکی

(ث) درجه‌ی اشباع

(ج) حجم آب در نمونه‌ی خاک

حل:

قسمت (الف): از رابطه‌ی ۲-۱۳ داریم:

$$\rho = \frac{M}{V} = \frac{2350}{1.2} = 1958.3\ kg/m^3$$

قسمت (ب): از رابطه‌ی ۲-۱۴ داریم:

$$\rho_d = \frac{M_s}{V} = \frac{M}{(1+\omega)V} = \frac{2350}{\left(1+\frac{8.6}{100}\right)(1.2)} = 1803.3\ kg/m^3$$

قسمت (پ): از رابطه‌ی ۲-۲۲-ب داریم:

$$\rho_d = \frac{G_s \rho_w}{1+e}$$

$$e = \frac{G_s \rho_w}{\rho_d} - 1 = \frac{(2.71)(1000)}{1803.3} - 1 = 0.503$$

قسمت (ت): از رابطه‌ی ۲-۷ داریم:

$$n = \frac{e}{1+e} = \frac{0.503}{1+0.503} = 0.335$$

قسمت (ث): از رابطه‌ی ۲-۱۹ داریم:

$$S = \frac{\omega G_s}{e} = \frac{\left(\frac{8.6}{100}\right)(2.71)}{0.503} = 0.463 = 46.3\%$$

قسمت (ج): حجم آب برابر است با:

Scanned with CamScanner

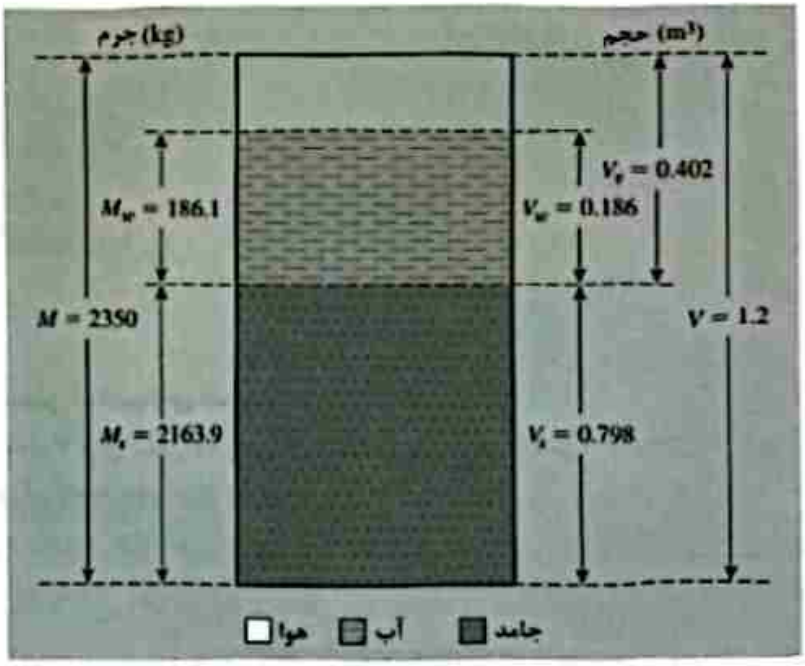
$$\frac{M_w}{\rho_w}=\frac{M-M_s}{\rho_w}=\frac{M-\frac{M}{1+\omega}}{\rho_w}=\frac{2350-\left(\frac{2350}{1+\frac{8.60}{100}}\right)}{1000}=0.186\ m^3$$

روش دیگر حل:

با مراجعه به شکل ۲-۳-ج داریم:

قسمت (الف):

$$\rho=\frac{M}{V}=\frac{2350}{1.2}=1958.3\ kg/m^3$$



شکل ۲-۳-ج

قسمت (ب):

$$M_s=\frac{M}{1+\omega}=\frac{2350}{1+\frac{8.6}{100}}=2163.9\ kg$$

$$\rho_d=\frac{M_s}{V}=\frac{M}{(1+\omega)V}=\frac{2350}{\left(1+\frac{8.6}{100}\right)(1.2)}=1803.3\ kg/m^3$$

قسمت (پ):

حجم جامد: $\frac{M_s}{G_s\rho_w}=\frac{2163.9}{(2.71)(1000)}=0.798\ m^3$

حجم حفرات : $V_v = V - V_s = 1.2 - 0.798 = 0.402\ m^3$

نسبت تخلخل : $e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{0.402}{0.798} = 0.503$

قسمت (ث):

پوکی : $n = \frac{V_v}{V} = \frac{0.402}{1.2} = 0.335$

قسمت (ث):

$$S = \frac{V_w}{V_v}$$

حجم آب : $V_w = \frac{M_w}{\rho_w} = \frac{186.1}{1000} = 0.186\ m^3$

بنابراین:

$$S = \frac{0.186}{0.402} = 0.463 = 46.3\%$$

قسمت (ج): از قسمت ث داریم:

$$V_w = 0.186\,m^3$$

۲-۵- تراکم نسبی (دانسیته‌ی نسبی)

تراکم نسبی[1] معمولاً برای نشان دادن میزان تراکم و یا سستی[2] (شلی) خاک‌های دانه‌ای در محل، مورد استفاده قرار می‌گیرد و به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \qquad (۲۴-۲)$$

که در آن:

D_r = تراکم نسبی که معمولاً به صورت درصد بیان می‌شود.

e = نسبت تخلخل خاک در محل

e_{max} = نسبت تخلخل خاک در شل‌ترین وضعیت

e_{min} = نسبت تخلخل خاک در متراکم‌ترین وضعیت

دانسیته‌ی نسبی، گاهی شاخص چگالی نیز نامیده شده و با I_D نمایش داده می‌شود. تراکم ذرات در خاک‌های دانه‌ای بعضی مواقع با دانسیته‌ی نسبی خاک‌ها رابطه دارد.

دامنه‌ی تغییرات D_r از 0% برای خاک‌های خیلی شل تا حداکثر 100% برای خاک‌های خیلی متراکم می‌باشد. با توجه به تراکم نسبی، خاک‌های دانه‌ای مطابق جدول ۲-۵ توصیف می‌شوند. در جدول بخش ۲-۴ نیز برای بعضی از خاک‌ها در حالت طبیعی، مقادیر نمونه برای نسبت تخلخل، میزان رطوبت در شرایط اشباع و وزن مخصوص خشک ارائه شده است.

---

1 - Relative density
2 - Losseness

Scanned with CamScanner

جدول ۲-۵- توصیف کیفی خاک‌های دانه‌ای برحسب تراکم نسبی

توصیف خاک دانه‌ای	تراکم نسبی (درصد)
خیلی شل	0-15
شل	15-50
متوسط	50-70
متراکم	70-85
خیلی متراکم	85-100

خاک‌های برجا به ندرت دارای تراکم نسبی کمتر از ۲۰ تا ۳۰ درصد هستند. تراکم خاک دانه‌ای به تراکم نسبی بیشتر از ۸۵ درصد مشکل است و نیاز به انرژی قابل توجه دارد. رابطه‌ی تراکم نسبی را می‌توان برحسب نسبت تخلخل نوشت:

$$e_{max} = \frac{n_{max}}{1 - n_{max}} \qquad (۲۵-۲)$$

$$e_{min} = \frac{n_{min}}{1 - n_{min}} \qquad (۲۶-۲)$$

$$e = \frac{n}{1 - n}$$

n_{max} و n_{min}= به ترتیب پوکی در شل‌ترین و متراکم‌ترین وضعیت هستند.
داریم:

$$D_r = \frac{(1 - n_{min})(n_{max} - n)}{(n_{max} - n_{min})(1 - n)} \qquad (۲۷-۲)$$

با استفاده از تعریف وزن مخصوص خشک، تراکم نسبی را می‌توان برحسب وزن مخصوص خشک حداقل و حداکثر بیان کرد. بنابراین:

$$D_r = \frac{\left[\frac{1}{\gamma_{d(min)}}\right] - \left[\frac{1}{\gamma_d}\right]}{\left[\frac{1}{\gamma_{d(min)}}\right] - \left[\frac{1}{\gamma_{d(max)}}\right]} = \left[\frac{\gamma_d - \gamma_{d(min)}}{\gamma_{d(max)} - \gamma_{d(min)}}\right]\left[\frac{\gamma_{d(max)}}{\gamma_d}\right] \qquad (۲۸-۲)$$

که در آن:

$\gamma_{d(min)}$ = وزن مخصوص خشک در شل‌ترین وضعیت (متناظر با نسبت تخلخل e_{max})

γ_d = وزن مخصوص خشک خاک در محل (متناظر با نسبت تخلخل e)

$\gamma_{d(max)}$ = وزن مخصوص خشک در متراکم‌ترین وضعیت (متناظر با نسبت تخلخل e_{min})

و D_r برحسب جرم مخصوص بصورت زیر نوشته می‌شود:

$$D_r = \left[\frac{\rho_d - \rho_{d(min)}}{\rho_{d(max)} - \rho_{d(min)}}\right]\frac{\rho_{d(max)}}{\rho_d} \qquad (۲۹-۲)$$

Scanned with CamScanner

کوبرینفسکی و اشیهارا (۱۹۹۹ و ۲۰۰۲) تغییرات e_{max} و e_{min} را برای تعداد زیادی خاک مورد بررسی قرار دادند. براساس بهترین خط برازش آنها روابط زیر را پیشنهاد دادند:

ماسه تمیز ($F_c = 0$ تا 5%)

$$e_{max} = 0.072 + 1.53 e_{min} \qquad (۲-۳۰-الف)$$

ماسه با ریزدانه $(5 < F_c \leq 15\%)$

$$e_{max} = 0.25 + 1.37 e_{min} \qquad (۲-۳۰-ب)$$

ماسه با ریزدانه و رس $(15 < P_c \leq 30\%; F_c = 5$ تا 20%)

$$e_{max} = 0.44 + 1.21 e_{min} \qquad (۲-۳۰-پ)$$

خاک لای‌دار $(30 < F_c \leq 70\%; P_c = 5$ تا 20%)

$$e_{max} = 0.44 + 1.32 e_{min} \qquad (۲-۳۰-ت)$$

که در آن:

F_c = درصد عبوری از الک ۰/۰۷۵ میلیمتر

P_c = درصد اندازه رسی $(< 0.005\ mm)$

$$e_{max} - e_{min} = 0.23 + \frac{0.06}{D_{50}(mm)} \qquad (۲-۳۱)$$

D_{50} = اندازه متوسط ذرات خاک

۲-۶- حدود اتربرگ

وقتی در خاک‌های ریزدانه، کانی‌های رسی ظاهر شود، با مرطوب کردن، خاک حالت خمیری به خود می‌گیرد و آن را می‌توان بدون خرد شدن شکل داد. این خاصیت چسبندگی به علت آب جذب شده‌ای است که ذرات رس را احاطه کرده است. در اوایل دهه‌ی ۱۹۰۰، دانشمند سوئدی، اتربرگ[1]، روشی برای توصیف سفتی خاک‌های ریزدانه برحسب میزان رطوبت ابداع نمود. در میزان رطوبت خیلی کم، خاک مثل جسم جامد عمل می‌کند. در رطوبت خیلی بالا، مخلوط آب و خاک می‌تواند به صورت مایع جاری شود. به طور کلی همانند شکل ۲-۴، برحسب میزان رطوبت، طبیعت رفتار خاک به یکی از چهار حالت جامد، نیمه‌جامد، خمیری و مایع خواهد بود.

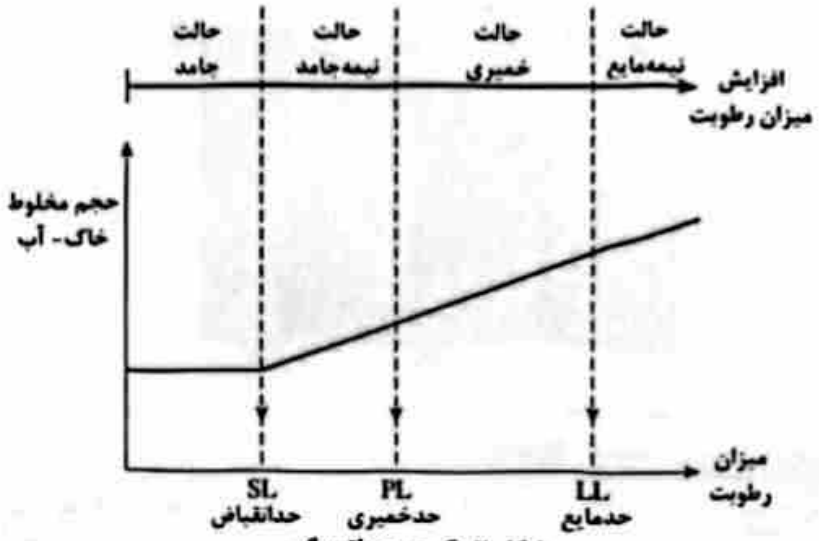
میزان رطوبت (برحسب درصد) در نقطه‌ی انتقال از جامد به نیمه‌جامد، حد انقباض و در نقطه‌ی انتقال از نیمه جامد به خمیری، حد خمیری و از خمیری به مایع، حد مایع یا حد روانی نامیده می‌شود. حدود نامبرده، به حدود اتربرگ معروف هستند. (شکل ۲-۴)

در جدول ۲-۶ حدود اتربرگ برای انواع کانی‌های رسی ارائه شده است.

---

1 - Attrberg

Scanned with CamScanner



شکل ۲-۴- حدود اتربرگ

جدول ۲-۶- حدود اتربرگ برای کانی‌های رس

کانی		حدمایع	حدخمیری	حدانقباض
Montmorillonite	مونت مریلونیت	100-900	50-100	8.5-15
Nontronite	نونترونیت	37-72	19-27	
Illite	ایلیت	60-120	35-60	15-17
Kaolinite	کائولینیت	30-110	25-40	25-29
Hydrated halloysite	هالوزیت هیدراته	50-70	47-60	
Dehydrated halloysite	هالوزیت بی‌آب	35-55	30-45	
Attapulgite	اتاپولگیت	160-230	100-120	
Chlorite	کلریت	44-47	36-40	
Allophane	الوفین	200-250	130-140	

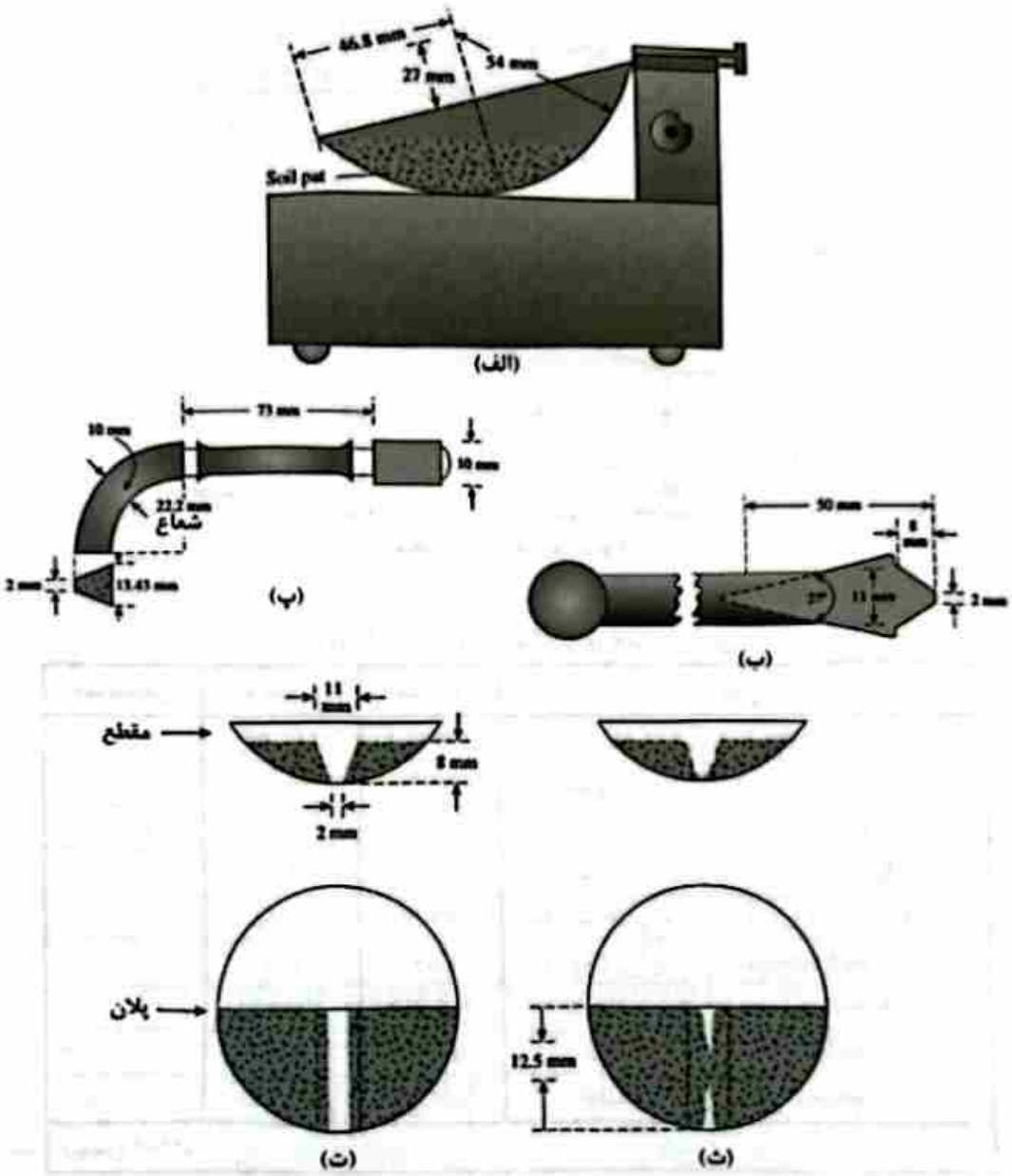
(میشل ۱۹۷۶)

۲-۷- حد مایع (حدروانی)

روش فنجان ضربه‌ای[1] - روش کازاگرانده

روش فنجان ضربه‌ای در سال ۱۹۳۲ توسط کازاگرانده ابداع شد و از آن به بعد در سرتاسر دنیا متداول گردید. این آزمایش طبق استاندارد ASTM-D4318 برای تعیین حدمایع خاک‌های چسبنده رسمیت یافته است.

1 - Percussion cup method



آزمایش حد مایع. (الف) وسیله‌ی تعیین حد مایع، (ب) شیارزن مسطح، (پ) شیارزن گوه‌ای، (ت) شیار خاک قبل از آزمایش، (ث) شیار خاک بعد از آزمایش

وسیله‌ی اندازه‌گیری حد مایع شامل یک فنجان برنجی و یک پایه از لاستیک سخت می‌باشد. با پیچاندن دسته‌ای، فنجان از روی پایه قدری بلند شده و به طور ناگهانی روی آن می‌افتد. برای انجام آزمایش تعیین حد مایع (حد روانی)، خمیر خاک در فنجان قرار داده شده و با استفاده از شیارزن استاندارد (شکل ب و پ)، شیاری در وسط نمونه‌ی خمیری خاک ایجاد می‌شود. سپس با پیچاندن دسته‌ی دستگاه، فنجان از روی پایه بلند شده و از ارتفاع ۱۰ میلیمتری بر آن می‌افتد. درصد رطوبتی که به ازای آن به علت ۲۵ ضربه‌ی فنجان، شیار ایجاد شده در نمونه‌ی داخل فنجان، بسته می‌شود، حد مایع (حد روانی) خوانده می‌شود.

Scanned with CamScanner

تنظیم رطوبت خاک به طوری که دقیقاً به علت ۲۵ ضربه، عرض شیار بسته شود، مشکل است. بنابراین حداقل چهار آزمایش برای خاک مورد مطالعه با رطوبت‌های مختلف انجام شده و تعداد ضربات لازم برای بستن شیار اندازه‌گیری می‌شود. میزان رطوبت باید طوری باشد که تعداد ضربات N بین ۱۵ تا ۳۵ قرار گیرد. سپس، میزان رطوبت برحسب درصد، در مقابل تعداد ضربات N روی کاغذ نیمه‌لگاریتمی رسم می‌شود. رابطه‌ی بین میزان رطوبت و log N تقریباً به صورت خط مستقیم است و به نمودار آن، نمودار جریان[1] می‌گویند.

۲-۸- حد خمیری (PL)

حد خمیری، میزان رطوبتی (برحسب درصد) است که به ازای آن اگر فتیله‌ای به قطر ۳/۲ میلیمتر از خمیر خاک نمونه (با روش غلتاندن) ساخته شود، خرد گردد. روش آزمایش ساده است و مطابق شکل با غلتاندن تکه‌ای از خمیر بیضی‌گون خاک برروی صفحه‌ی شیشه‌ای به وسیله‌ی دست صورت می‌گیرد. روش آزمایش حد خمیری در استاندارد ASTM-D4318 ارائه شده است.



غلتاندن نمونه خاک روی صفحه‌ی شیشه‌ای جهت تعیین حدپلاستیک

نشانه‌ی خمیری

اندیس یا نشانه خمیری (PI) اختلاف بین حد مایع و حد خمیری خاک است.

$$PI = LL - PL \qquad (۲-۳۲)$$

بورمیستر[2] (۱۹۴۹)، نشانه خمیری را بصورت زیر طبقه‌بندی نمود:

توصیف	PI
غیرخمیری	0
اندکی خمیری	1-5
خمیری کم	5-10
خمیری متوسط	10-20
خمیری زیاد	20-40
خمیری خیلی زیاد	> 40

حد انقباض (SL)

با از دست دادن رطوبت، خاک منقبض می‌شود (حجم آن کم می‌گردد). با کاهش پیوسته‌ی رطوبت، مرحله‌ای می‌رسد که از آن به بعد، کاهش رطوبت دیگر سبب کاهش حجم نمی‌شود (شکل ۲-۴). به این درصد رطوبت، حد انقباض می‌گویند.

---

1 - Flow curve
2 - Burmister

Scanned with CamScanner

۲-۹- سیستم‌های طبقه‌بندی خاک

این سیستم در سال ۱۹۲۹ میلادی پایه‌ریزی شد. متن اولیه بارها مورد تجدیدنظر قرار گرفت و چیزی که در حال حاضر تحت عنوان ASTM-D-3282 و AASHTO-M145 استاندارد شده، برمبنای آخرین تجدیدنظر آن در سال ۱۹۴۵ قرار دارد.

در جدول ۲-۷ طبقه‌بندی آشتو که در حال حاضر مورد استفاده قرار می‌گیرد، نشان داده شده است. طبق این سیستم، خاک به گروه‌های اصلی A-1 تا A-7 تقسیم می‌شود. خاک‌های گروه‌های A-1، A-2 و A-3 مصالح دانه‌ای هستند که درصد عبوری آنها از الک نمره‌ی ۲۰۰، کمتر از ۳۵ درصد است. خاک‌هایی که درصد عبوریشان از الک نمره‌ی ۲۰۰ بیشتر از ۳۵ درصد است، در گروه‌های A-4، A-5، A-6 و A-7 قرار می‌گیرند. این گروه‌ها اغلب مصالح لای و رس می‌باشند. این سیستم طبقه‌بندی برمبنای معیارهای زیر قرار دارد:

۱- اندازه‌ی دانه‌ها
- شن: دانه‌هایی که از الک ۷۵ میلیمتر (۳ اینچ) رد شده و برروی الک ۲ میلیمتر (نمره ۱۰) باقی می‌مانند.
- ماسه: دانه‌هایی که از الک ۲ میلیمتر (نمره ۱۰) رد شده و برروی الک ۰/۰۷۵ میلیمتر (نمره ۲۰۰) باقی می‌مانند.
- لای و رس: ذراتی که از الک ۰/۰۷۵ میلیمتر (نمره ۲۰۰) عبور می‌کند.

۲- خاصیت خمیری

صفت لای‌دار به خاک‌هایی اطلاق می‌شود که نشانه‌ی خمیری ریزدانه‌های آن‌ها مساوی و یا کوچکتر از ۱۰ است. صفت رس‌دار به خاک‌هایی اطلاق می‌شود که نشانه‌ی خمیری ریزدانه‌های آن مساوی ۱۱ و یا بزرگتر است.

۳- اگر قلوه‌سنگ (دانه‌ها با اندازه‌ی بزرگتر از ۷۵ میلیمتر) در خاک یافت شود، در هنگام طبقه‌بندی از نمونه حذف می‌شوند. لیکن درصد آنها ثبت می‌شود.

برای طبقه‌بندی خاک طبق جدول ۲-۷، نتایج آزمایشگاهی از چپ به راست اعمال می‌شوند. با فرآیند حذف، اولین گروهی از چپ که نتایج آزمایشگاهی با آن جور است، طبقه‌ی صحیح خاک می‌باشد.

جدول ۲-۷- طبقه‌بندی مصالح بستر بزرگراه‌ها طبق طبقه‌بندی آشتو

طبقه‌بندی عمومی	مصالح دانه‌ای (درصد عبوری از الک ۲۰۰ مساوی ۳۵ درصد و یا کمتر)						
طبقه‌بندی گروهی	A-1		A-3		A-2		
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
آزمایش دانه‌بندی (درصد عبوری)							
No.10 (الک نمره ۱۰)	50max.						
No.40 (الک نمره ۴۰)	30max.	50max.	51min.				
No.200 (الک نمره ۲۰۰)	15max.	25max.	10max.	35max.	35max.	35max.	35max.
مشخصات قسمت عبوری از الک نمره ۴۰							
حد مایع				40max.	41min.	40max.	41min.
نشانه‌ی خمیری	6max.		NP.	10max.	10max.	11min.	11min.
نوع مصالح تشکیل‌دهنده	ماسه و شن با قلوه‌سنگ		ماسه‌ی ریز	ماسه و شن رس‌دار و یا لای‌دار			
مناسب‌بودن به عنوان مصالح بستر	عالی تا خوب						

Scanned with CamScanner

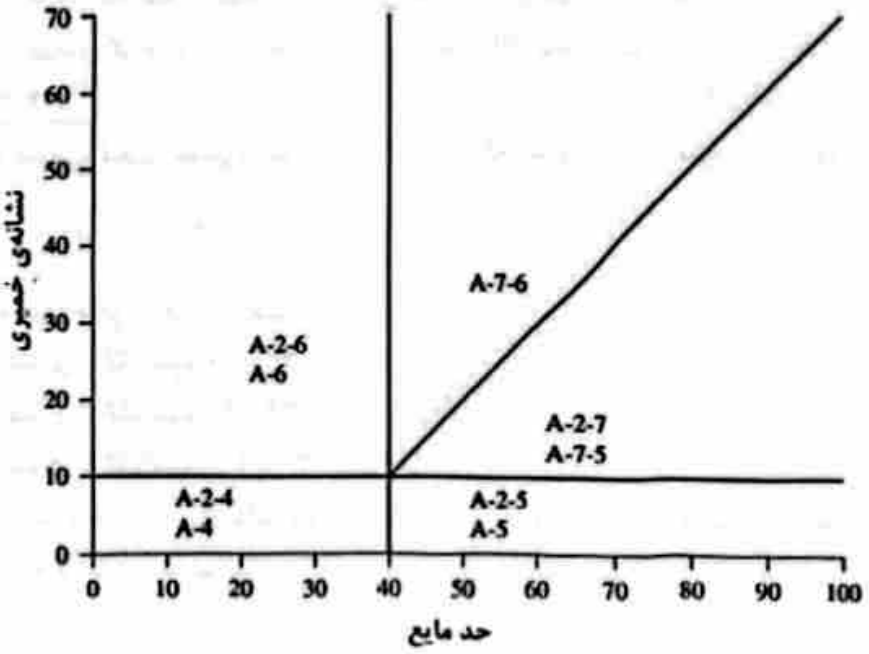
جدول ۲-۷- ادامه

طبقه‌بندی عمومی	مصالح رس- لای (درصد عبوری از الک ۲۰۰ بزرگتر از ۳۵ درصد)			
طبقه‌بندی گروهی	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5* A-7-6*
آزمایش دانه‌بندی (درصد عبوری) No.10 (الک نمره ۱۰) No.40 (الک نمره ۴۰) No.200 (الک نمره ۲۰۰)	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.
مشخصات قسمت عبوری از الک ۴۰ حدمایع نشانه‌ی خمیری	40 max. 10 max.	41 min. 10 max.	40 max. 11 min.	41 min. 11 min.
نوع مصالح تشکیل دهنده	خاک‌های لای‌دار		خاک‌های رس‌دار	
مناسب بودن به عنوان مصالح بستر	متوسط تا بد			

* برای A-7-5 داریم: $PI \leq LL-30$

* برای A-7-6 داریم: $PI > LL-30$

در شکل ۲-۵، نموداری که برحسب حد مایع (روانی) و نشانه‌ی خمیری، خاک‌ها را در گروه‌های A-2، A-4، A-5، A-6 و A-7 جای می‌دهد، نشان داده شده است.



شکل ۲-۵- دامنه‌ی حد مایع (روانی) و نشانه‌ی خمیری برای خاک‌های گروه‌های A-2، A-4، A-5، A-6 و A-7

برای داشتن تخمینی از کیفیت خاک به عنوان مصالح بستر[1] (زیرسازی)، عددی به عنوان نشانه‌ی گروه (GI)[2] در کنار هر گروه و زیرگروه وجود دارد. این عدد در داخل پرانتز بعد از اسم گروه نوشته می‌شود. نشانه‌ی گروه از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$GI = (F_{200} - 35)\left[0.2 + 0.005(LL - 40)\right] + 0.01(F_{200} - 15)(PI - 10) \quad (۳۳-۲)$$

که در رابطه‌ی فوق:

F_{200} = درصد عبوری از الک ۰/۰۷۵ میلیمتر (نمره ۲۰۰)

LL = حد مایع (روانی)

PI= نشانه‌ی خمیری

اولین جمله در رابطه‌ی ۲-۳۳، یعنی $(F_{200} - 35)\left[0.2 + 0.005(LL - 40)\right]$، نشانه‌ی گروه جزیی[3] می‌باشد که از حد مایع (حد روانی) به دست می‌آید. دومین جمله، $0.01(F_{200}-15)(PI-10)$، نشانه‌ی گروه جزیی می‌باشد که از نشانه‌ی خمیری به دست می‌آید. در زیر قوانینی در ارتباط با تعیین نشانه‌ی گروه ارائه می‌شود:

۱- اگر از رابطه‌ی ۲-۳۳ مقدار منفی برای GI به دست آید، مقدار آن صفر منظور می‌شود.

۲- نشانه‌ی گروه محاسبه شده از رابطه‌ی ۲-۳۳ به نزدیکترین عدد کامل گرد می‌شود (برای مثال، GI=3.4 به ۳ و GI=3.5 به ۴ گرد می‌شود).

۳- هیچ حد بالایی برای نشانه‌ی گروه وجود ندارد.

۴- نشانه‌ی گروه خاک‌های متعلق به گروه‌های A-1-a، A-1-b و A-2-4 و A-2-5 و A-3 همواره مساوی صفر هستند.

۵- هنگام محاسبه‌ی نشانه‌ی گروه برای خاک‌های متعلق به گروه‌های A-2-6 و A-2-7، باید از نشانه‌ی گروه جزیی مربوط به نشانه‌ی خمیری PI استفاده نمود. به عبارت دیگر:

$$GI = 0.01(F_{200} - 15)(PI - 10) \quad (۳۴-۲)$$

در حالت عمومی، کیفیت عملکرد یک خاک به عنوان مصالح بستر، تناسب معکوس با نشانه‌ی گروه دارد.

مثال ۲-۴

نتایج دانه‌بندی خاکی به قرار زیر است:

درصد عبوری از الک نمره ۱۰ = ۴۲

درصد عبوری از الک نمره ۴۰ = ۳۵

درصد عبوری از الک نمره ۲۰۰ = ۲۰

حد مایع و نشانه خمیری برای ذرات عبوری از الک نمره ۴۰ به ترتیب مساوی ۲۵ و ۲۰ می‌باشد. مطلوبست طبقه‌بندی خاک طبق سیستم آشتو.

---

1 - Subgrade
2 - Group Index
3 - Partial group Index

Scanned with CamScanner

حل:

چون درصد عبوری از الک نمره ۲۰۰ مساوی ۲۰ درصد (کمتر از ۳۵ درصد) می‌باشد، خاک دانه‌ای است و با مراجعه به جدول ۲-۷ در یکی از گروه‌های A-1، A-2 یا A-3 قرار می‌گیرد. با شروع از سمت چپ جدول خاک در گروه A-1-b قرار می‌گیرد (جدول زیر):

پارامتر	مشخصات در جدول ۲-۷	پارامتر خاک موردنظر
درصد عبوری		
No. 10	—	
No. 40	50 max	35
No. 200	25 max	20
نشانه خمیری (PI)	6 max	PI = LL – PL = 25 – 20 = 5

نشانه گروه خاک صفر می‌باشد. بنابراین خاک A-1-b(0) است.

مثال ۲-۵

۹۵ درصد نمونه خاکی از الک نمره ۲۰۰ عبور می‌کند و حد مایع آن ۶۰ و نشانه خمیری آن ۴۰ می‌باشد. مطلوبست طبقه‌بندی خاک براساس آشتو.

حل:

۹۵ درصد خاک (که بزرگتر از ۳۵ درصد است) از الک نمره ۲۰۰ عبور می‌کند. پس خاک از مصالح رس لای‌دار است. با مراجعه به جدول ۲-۷ و حرکت از سمت چپ آن، خاک در گروه A-7-6 قرار می‌گیرد (جدول زیر):

پارامترهای خاک	طبقه‌بندی در جدول ۲-۷	پارامتر
95	36 min.	درصد عبوری از الک نمره ۲۰۰
60	41 min.	حد مایع (LL)
40	11 min.	نشانه خمیری (PI)
PI = 40>LL – 30 = 60 – 30 = 30	>LL-30	PI

$$GI = (F_{200} - 35)\left[0.2 + 0.005(LL - 40)\right] + 0.01(F_{200} - 15)(PI - 10)$$
$$= (95 - 35)\left[0.2 + 0.005(60 - 40)\right] + (0.01)(95 - 15)(40 - 10)$$
$$= 42$$

طبقه‌ی خاک برابر است با: A-7-6 (42)

سیستم طبقه‌بندی متحد

شکل اولیه‌ی این سیستم در سال ۱۹۴۲ توسط کازاگرانده برای ساخت فرودگاه‌های نظامی به وسیله‌ی گروه مهندسان ارتش[1] در اثنای جنگ جهانی دوم ارائه شد. در سال ۱۹۵۲ با همکاری اداره‌ی عمران[2] ایالت متحده، مورد تجدیدنظر قرار گرفت. در حال حاضر این سیستم تحت استاندارد ASTM-D-2487 مورد استفاده وسیع مهندسین قرار دارد. در جدول ۲-۸ سیستم طبقه‌بندی متحد ارائه شده است. این سیستم

1 - Army corp of engineers
2 - U.S.Bureau of reclamation

Scanned with CamScanner

خاک‌ها را به دو طبقه‌ی بزرگ تقسیم می‌نماید:

۱- خاک‌های درشت دانه با طبیعت شنی و یا ماسه‌ای و درصد عبوری کوچکتر از ۵۰ درصد از الک نمره ۲۰۰. علامت گروه‌های این طبقه با حروف G یا S شروع می‌شود. علامت G برای شن یا خاک‌های شن‌دار و علامت S برای ماسه یا خاک‌های ماسه‌دار به عنوان حرف اول به کار می‌روند.

۲- خاک‌های ریزدانه با درصد عبوری بزرگتر از ۵۰ درصد از الک نمره ۲۰۰. علامت گروه‌های این طبقه با حرف M برای لای غیرآلی و یا C برای رس غیرآلی و O برای لای‌ها و رس‌های آلی شروع می‌شود. علامت Pt برای تورب[1] و ماک[2] (خاک برگ) و یا سایر خاک‌ها با درجه‌ی آلی بزرگ به کار می‌رود.

جدول ۲-۸- سیستم طبقه‌بندی متحد بر پایه مصالح عبوری از الک ۷۶/۲ میلیمتر

علامت گروه				معیار نامگذاری گروه
GW	$C_u \geq 4$ و $1 \leq C_c \leq 3$[ب]	شن تمیز کمتر از ۵ درصد ریزدانه	شن بیش از ۵۰ درصد بخش درشت‌دانه روی الک نمره ۴ باقی می‌ماند	خاک درشت‌دانه بیش از ۵۰ درصد مانده روی الک ۲۰۰
GP	$C_u < 4$ یا $C_c < 1$ یا $C_c > 3$[ب]			
GM	• زیر خط A یا $PI < 4$[ج]	شن با بیش از ۱۲ درصد ریزدانه[الف و د]		
GC	• رو یا بالای خط A و $PI > 7$			
SW	$C_u \geq 6$ و $1 \leq C_c \leq 3$[ب]	ماسه‌ی تمیز کمتر از ۵ درصدریزدانه[ب]	ماسه بیش از ۵۰ درصد بخش درشت‌دانه از الک نمره ۴ عبور می‌کند	
SP	$C_u < 6$ و یا $C_c < 1$ یا $C_c > 3$[ب]			
SM	• زیر خط A یا $PI < 4$[ج]	ماسه با بیش از ۱۲ درصد ریزدانه[ب و د]		
SC	• رو یا بالای خط A و $PI > 7$			
CL	• رو یا بالای خط A و $PI > 7$[ه]	غیرآلی	لای و رس LL < 50	خاک ریزدانه بیش از ۵۰ درصد عبوری از الک ۲۰۰
ML	• زیر خط A یا $PI < 4$[ه]			
OL	•(ناحیه OL) $\frac{\text{حدمایع- خشک شده در کوره}}{\text{حدمایع- خشک نشده}} < 0.75$	آلی		
CH MH	• رو یا بالای خط A) PI • زیر خط A) PI	غیرآلی	لای و رس LL ≥ 50	
OH	•(ناحیه OH) $\frac{\text{حدمایع- خشک شده در کوره}}{\text{حدمایع- خشک نشده}} < 0.75$	آلی		
Pt	مصالح آلی، رنگ تیره، بوی آلی			خاک بسیار آلی

الف: خاک‌های شنی دارای ۵ تا ۱۲ درصد ریزدانه به دو حرف نیاز دارند: GP-GC و GP-GM و GW-GC و GW-GM

ب: خاک‌های ماسه‌ای دارای ۵ تا ۱۲ درصد ریزدانه به دو حرف نیاز دارند: SP-SC و SP-SM و SW-SC و SW-SM

پ: $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ ، $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$

ت: اگر $PI \geq 7$ و $PI \leq 4$ بوده و در ناحیه هاشور خورده نمودار شکل ۲-۶ باشد از دو حرف استفاده شود: SC-SM یا GC-GM

ث: اگر $PI \geq 7$ و $PI \leq 4$ بوده و در ناحیه‌ی هاشور خورده نمودار شکل ۲-۶ باشد از دو حرف استفاده نشود: CL-ML

• شکل ۲-۶

1 - Peat
2 - Muck

Scanned with CamScanner

علائمی که به عنوان حروف دوم در طبقه‌بندی به کار می‌روند، عبارتند از:

W= خوب دانه‌بندی شده

P= بد دانه‌بندی شده

L= خاصیت خمیری کم (حدمایع کوچکتر از ۵۰)

H= خاصیت خمیری زیاد (حدمایع بزرگتر از ۵۰)

حروف فوق همیشه به عنوان حرف دوم قرار گرفته و صفت حرف اول می‌باشند.

برای طبقه‌بندی کامل طبق این سیستم، قسمت و یا تمام اطلاعات زیر لازم است:

۱- درصد شن، یعنی قسمتی که از الک ۷۶/۲ میلیمتر عبور کرده و روی الک ۴/۷۵ میلیمتر (نمره ۴) باقی می‌ماند.

۲- درصد ماسه، یعنی درصد عبوری از الک ۴/۷۵ میلیمتر (نمره ۴) و مانده روی الک ۰/۰۷۵ میلیمتر (نمره ۲۰۰).

۳- درصد لای و رس، یعنی درصد عبوری از الک ۰/۰۷۵ میلیمتر (نمره ۲۰۰).

۴- ضریب یکنواختی C_u و ضریب دانه‌بندی C_c

۵- حد مایع و نشانه‌ی مایع برای قسمت عبوری از الک نمره ۴۰

علامت گروه برای خاک‌های دانه درشت شنی عبارتنداز: GW، GP، GM، GC، GC-GM، GW-GM، GW-GC، GP-GM و GP-GC. برای خاک‌های دانه‌ای ماسه‌ای علائم عبارتنداز: SW، SP، SM، SC، SC-SM، SW-SM، SW-SC، SP-SM، SP-SC به طور مشابه علامت گروه برای خاک‌های ریزدانه شامل CL، ML، OL، CH، MH، OH، CL-ML و Pt می‌باشند.

در طبقه‌بندی خاک با سیستم متحد باید به خاطر داشته باشیم:

- درصد ریزدانه= درصد عبوری از الک نمره ۲۰۰
- درصد درشت‌دانه= درصد مانده روی الک نمره ۲۰۰
- درصد شن= درصد مانده روی الک نمره ۴
- درصد ماسه= درصد مانده روی الک ۲۰۰ منهای درصد مانده روی الک نمره‌ی ۴

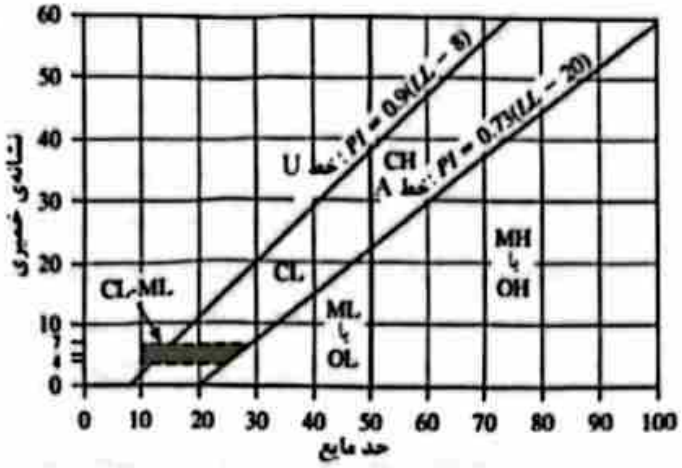
روش گام‌به‌گام برای طبقه‌بندی به شرح زیر است:

گام ۱- درصد عبوری از الک نمره ۲۰۰ را تعیین و آن را با F نمایش دهید. اگر F<50% باشد، خاک درشت‌دانه (شنی یا ماسه‌ای) بوده و به گام ۲ بروید. اگر F>50% باشد، خاک ریزدانه بوده و به گام ۳ بروید.

گام ۲- برای خاک دانه درشت، 100-F درصد درشت‌دانه است. درصد عبوری از الک نمره ۴ و مانده روی الک ۲۰۰ را تعیین کرده و با F_1 نمایش دهید. اگر $F_1<(100-F)/2$ باشد، مقدار شن بزرگتر از مقدار ماسه است. در نتیجه خاک شنی است. برای تعیین علامت گروه به جدول ۲-۸ و شکل ۲-۷ مراجعه نمایید. اگر $F_1\geq(100-F)/2$ باشد، خاک ماسه‌ای است. برای تعیین علامت گروه به جدول ۲-۸ و شکل ۲-۷ و برای تعیین نام گروه به شکل ۲-۷ مراجعه نمایید.

گام ۳- برای خاک‌های ریزدانه، اگر خاک غیرآلی باشد، برای تعیین نام گروه به شکل ۲-۸-الف و اگر آلی باشد، به شکل ۲-۸-ب مراجعه نمایید. شکل ۲-۶ نمودار خمیری نام دارد که توسط کازاگرانده تهیه شده و سپس اصلاح گردیده است.

Scanned with CamScanner

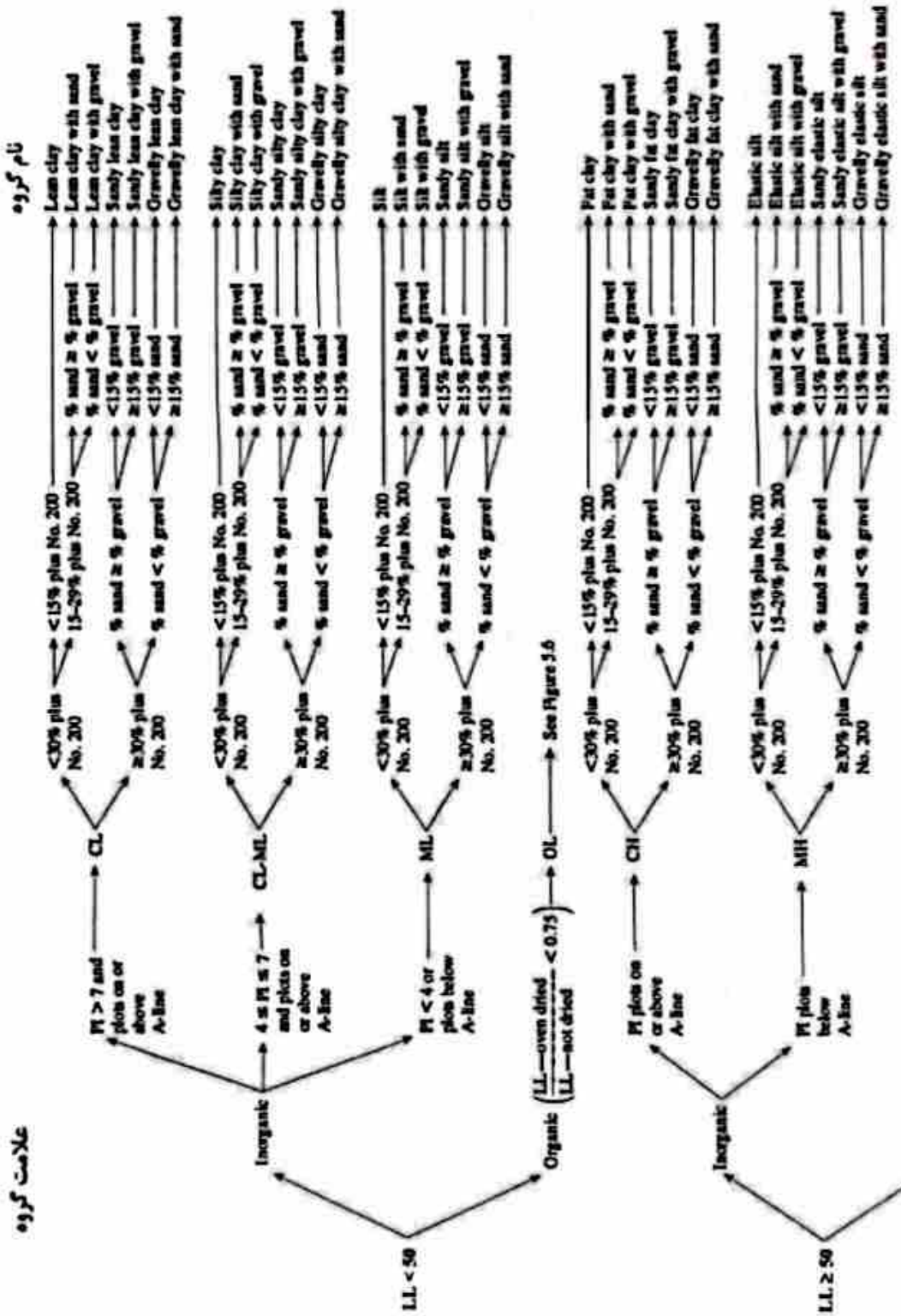


شکل ۲-۶- نمودار خمیری

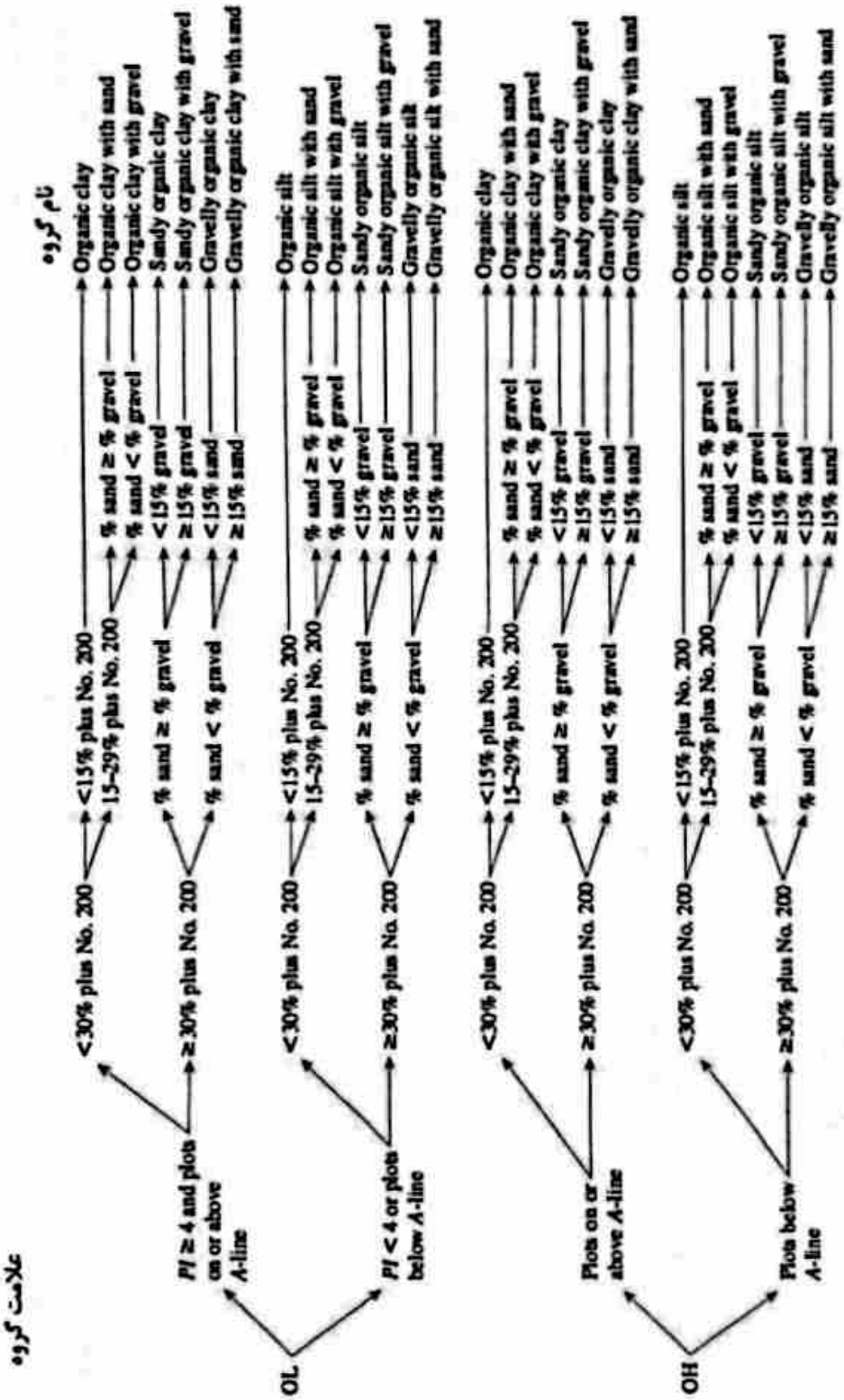
علامت گروه		نام گروه
GW	<15% sand	Well-graded gravel
	≥15% sand	Well-graded gravel with sand
GP	<15% sand	Poorly graded gravel
	≥15% sand	Poorly graded gravel with sand
GW-GM	<15% sand	Well-graded gravel with silt
	≥15% sand	Well-graded gravel with silt and sand
GW-GC	<15% sand	Well-graded gravel with clay (or silty clay)
	≥15% sand	Well-graded gravel with clay and sand (or silty clay and sand)
GP-GM	<15% sand	Poorly graded gravel with silt
	≥15% sand	Poorly graded gravel with silt and sand
GP-GC	<15% sand	Poorly graded gravel with clay (or silty clay)
	≥15% sand	Poorly graded gravel with clay and sand (or silty clay and sand)
GM	<15% sand	Silty gravel
	≥15% sand	Silty gravel with sand
GC	<15% sand	Clayey gravel
	≥15% sand	Clayey gravel with sand
GC-GM	<15% sand	Silty clayey gravel
	≥15% sand	Silty clayey gravel with sand
SW	<15% gravel	Well-graded sand
	≥15% gravel	Well-graded sand with gravel
SP	<15% gravel	Poorly graded sand
	≥15% gravel	Poorly graded sand with gravel
SW-SM	<15% gravel	Well-graded sand with silt
	≥15% gravel	Well-graded sand with silt and gravel
SW-SC	<15% gravel	Well-graded sand with clay (or silty clay)
	≥15% gravel	Well-graded sand with clay and gravel (or silty clay and gravel)
SP-SM	<15% gravel	Poorly graded sand with silt
	≥15% gravel	Poorly graded sand with silt and gravel
SP-SC	<15% gravel	Poorly graded sand with clay (or silty clay)
	≥15% gravel	Poorly graded sand with clay and gravel (or silty clay and gravel)
SM	<15% gravel	Silty sand
	≥15% gravel	Silty sand with gravel
SC	<15% gravel	Clayey sand
	≥15% gravel	Clayey sand with gravel
SC-SM	<15% gravel	Silty clayey sand
	≥15% gravel	Silty clayey sand with gravel

شکل ۲-۷- نمودار تعیین علامت و نام گروه برای خاک‌های شنی و ماسه‌ای

Scanned with CamScanner



شکل ۲-۸- الف- نمودار تعیین علامت و نام گروه برای خاک‌های رسی و لای غیرآلی



شکل ۲-۸-ب- نمودار برای تعیین علامت و نام گروه خاک‌های رسی و لای آلی

در جدول ۲-۸ و شکل‌های ۲-۶، ۲-۷ و ۲-۸ داریم:

well graded = دانه‌بندی خوب	sand = ماسه	gravel = شن
clay = رس	silt = لای	poorly graded = دانه‌بندی بد
lean clay = رس لاغر	inorganic = غیرآلی	organic = آلی
clayey sand = ماسه‌ی رس‌دار	silty sand = ماسه‌ی لای‌دار	fat clay = رس چاق
	clayey gravel = شن رس‌دار	silty gravel = شن لای‌دار

مثال ۲-۶

نتایج آزمایش دانه‌بندی به شرح زیر است:

درصد عبوری از الک نمره ۱۰ = ۱۰۰

درصد عبوری از الک نمره ۴۰ = ۸۰

درصد عبوری از الک نمره ۲۰۰ = ۵۸

حد مایع و نشانه‌ی خمیری قسمت عبوری از الک نمره ۴۰ به ترتیب ۳۰ و ۱۰ می‌باشد. مطلوبست طبقه‌بندی خاک براساس سیستم طبقه‌بندی متحد.

حل:

با توجه به جدول ۲-۸، چون ۵۸ درصد خاک از الک نمره ۲۰۰ عبور می‌کند، خاک ریزدانه است. چون LL=30 و PI=10 علامت گروه خاک CL است.

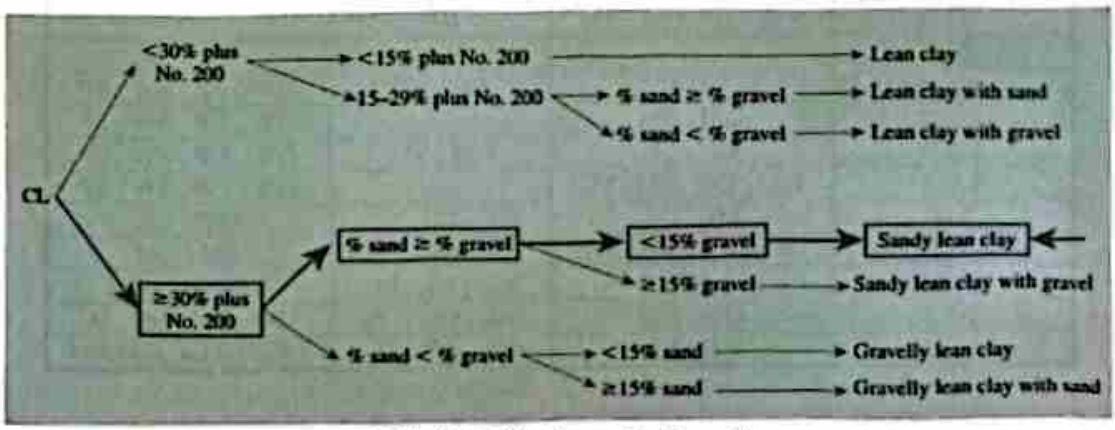
برای تعیین نام گروه، به شکل‌های ۲-۸-الف و ب مراجعه می‌شود.

درصد ماسه = (100 – 58) – (0) = 42 و درصد شن = 0 و مانده روی الک ۲۰۰ > 30%

درصد شن < درصد ماسه

درصد شن < 15%

پس نام گروه رس لاغر ماسه‌دار است.



تعیین نام گروه برای خاک مثال ۲-۶

مقایسه بین سیستم‌های طبقه‌بندی آشتو و متحد

هر دو سیستم طبقه‌بندی خاک، آشتو و متحد، برمبنای بافت و خاصیت خمیری خاک قرار دارند. همچنین هر دو سیستم، خاک‌ها را با معیار قرار دادن الک نمره ۲۰۰، به دو طبقه‌ی درشت‌دانه و ریزدانه تقسیم می‌کنند. طبق سیستم آشتو، در صورتی خاک ریزدانه در نظر گرفته می‌شود که بیشتر از ۳۵ درصد آن از الک نمره ۲۰۰ عبور نماید. طبق سیستم متحد، در صورتی خاک ریزدانه در نظر گرفته می‌شود که بیشتر از ۵۰ درصد آن از الک نمره ۲۰۰ عبور نماید. خاک درشت‌دانه که درصد ریزدانه‌های آن بیشتر از ۳۵ درصد باشد، همانند مصالح ریزدانه رفتار خواهد کرد. علت امر آن است که در خاک به قدر کافی ریزدانه وجود دارد که فضای بین درشت‌دانه‌ها را پرکرده و آنها را از یکدیگر دور نگه دارد. از این نقطه‌نظر آیین‌نامه‌ی آشتو مناسب‌تر است. در سیستم آشتو الک نمره ۱۰ به عنوان مرز بین ماسه و شن است. در حالی که در سیستم متحد، این مرز الک نمره ۴ می‌باشد. از نقطه‌نظر محدوده‌های جداکننده اندازه‌ی ذرات، الک نمره ۱۰ مقبولیت بیشتری به عنوان حد بالای ماسه دارد. این حد در تکنولوژی بتن و مصالح اساس و زیراساس شاهراه‌ها نیز مورد استفاده قرار می‌گیرد.

در سیستم متحد، خاک‌های شن‌دار و ماسه‌دار به طور واضح از یکدیگر جدا شده‌اند، لیکن در سیستم آشتو به این صورت نمی‌باشد (مخصوصاً گروه A-2 که شامل طیف متنوعی از خاک‌هاست). علائمی نظیر GW، SM، CH و سایرین که در سیستم طبقه‌بندی متحد مورد استفاده قرار می‌گیرند، توصیف بهتری از خاک‌ها ارائه می‌دهند تا حروفی مثل A که در سیستم آشتو مورد استفاده قرار می‌گیرند.

طبقه‌بندی خاک‌های آلی نظیر OL، OH و Pt در سیستم طبقه‌بندی متحد منظور شده است. در حالی که در سیستم آشتو جایی برای خاک‌های آلی وجود ندارد.

لیو[1] (۱۹۶۷) مقایسه‌ای بین سیستم طبقه‌بندی آشتو و متحد انجام داده که نتایج آن در جداول زیر ارائه شده است.

جدول ۲-۹-الف- مقایسه‌ی سیستم طبقه‌بندی آشتو با سیستم متحد

گروه خاک در طبقه‌بندی آشتو	گروه خاک معادل در طبقه‌بندی متحد		
	محتمل‌ترین	ممکن	ممکن ولی غیرمحتمل
A-1-a	GW , GP	SW , SP	GM , SM
A-1-b	SW , SP , GM , SM	GP	----
A-3	SP	----	SW , GP
A-2-4	GM , SM	GC , SC	GW , GP , SW , SP
A-2-5	GM , SM	----	GW , GP , SW , SP
A-2-6	GC , SC	GM , SM	GW , GP , SW , SP
A-2-7	GM , GC , SM , SC	----	GW , GP , SW , SP
A-4	ML , OL	CL , SM , SC	GM , GC
A-5	OH , MH , ML , OL	----	SM , GM
A-6	CL	ML , OL , SC	GC , GM , SM
A-7-5	OH , MH	ML , OL , CH	GM , SM , GC , SC
A-7-6	CH , CL	ML , OL , SC	OH,MH,GC,GM,SM

1 - Liu

Scanned with CamScanner

جدول ۲-۹-ب- مقایسه‌ی سیستم طبقه‌بندی متحد با سیستم آشتو

گروه خاک در طبقه‌بندی متحد	گروه معادل در طبقه‌بندی آشتو		
	محتمل‌ترین	ممکن	ممکن ولی غیرمحتمل
GW	A-1-a	----	A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7
GP	A-1-a	A-1-b	A-3, A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7
GM	A-1-b, A-2-4, A-2-5, A-2-7	A-2-6	A-4, A-5, A-6, A-7-5, A-7-6, A-1-a
GC	A-2-6, A-2-7	A-2-4	A-4, A-6, A-7-6 , A-7-5
SW	A-1-b	A-1-a	A-3, A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7
SP	A-3, A-1-b	A-1-a	A-2-4, A-2-5, A-2-6, A-2-7
SM	A-1-b, A-2-4, A-2-5, A-2-7	A-2-6, A-4	A-5, A-6, A-7-5, A-7-6, A-1-a
SC	A-2-6, A-2-7	A-2-4, A-6, A-4, A-7-6	A-7-5
ML	A-4, A-5	A-6, A-7-5, A-7-6	----
CL	A-6 , A-7-6	A-4	----
OL	A-4, A-5	A-6, A-7-5, A-7-6	----
MH	A-7-5, A-5	----	A-7-6
CH	A-7-6	A-7-5	----
OH	A-7-5, A-5	----	A-7-6
Pt	----	----	----

۲-۱۰- نفوذپذیری خاک

وجود حفرات بین دانه‌ای، اجازه‌ی جریان آب را از میان دانه‌های خاک می‌دهد. در طراحی سدهای خاکی، برآورد تراوش (نشت) آب از زیر سازه‌های آبی، و پایین بردن سطح آب زیرزمینی در هنگام احداث شالوده‌ی ساختمان‌ها، لازم است که به طریق مطمئن دبی (مقدار آب جریان یافته در واحد زمان) جریان آب در داخل خاک تعیین گردد. در سال ۱۸۵۶، دارسی رابطه‌ی زیر را برای محاسبه‌ی سرعت جریان آب در داخل خاک پیشنهاد کرد (شکل ۲-۹):

$$v = ki \qquad (۲-۳۵)$$

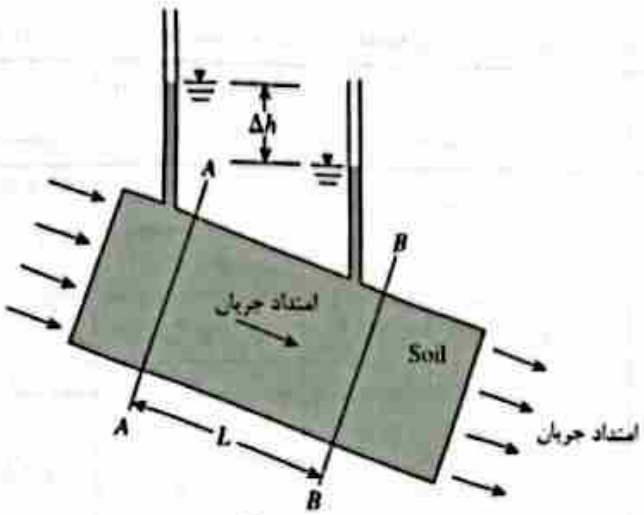
که در آن:

v = سرعت (سانتیمتر بر ثانیه)

k = ضریب نفوذپذیری (سانتیمتر بر ثانیه)

i = شیب هیدرولیکی

Scanned with CamScanner



شکل ۲-۹- قانون دارسی

شیب هیدرولیکی (i) را می‌توان به صورت زیر تعریف کرد:

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta L} \qquad (۲-۳۶)$$

که در آن:

Δh = اختلاف ارتفاع تراز پیزومتریک بین مقاطع AA و BB

ΔL = فاصله‌ی بین مقاطع AA و BB

(توجه: مقاطع AA و BB عمود بر امتداد جریان هستند)

قانون دارسی برای دامنه‌ی وسیعی از انواع خاک معتبر است. لیکن برای مصالحی نظیر شن تمیز و سنگریزه‌های با دانه‌بندی باز[1]، قانون دارسی اعتبار خود را به علت طبیعت درهم (آشفته‌ی) جریان از دست می‌دهد.

ضریب نفوذپذیری برای خاک‌های مختلف، به مقدار زیادی تغییر می‌کند. در آزمایشگاه ضریب نفوذپذیری با استفاده از آزمایش نفوذپذیری با پتانسیل ثابت و یا آزمایش نفوذپذیری با پتانسیل نزولی تعیین می‌شود. برای مصالح دانه‌ای آزمایش با پتانسیل ثابت مناسب‌تر است. در جدول ۲-۱۰ دامنه‌ی تغییرات k برای خاک‌های مختلف ارائه شده است.

ضریب نفوذپذیری خاک‌های دانه‌ای

در خاک‌های دانه‌ای، ضریب نفوذپذیری بستگی به نسبت تخلخل دارد. درگذشته روابط متعددی برای ارتباط دادن k با نسبت تخلخل ارائه شده که به شرح زیر می‌باشند:

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{e_1^2}{e_2^2} \qquad (۲-۳۷)$$

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{\left(\frac{e_1^2}{1+e_1}\right)}{\left(\frac{e_2^2}{1+e_2}\right)} \qquad (۲-۳۸)$$

1 - Open Graded Rockfills

Scanned with CamScanner

کربر در سال ۲۰۰۳ رابطه‌ی زیر را توصیه کرده است:

$$k \propto \frac{e^3}{1+e}$$

که در آن k ضریب نفوذپذیری و e نسبت تخلخل است.
به عبارتی:

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{\left(\frac{e_1^3}{1+e_1}\right)}{\left(\frac{e_2^3}{1+e_2}\right)} \qquad (۲-۳۹)$$

که در آن k_1 و k_2 به ترتیب ضرایب نفوذپذیری خاک‌هایی با نسبت‌های تخلخل e_1 و e_2 می‌باشند.
هازن (۱۹۳۰) رابطه‌ای برای ضریب نفوذپذیری ماسه‌ی نسبتاً یکنواخت ارائه کرد:

$$k = AD_{10}^2 \qquad (۲-۴۰)$$

جدول ۲-۱۰- دامنهٔ ضریب نفوذپذیری خاک‌های مختلف

ضریب نفوذپذیری k (cm/sec)	نوع خاک
بزرگتر از 10^{-1}	شن متوسط تا درشت
10^{-1} تا 10^{-3}	ماسه درشت تا ریز
10^{-3} تا 10^{-5}	ماسه‌ی ریز، ماسه‌ی لای‌دار
10^{-4} تا 10^{-6}	لای، لای رس‌دار، رس لای‌دار
10^{-7} یا کمتر	رس

که در آن k برحسب میلیمتر بر ثانیه می‌باشد و:
A= ثابتی که بین ۱۰ تا ۱۵ متغیر است.
D_{10}= اندازه موثر خاک (میلیمتر)

هدایت هیدرولیکی (نفوذپذیری) خاک‌های دانه‌ای

چاپوس (۲۰۰۴)، رابطه‌ی تجربی زیر را در راستای رابطه‌ی قبل، برای k پیشنهاد داده است:

$$k(cm/s) = 2.4622\left[D_{10}^2 \frac{e^3}{(1+e)}\right]^{0.7825}$$

که در آن D_{10}، اندازه‌ی موثر برحسب میلیمتر می‌باشد.
رابطه‌ی اخیر برای ماسه و شن یکنواخت و طبیعی به منظور تخمین مقدار k قابل قبول است که براین اساس مقدار k در محدوده‌ی 10^{-1} تا 10^{-3} سانتی‌متر بر ثانیه خواهد شد.
این موضوع می‌تواند برای ماسه‌ی لای‌دار طبیعی بدون پلاستیسیته توسعه داده شود. این رابطه برای مصالح شکسته یا خاک‌های لای‌دار به همراه پلاستیسیته قابل قبول نیست. براساس نتایج آزمون‌های آزمایشگاهی، آمبر و آواد (۱۹۷۴)، رابطه‌ی زیر را برای محاسبه‌ی k خاک‌های دانه‌ای ارائه کرده‌اند:

$$k = 3.5\times10^{-4}\left(\frac{e^3}{1+e}\right)C_u^{0.6}D_{10}^{2.32}\left(\frac{\rho_\omega}{\eta}\right)$$

Scanned with CamScanner

که در آن:

k برحسب cm/s

C_u = ضریب یکنواختی

D_{10} = اندازه‌ی موثر (mm)

ρ_ω = چگالی آب (g/cm^3)

η = ویسکوزیته‌ی دینامیکی آب $(g.s/cm^2)$

در دمای ۲۰ درجه‌سانتیگراد، $\rho_\omega = 1gr/cm^3$ و $\eta = 0.1\times10^{-4}\ gs/cm^2$

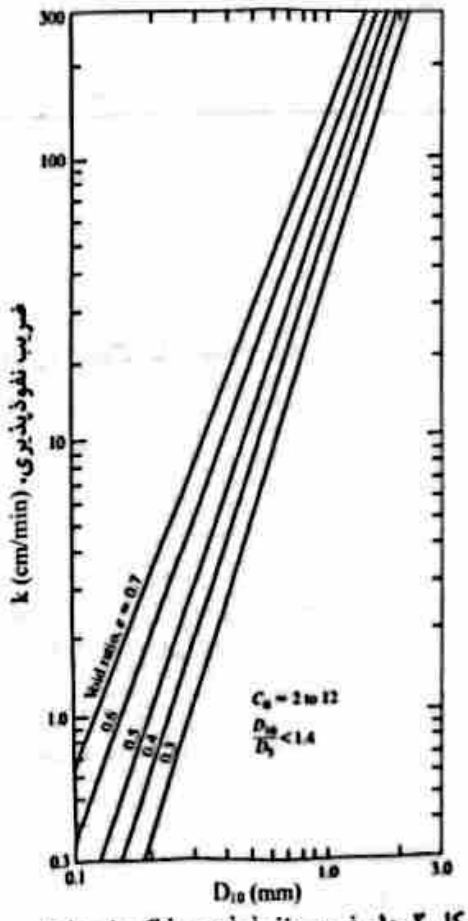
بنابراین:

$$k = 3.5\times10^{-4}\left(\frac{e^3}{1+e}\right)C_u^{0.6}\,D_{10}^{2.32}\left(\frac{1}{0.1\times10^{-4}}\right)$$

یا

$$k(cm/s) = 35\left(\frac{e^3}{1+e}\right)C_u^{0.6}\,D_{10}^{2.32}$$

براساس آزمون‌های آزمایشگاهی، دپارتمان Navy آمریکا در سال ۱۹۸۶، رابطه‌ای تجربی بین k و D_{10} برای خاک‌های دانه‌ای با ضریب یکنواختی در محدوده‌ی ۲ و ۱۲ و مقدار $D_{10}/D_5 < 1.4$ ارائه داده است. این رابطه در شکل زیر نشان داده شده است.



شکل ۲-۱۰- ضریب نفوذپذیری خاک‌های دانه‌ای

هدایت هیدرولیکی خاک‌های چسبنده

براساس مشاهدات آزمایشگاهی، سامارانسیف و همکاران (۱۹۸۲)، پیشنهاد کردند که هدایت هیدرولیکی خاک‌های رسی عادی تحکیم‌یافته می‌تواند از رابطه‌ی زیر بدست آید:

$$k = C\frac{e^n}{1+e}$$

که در آن C و n ضرایب ثابتی هستند که به صورت آزمایشگاهی تعیین می‌شوند.

بعضی روابط تجربی دیگر، برای تخمین هدایت هیدرولیکی خاک‌های رسی در جدول زیر داده شده است. شایان ذکر است که روابط تجربی ارائه شده تنها جهت تخمین ضریب هدایت هیدرولیکی می‌باشد چرا که مقدار و بزرگی k به عوامل بسیاری وابسته است.

جدول ۲-۱۱- ضریب نفوذپذیری در خاک رسی

نوع خاک	مرجع	رابطه*
رس	Mesri and Olson (1971)	$\log k = A' \log e + B'$
	Taylor (1948)	$\log k = \log k_o - \frac{e_o - e}{C_k}$ $C_k \approx 0.5 e_o$

* k_o = ضریب نفوذپذیری درجا در نسبت تخلخل e_o

k = ضریب نفوذپذیری در نسبت تخلخل e

C_k = شاخص تغییرات ضریب نفوذپذیری

تاوناس و همکاران[1] (۱۹۸۳) رابطه‌ای عملی برای تخمین ضریب نفوذپذیری درجا در خاک‌های رس‌دار ارائه کردند:

$$\log k = \log k_o - \frac{e_o - e}{C_k} \qquad (۲-۴۱)$$

که در آن:

k = ضریب نفوذپذیری در نسبت تخلخل e

k_o = ضریب نفوذپذیری درجا در نسبت تخلخل e_o

C_k = نشانه تغییر نفوذپذیری[2] $\approx 0.5 e_o$

مثال ۲-۷

ضریب نفوذپذیری ماسه‌ی ریز در نسبت تخلخل ۰/۵۷ مساوی ۰/۰۱۲ سانتیمتر بر ثانیه است. مطلوب است تخمین ضریب نفوذپذیری ماسه در نسبت تخلخل ۰/۷۲ از رابطه‌ی ۲-۳۹ استفاده نمایید.

حل:

از رابطه‌ی ۲-۳۹ داریم:

---

1 - Tavenas and etal

2 - Permeability change index

Scanned with CamScanner

$$\frac{k_1}{k_2}=\frac{\frac{e_1^3}{1+e_1}}{\frac{e_2^3}{1+e_2}}$$

که در آن:

$$k_1=0.012\,cm/sec\,,\ e_1=0.57\,,\quad e_2=0.72$$

پس:

$$\frac{0.012}{k_2}=\frac{\frac{(0.57)^3}{1+0.57}}{\frac{(0.72)^3}{1+0.72}}=0.544$$

$$k_2=0.022\ cm/sec$$

۲-۱۱- تراوش (نشت) در حالت دائمی[1]

برای اکثر حالات تراوش در زیر سازه‌های هیدرولیکی، امتداد مسیر جریان تغییر می‌کند و سرعت جریان در تمام نقاط ثابت نیست. در چنین حالاتی یکی از روش‌های تعیین سرعت تراوش، راه حل ترسیمی رسم شبکه‌ی جریان[2] است. شبکه‌ی جریان بر پایه‌ی نظریه‌ی پیوستگی لاپلاس قرار دارد. طبق این نظریه، برای شرایط جریان دائمی، جریان در هر نقطه‌ی دلخواه A (شکل ۲-۱۱) را می‌توان با رابطه‌ی زیر نشان داد:

$$k_x\frac{\partial^2 h}{\partial x^2}+k_y\frac{\partial^2 h}{\partial y^2}+k_z\frac{\partial^2 h}{\partial z^2}=0 \qquad (۴۲-۲)$$

که در آن:

h = بار هیدرولیکی[3] در نقطه‌ی A (یعنی ارتفاع آب در پیزومتر مستقر در A نسبت به تراز آب پایین‌دست).

k_x, k_y, k_z = به ترتیب ضرایب نفوذپذیری خاک در امتدادهای z و y و x

برای جریان دوبعدی (شکل ۲-۱۱)، داریم:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial^2 y}=0$$

در نتیجه رابطه‌ی ۲-۴۲ به صورت زیر درمی‌آید:

$$k_x\frac{\partial^2 h}{\partial x^2}+k_z\frac{\partial^2 h}{\partial z^2}=0 \qquad (۴۳-۲)$$

اگر خاک از نقطه‌نظر نفوذپذیری ایزوتروپیک (همسانگرد) باشد، $k_x=k_z=k$ خواهد بود. در نتیجه خواهیم داشت:

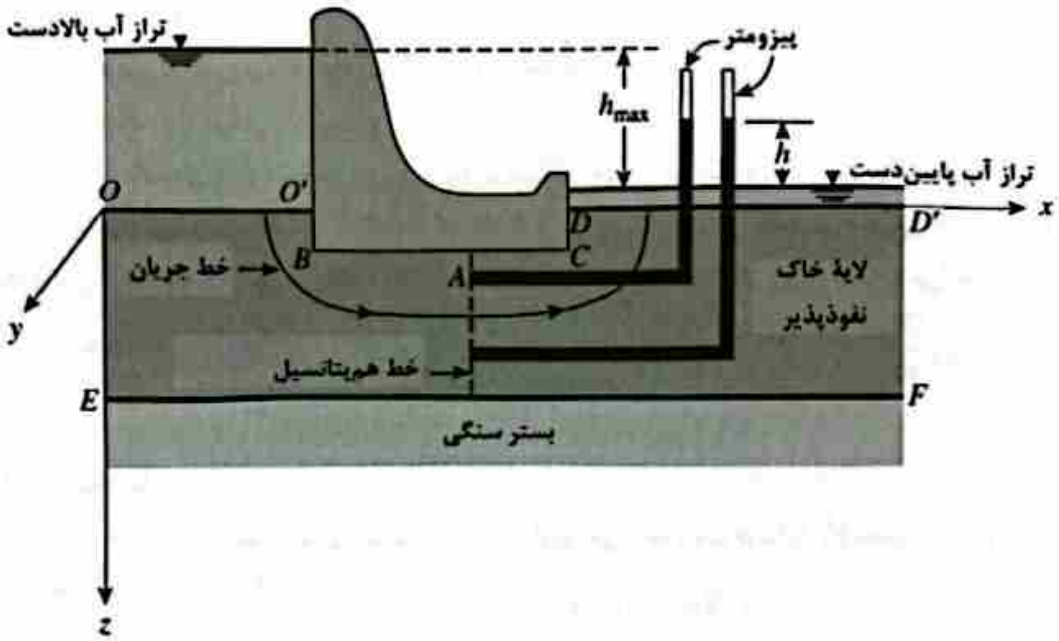
---

1 - Steady state seepage
2 - Flow net
3 - Hydraulic head

Scanned with CamScanner

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 h}{\partial x^2}=0 \qquad (۴۴-۲)$$

رابطه‌ی فوق که به معادله‌ی لاپلاس معروف است، برای جریان محدود شده معتبر است. این معادله نشان دهنده‌ی دو سری منحنی متعامد می‌باشد که به خطوط جریان و خطوط هم‌پتانسیل[1] معروف هستند. شبکه‌ی جریان ترکیبی از تعدادی خطوط جریان و تعدادی خطوط هم‌پتانسیل می‌باشد.



شکل ۲-۱۱- تراوش در حالت دائمی

خطوط جریان خطوطی هستند که ذرات آب در امتداد آنها از بالادست به پایین‌دست حرکت می‌کنند. خطوط هم‌پتانسیل خطوطی هستند که ارتفاع پیزومتریک برای تمام نقاطع واقع در روی آن‌ها یکسان است (شکل ۲-۱۱).

برای رسم شبکه‌ی جریان، لازم است که ابتدا شرایط مرزی برقرار شود. برای مثال در شکل ۲-۱۱، سطح زمین در بالادست (OO') و پایین‌دست (DD')، خطوط هم‌پتانسیل می‌باشند. محل تماس سد با زمین (پایه‌ی سد) یعنی خط O'BCD، یک خط جریان است. سطح بستر سنگی یعنی خط EF نیز یک خط جریان می‌باشد. بعد از این که شرایط مرزی برقرار شد، به وسیله‌ی آزمون و خطا تعدادی خطوط هم‌پتانسیل و جریان‌طوری رسم می‌شود که نسبت طول به عرض چشمه‌های جریان (L/B)، یکسان باشد. در اغلب حالات نسبت L/B مساوی واحد در نظر گرفته می‌شود، یعنی چشمه‌های شبکه‌ی جریان به صورت مربع رسم می‌شوند. در شکل ۲-۱۲ شبکه‌ی جریان کامل رسم شده است. باید توجه شود که خطوط جریان

1 - Flow line and equipotential lines

Scanned with CamScanner

و خطوط هم‌پتانسیل باید با زاویه‌ی قائمه یکدیگر را قطع کنند. بعد از رسم شبکه‌ی جریان، دبی تراوش در واحد زمان برای واحد طول سازه‌ی هیدرولیکی از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$q = kh_{max}\frac{N_f}{N_d}n \qquad (۴۵-۲)$$

که در آن:

N_f = تعداد مجاری جریان

N_d = تعداد افت پتانسیل

n = نسبت عرض به طول (B/L) چشمه‌های شبکه‌ی جریان

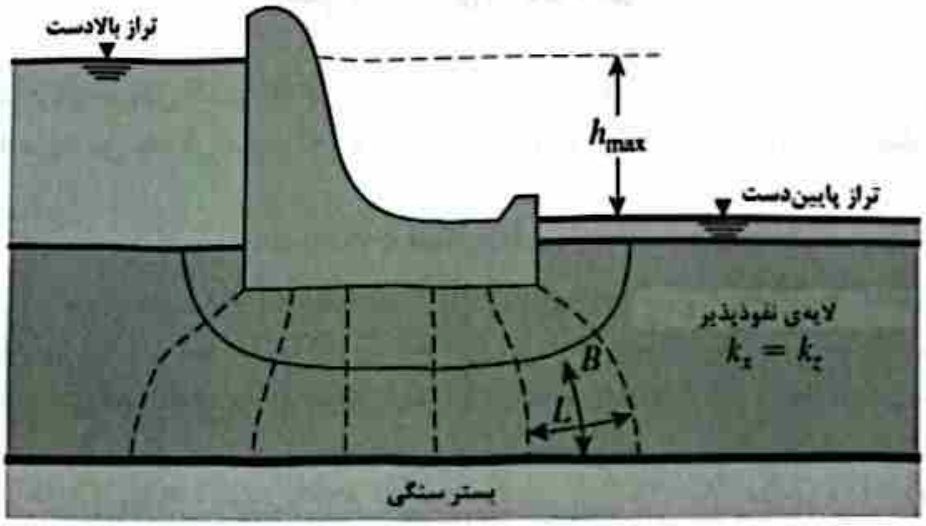
h_{max} = اختلاف تراز آب در بالادست و پایین‌دست.

توجه شود که فاصله‌ی بین دو خط جریان متوالی، مجاری جریان و فاصله‌ی بین دو خط هم‌پتانسیل، افت پتانسیل نامیده می‌شود. در شکل ۲-۱۲، $N_f = 2$، $N_d = 7$ و $n = 1$ می‌باشد. در صورتی که چشمه‌های شبکه‌ی جریان به صورت مربع می‌باشند، دبی نشت واحد طول سد از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$q = kh_{max}\frac{N_f}{N_d} \qquad (۴۶-۲)$$

طراحی فیلترها

در سازه‌های خاکی، در مظهر مجاری نشت آب، فشار تراوش می‌تواند باعث فرسایش لایه‌های سطحی ریزدانه و در نتیجه ناپایداری سازه گردد.



شکل ۲-۱۲- شبکه‌ی جریان

فرسایش سطحی خاک را می‌توان با اجرای یک لایه محافظ سطحی که فیلتر نامیده می‌شود (شکل زیر)، محافظت نمود. دو عامل مهم در انتخاب مصالح فیلتر موثر است. دانه‌بندی مصالح فیلتر باید طوری باشد که (الف) خاکی که باید محافظت شود، به داخل مصالح فیلتر شسته نشود. (ب) فشار هیدرواستاتیک اضافی در خاکی که دارای ضریب نفوذپذیری کمتر است، ظاهر نشود.

به منظور اقناع شروط قبل، باید دو رابطه‌ی زیر برآورده شود (ترزاقی و پک ۱۹۶۷):

$$\frac{D_{15(F)}}{D_{85(B)}} < 5$$ (اقناع شرط الف)



$$\frac{D_{15(F)}}{D_{15(B)}} > 4$$ (اقناع شرط ب)

در روابط فوق، زیرنویس‌های F و B به ترتیب نشان دهنده‌ی مصالح فیلتر و مصالح پایه (یعنی مصالحی که باید محافظت شوند) می‌باشند. همچنین:

D_{15} = قطری که ۱۵ درصد مصالح از آن ریزترند.

D_{85} = قطری که ۸۵ درصد مصالح از آن ریزترند.

در تکمیل روابط فوق، الزامات اضافی برای اقناع شرط الف پیشنهاد شده که به صورت زیر می‌باشند:

$$\frac{D_{50(F)}}{D_{50(B)}} < 25$$

$$\frac{D_{15(F)}}{D_{15(B)}} < 20$$

۲-۱۲- مفهوم تنش موثر

مطابق شکل ۲-۱۳- الف، تنش قائم (عمودی) در نقطه‌ی A را که در عمق $h_1 + h_2$ از سطح زمین قرار دارد، در نظر بگیرید. تنش قائم کل σ در نقطه‌ی A به صورت زیر به دست می‌آید:

$$\sigma = h_1\gamma + h_2\gamma_{sat}$$ (۴۷-۲)

که در آن γ و γ_{sat} به ترتیب اوزان مخصوص خاک در بالا و پایین سطح آب زیرزمینی می‌باشند.

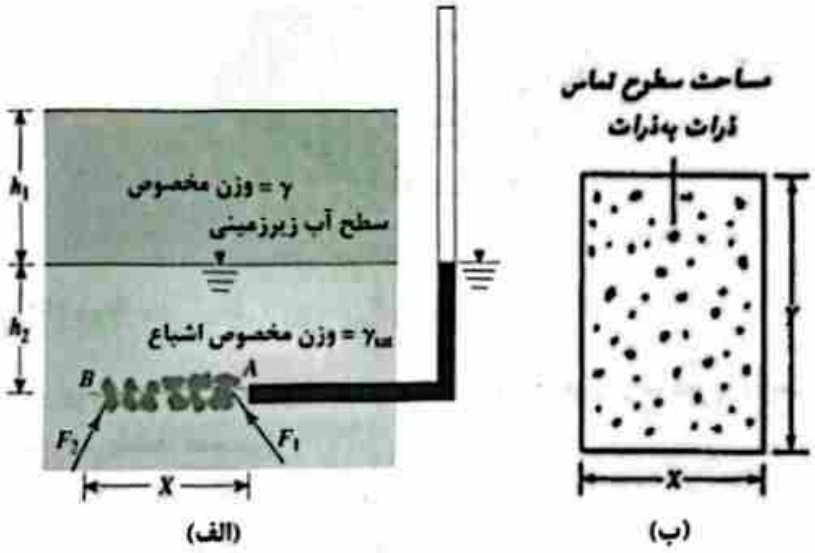
Scanned with CamScanner

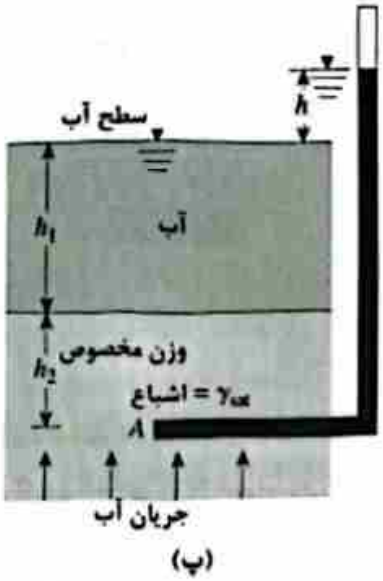
از تنش کل بخشی به وسیله‌ی فشار آب حفره‌ای در فضای حفرات و بخشی به وسیله‌ی قسمت جامد خاک در محل تماس حمل می‌شود. به عنوان مثال سطح نامنظم AB را که از نقطه‌ی A و همچنین نقاط تماس دانه‌های خاک می‌گذرد، در نظر بگیرید. پلان این مقطع در شکل ۲-۱۳- ب رسم شده است. نقاط سیاه موجود در این شکل نشان دهنده‌ی سطوح تماس دانه‌های خاک با یکدیگر می‌باشند. مجموع این سطوح تماس را مساوی A' در نظر بگیرید. با این فرض، سطح پرشده به وسیله‌ی آب مساوی XY-A به دست می‌آید. نیروی حمل شده به وسیله‌ی آب حفره‌ای در روی سطح نشان داده شده در شکل ۲-۱۳- ب برابر است با:

$$F_w = (XY - A')u$$

که در آن:

u = فشار آب حفره‌ای = $\gamma_w h_2$





شکل ۲-۱۳- محاسبه‌ی تنش موثر

حال مطابق شکل ۲-۱۳ الف، F_1، F_2 و... را نیروهای موجود در محل تماس دانه‌های خاک در نظر بگیرید. مجموع مؤلفه‌های قائم این نیروها در روی سطح افقی XY را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$F_s = \sum F_{1(v)} + F_{2(v)} + \dots$$

که در آن $F_{1(v)}$ و $F_{2(v)}$ و... مولفه‌های قائم نیروهای F_1، F_2 و... می‌باشند.

تعادل نیروها در امتداد قائم ایجاب می‌کند که:

$$(\sigma)XY = F_w + F_s$$

یا:

$$(\sigma)XY = (XY - A')u + F_s$$

با تقسیم دو طرف رابطه بر مساحت کلی XY به دست می‌آید:

$$\sigma = (1-a)u + \sigma'$$

که در آن:

$a = A'/XY$ = درصدی از سطح مقطع واحد که توسط سطوح تماس دانه‌ها پوشیده شده است

$\sigma' = F_s/(XY)$ = مولفه‌ی قائم نیروهای موجود بین سطوح تماس دانه‌ها در واحد سطح کل

جمله‌ی σ' در رابطه‌ی فوق معمولاً تنش موثر قائم[1] نامیده می‌شود. همچنین مقدار a در این رابطه خیلی کوچک است و از آن می‌توان صرفنظر کرد. در نتیجه رابطه‌ی فوق به صورت زیر ساده می‌شود:

$$\sigma = u + \sigma' \qquad (۴۸-۲)$$

توجه شود که تنش موثر یک کمیت استنتاج شده است[2]. همچنین به علت این که تنش موثر σ' به تماس بین دانه‌ها مربوط می‌شود، تغییر در تنش موثر باعث تغییر حجم می‌شود. تنش موثر همچنین ایجاد کننده‌ی مقاومت اصطکاکی[3] در خاک و سنگ است. برای خاک‌های خشک، $\sigma = \sigma'$ می‌باشد، در نتیجه برای این نوع خاک‌ها $u = 0$ خواهد شد.

برای مسئله‌ی تحت مطالعه در شکل ۲-۱۳- الف، $u = h_2\gamma_w$ است (γ_w = وزن مخصوص آب). بنابراین تنش موثر در نقطه A برابر است:

$$\sigma' = \sigma - u = (h_1\gamma + h_2\gamma_{sat}) - h_2\gamma_w$$
$$= h_1\gamma + h_2(\gamma_{sat} - \gamma_w) = h_1\gamma + h_2\gamma'$$

که در آن:

γ' = وزن مخصوص موثر یا غوطه‌ور خاک که برابر است با:

$$= \gamma_{sat} - \gamma_w$$

از رابطه‌ی ۲-۲۰ می‌توان نوشت:

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s\gamma_w + e\gamma_w}{1+e}$$

یا:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = \frac{G_s\gamma_w + e\gamma_w}{1+e} - \gamma_w = \frac{\gamma_w(G_s - 1)}{1+e}$$

---

1 - Vertical Effective Stress

۲- یعنی این کمیت به طور مستقیم قابل اندازه‌گیری نیست.

3 - Frictional Resistance

Scanned with CamScanner

در مورد مسئله‌ی تحت مطالعه در اشکال ۲-۱۳- الف و ب، آب هیچ‌گونه حرکتی در خاک ندارد. شکل ۲-۱۳- پ حالتی را نشان می‌دهد که در آن تراوش (نشت) روبه بالا در خاک وجود دارد. برای این حالت در نقطه‌ی A داریم:

$$\sigma = h_1\gamma_w + h_2\gamma_{sat}$$
$$u = (h_1 + h_2 + h)\gamma_w$$

بنابراین از رابطه‌ی ۲-۴۸ می‌توان نوشت:

$$\sigma' = \sigma - u = (h_1\gamma_w + h_2\gamma_{sat}) - (h_1 + h_2 + h)\gamma_w$$
$$= h_2(\gamma_{sat} - \gamma_w) - h\gamma_w = h_2\gamma' - h\gamma_w$$

یا

$$\sigma' = h_2\left(\gamma' - \frac{h}{h_2}\gamma_w\right) = h_2(\gamma' - i\gamma_w) \qquad (۴۹-۲)$$

توجه شود که در رابطه‌ی فوق، نسبت h/h_2 شیب هیدرولیکی می‌باشد که با i نشان داده شده است. اگر شیب هیدرولیکی خیلی زیاد باشد، طوری که $\gamma' - i\gamma_w$ مساوی صفر شود، تنش موثر مساوی صفر خواهد شد. این بدان معنی است که هیچ‌گونه تنش تماسی بین دانه‌های خاک نیست و در نتیجه ساختار خاک شکسته می‌شود. این وضعیت به شرایط سریع[1] و یا بالا زدن خاک[2] نامیده می‌شود. در نتیجه شیب هیدرولیکی بحرانی برای بالا زدن برابر خواهد شد با:

$$i = i_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{G_s - 1}{1 + e} \qquad (۵۰-۲۰)$$

که در آن:

i_{cr} = شیب هیدرولیکی بحرانی

برای اکثر خاک‌های ماسه‌ای، i_{cr} بین ۰/۹ تا ۱/۱ با متوسطی در حدود ۱ می‌باشد.

مثال ۲-۸

شکل ۲-۱۴ مقطع خاکی را نشان می‌دهد. مطلوبست تعیین تنش قائم، فشار آب حفره‌ای، و تنش قائم موثر در نقاط A و B و C. تغییرات تنش موثر را با عمق رسم نمایید. تراز آب زیرزمینی در عمق ۳ متری از سطح زمین قرار دارد.

ماسه‌ی اشباع پایین سطح تراز آب زیرزمینی $\gamma = 19.5\,kN/m^3$

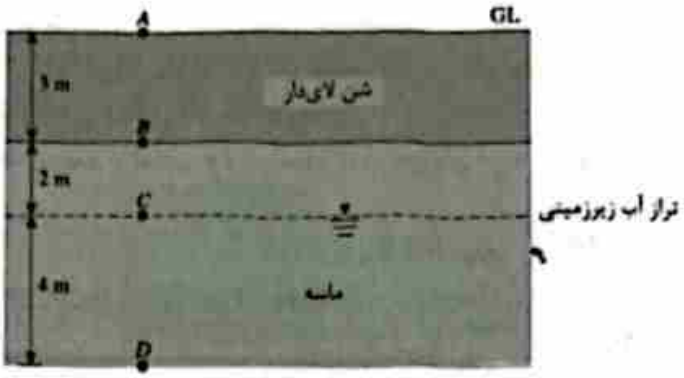
شن لای‌دار خشک $\gamma = 17.9\,kN/m^3$

ماسه‌ی خشک بالای سطح آب زیرزمینی $\gamma = 17\,kN/m^3$

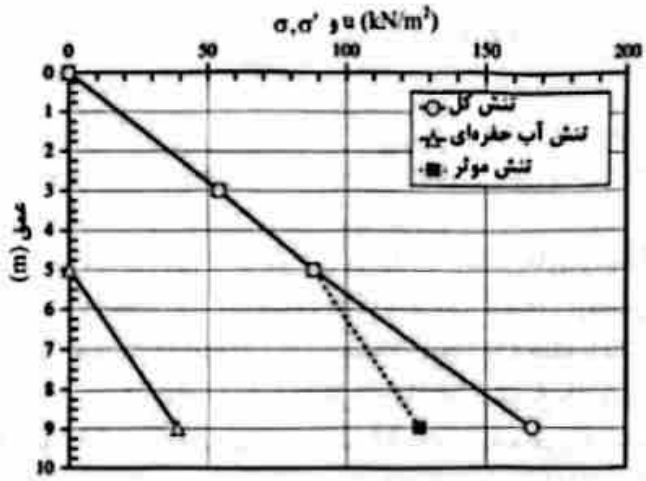
---

1 - Quick Condition
2 - Failure by Heave

Scanned with CamScanner



الف: مقطع خاک



ب: نمودار تنش کل و موثر و فشار آب حفره‌ای

شکل ۲-۱۴- مربوط به مثال ۲-۸

حل:

محاسبات در جدول زیر ارائه شده است:

نقطه	عمق از سطح زمین به متر	فشار کل $\left(kN/m^2\right)$	فشار آب حفره‌ای $u\left(kN/m^2\right)$	تنش موثر $\sigma'\left(kN/m^2\right)$
A	0	0	0	0
B	3	$3 \times 17.9 = 53.7$	0	53.7
C	5	$3 \times 17.9 + 2 \times 17.0 = 87.7$	0	87.7
D	9	$3 \times 17.9 + 2 \times 17.0 + 4 \times 19.0 = 165.7$	$4 \times 9.81 = 39.2$	126.5

نمودار تغییرات تنش کل σ، تنش موثر σ' و فشار آب حفره‌ای در نقاط A و B در شکل ۲-۱۴-ب آورده شده است.

۲-۱۳- تحکیم[1]

وقتی که تنش در لایه رس اشباع با قابلیت فشردگی، افزایش یابد، (به عنوان مثال با احداث شالوده)، فشار آب حفره‌ای آن افزایش می‌یابد. از آنجایی که ضریب نفوذپذیری رس‌ها خیلی کوچک است، زمان قابل

1 - Consolidation

توجهی طول خواهد کشید تا خاک زهکشی شده و فشار آب حفره‌ای زایل شود و افزایش تنش به اسکلت خارج برسد. مطابق شکل ۲-۱۵، اگر $\Delta\sigma$ مقدار سربار در سطح زمین در یک منطقه‌ی وسیع باشد، افزایش تنش کل در هر عمق از لایه‌ی رسی مساوی $\Delta\sigma$ خواهد بود. یا:

در زمان $t = 0$ (یعنی لحظه‌ای بعد از اعمال تنش)، اضافه فشار حفره‌ای در هر عمق (Δu)، مساوی $\Delta\sigma$ خواهد شد. یا:

$$\Delta u = \Delta h_i \gamma_w = \Delta\sigma \qquad (\text{در زمان } t = 0)$$

بنابراین افزایش تنش موثر در زمان $t = 0$ برابر خواهد بود با:

$$\Delta\sigma' = \Delta\sigma - \Delta u = 0$$

به طور نظری، در زمان $t = \infty$ وقتی که تمام اضافه فشارهای آب حفره‌ای به علت زهکشی به لایه‌ی ماسه‌ای زایل گردید، خواهیم داشت:

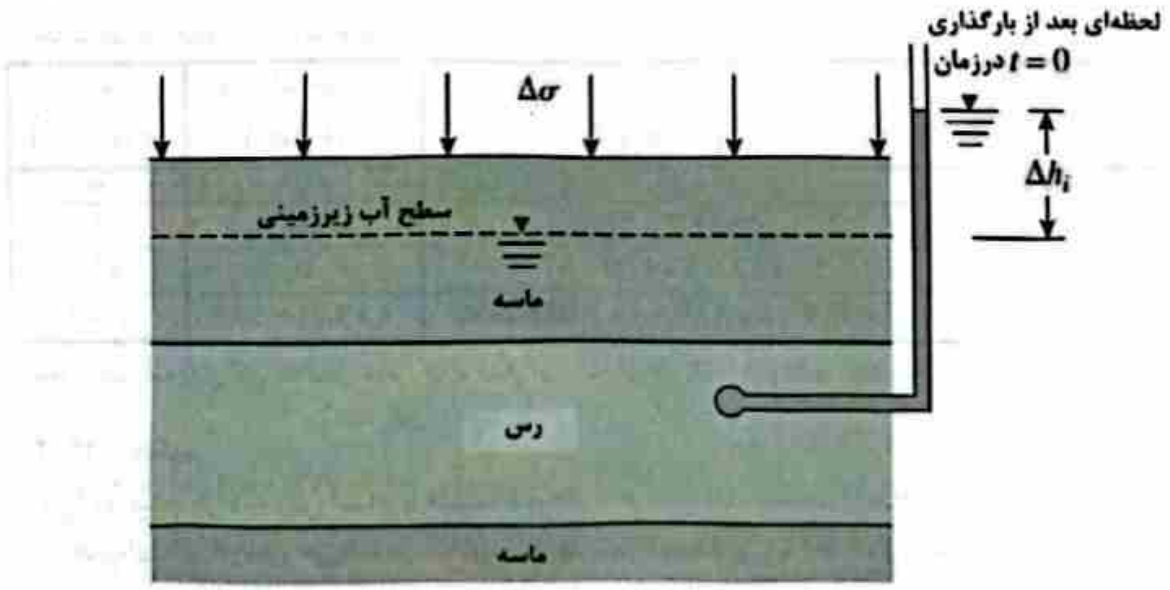
$$\Delta u = 0 \qquad (\text{در زمان } t = \infty)$$

افزایش تنش موثر در لایه‌ی رسی برابر است با:

$$\Delta\sigma' = \Delta\sigma - \Delta u = \Delta\sigma - 0 = \Delta\sigma$$

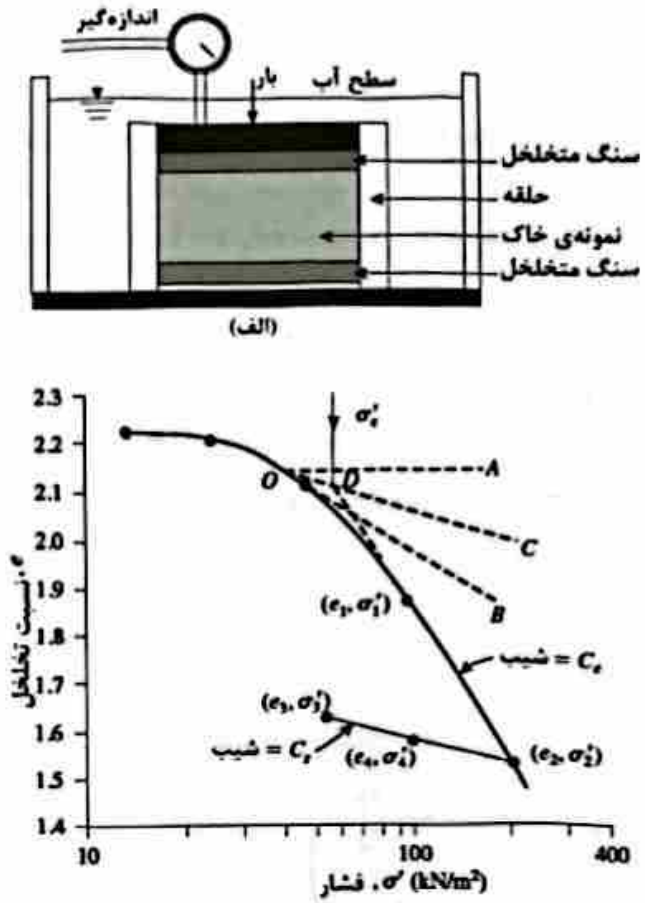
افزایش تدریجی تنش موثر در لایه‌ی رسی، باعث نشست تدریجی در طول زمان خواهد شد. چنین نشستی به نشست تحکیم معروف است.

برای تعیین نشست تحکیم ناشی از افزایش بار، می‌توان از آزمایش‌های آزمایشگاهی برروی نمونه‌های رسی اشباع دست نخورده استفاده کرد (ASTM-D-2435). قطر نمونه‌ی آزمایشی ۶۳/۵ میلیمتر (۲/۵ اینچ) و ضخامت آن ۲۵/۴ میلیمتر (۱ اینچ) می‌باشد. نمونه در داخل یک حلقه با یک سنگ متخلخل در بالا و یک سنگ متخلخل در پایین قرار داده می‌شود (شکل ۲-۱۶- الف). سپس بار روی نمونه اعمال می‌شود تا تنش کل مساوی σ شود. قرائت نشست نمونه به مدت ۲۴ ساعت ادامه می‌یابد. سپس، بار روی نمونه دو برابر شده و قرائت نشست انجام می‌شود. در تمام مدت آزمایش، نمونه در داخل آب نگه داشته می‌شود. این عمل ادامه می‌یابد تا این که به تنش حدی مطلوب در روی نمونه‌ی رسی برسیم.



شکل ۲-۱۵- اصول تحکیم

Scanned with CamScanner



شکل ۲-۱۶- (الف) شکل شماتیک تجهیزات آزمایش تحکیم، (ب) منحنی $e - \log\sigma'$ برای رس نرم (توجه: در پایه‌ی تحکیم $\sigma = \sigma'$)

بر پایه‌ی آزمایش‌های آزمایشگاهی، می‌توان نمودار تغییرات نسبت تخلخل e در مقابل فشار مربوطه‌ی σ' را رسم کرد (e در مقیاس معمولی و σ' در مقیاس لگاریتمی). در شکل ۲-۱۶-ب نمونه‌ای از این منحنی نشان داده شده است. در آزمایش تحکیم، بعد از این که فشار موردنظر تحکیم حاصل شد، می‌توان به طور تدریجی نمونه را باربرداری کرد. این مسئله باعث تورم نمونه می‌شود. در شکل ۲-۱۶-ب نمودار تغییرات نسبت تخلخل در حین باربرداری نیز نشان داده شده است.

با استفاده از نمودار $e - \log\sigma'$ نشان داده شده در شکل ۲-۱۶-ب، می‌توان سه پارامتر به دست آورد که برای محاسبه‌ی نشست در صحرا لازم می‌باشند. این پارامترها عبارتنداز:

۱- فشار پیش‌تحکیمی σ'_c: این مقدار حداکثر فشار موثر سرباری می‌باشد که در گذشته نمونه‌ی خاک تحت آن قرار داشته است. فشار پیش‌تحکیمی را می‌توان با استفاده از یک روش ترسیمی ساده که توسط کازاگرانده (۱۹۳۶) پیشنهاد شده به دست آورد. با مراجعه به شکل ۲-۱۶- ب، این روش ترسیمی در پنج گام انجام می‌شود:

Scanned with CamScanner

۱- نقطه‌ی O را روی نمودار $e - \log\sigma'$ در محل تیزترین انحناء مشخص کنید (یعنی محلی که کوچکترین شعاع انحناء وجود دارد)
۲- خط افقی OA را رسم کنید.
۳- خط OB را مماس بر منحنی $e - \log\sigma'$ در نقطه‌ی O رسم کنید.
۴- خط OC، نیمساز زاویه‌ی AOB را رسم کنید.
۵- قسمت خطی منحنی $e - \log\sigma'$ را به سمت عقب ادامه دهید تا OC را در D قطع کند. فشار مربوط به این نقطه، فشار پیش‌تحکیمی σ'_c می‌باشد.

نهشته‌های طبیعی خاک می‌توانند عادی تحکیم‌یافته یا اضافه تحکیم‌یافته (به عبارت دیگر پیش‌تحکیم یافته) باشند. اگر فشار موثر سربار موجود $\sigma' = \sigma'_o$ مساوی فشار پیش‌تحکیم σ'_c باشد، خاک عادی تحکیم‌یافته است. لیکن اگر $\sigma'_o < \sigma'_c$ باشد، خاک اضافه تحکیم یافته است.

اسناس و کولهاوی (۱۹۸۴) فشار پیش‌تحکیمی را طبق رابطه‌ی زیر به نشانه مایع همبسته می‌نمایند.

$$\frac{\sigma'_c}{p_a} = 10^{(1.11-1.62LI)} \qquad (۵۱-۲)$$

p_a = فشار جو $(100\ kN/m^2)$
LI = حد مایع

کولهاوی و مایز (۱۹۹۰) نیز رابطه‌ی زیر را پیشنهاد می‌کنند:

$$\sigma'_c = \sigma'_o \left\{ 10^{\left[1-2.5LI-1.25\log\left(\frac{\sigma'_p}{p_a}\right)\right]} \right\} \qquad (۵۲-۲)$$

σ'_o = فشار سربار موثر برجا

۲- نشانه‌ی فشردگی[1] C_c: این کمیت شیب قسمت خطی نمودار می‌باشد که آن را می‌توان از رابطه‌ی زیر تعیین کرد:

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log\sigma'_2 - \log\sigma'_1} = \frac{e_1 - e_2}{\log\left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}\right)} \qquad (۵۳-۲)$$

که در آن e_1 و e_2 به ترتیب نسبت‌های تخلخل در فشارهای موثر σ'_1 و σ'_2 می‌باشند. نشانه‌ی فشردگی که ازطریق منحنی $e - \log\sigma'$ آزمایشگاهی به دست می‌آید، ممکن است با مقدار واقعی آن در صحرا متفاوت باشد. این مسئله اساساً ناشی از دست‌خوردگی خاک در هنگام نمونه‌برداری در صحراست. در شکل ۲-۱۷ نمودار تغییرات $e - \log\sigma'$ در صحرا برای رس عادی تحکیم‌یافته نشان داده شده است. این منحنی به منحنی فشردگی بکر[2] معروف است. منحنی بکر به طور تقریبی منحنی آزمایشگاهی را در نسبت تخلخل

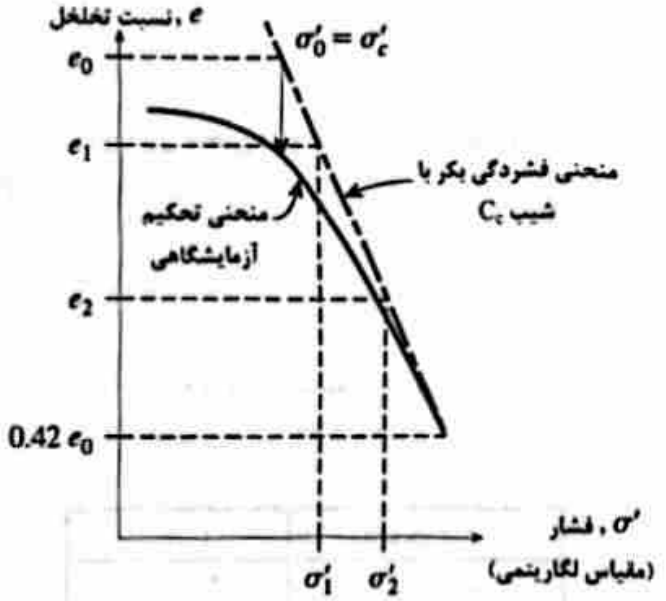
1 - Compression Index
2 - Virgin Compression Curve

Scanned with CamScanner

$0.42e_0$ قطع می‌کند (ترزاقی و پک- ۱۹۶۷). توجه شود که e_0 نسبت تخلخل لایه‌ی رسی در صحرا است. با دانستن مقادیر e_0 و σ'_c، می‌توان منحنی بکر را مطابق شکل ۲-۷ ساخت. حال می‌توان با استفاده از رابطه‌ی ۲-۵۳، نشانه فشردگی منحنی بکر را محاسبه نمود.

برحسب نوع خاک، مقدار C_c دارای دامنه‌ی تغییرات وسیعی است. اسکمپتون (۱۹۴۴) رابطه‌ی تجربی زیر را برای C_c پیشنهاد کرد.

$$C_c = 0.009(LL - 10) \qquad (۲-۵۴)$$



شکل ۲-۱۷- رسم منحنی فشردگی بکر برای رس عادی تحکیم یافته

بر پایه‌ی مشاهدات رس‌های طبیعی متعدد، رندان و هررو[1] (۱۹۸۰)، رابطه‌ای برای محاسبه‌ی نشانه‌ی فشردگی به شکل زیر ارائه کردند:

$$C_c = 0.141 G_s^{1.2}\left(\frac{1+e_0}{G_s}\right)^{2.38} \qquad (۲-۵۵)$$

ناگاراج و مورتی (۱۹۸۵) نیز رابطه‌ای به شکل زیر پیشنهاد کردند:

$$C_c = 0.2343 e_L = 0.2343\left(\frac{LL}{100}\right)G_s \qquad (۲-۵۶)$$

در هر حال، اگر برای تعیین نشانه‌ی فشردگی از روابط تجربی استفاده گردد، باید اختلافاتی در حدود ±۱۵ درصد انتظار داشت.

---

1 - Rendon- Herrero

Scanned with CamScanner

پارک و کوموتو (۲۰۰۰):

$$C_c = \frac{n_o}{371.747 - 4.275 n_o} \qquad (۵۷-۲)$$

n_o = یوکی برجا (٪)

ورث و وود (۱۹۷۸)

$$C_c = 0.5 G_s \left(\frac{PI(\%)}{100} \right) \qquad (۵۸-۲)$$

کولهاوی و مایر:

$$C_c = \frac{PI(\%)}{74} \qquad (۵۹-۲)$$

نشانه تورم[1] C_s: شیب قسمت باربرداری منحنی $e - \log\sigma$ می‌باشد. مطابق شکل ۲-۱۶- ب آن را می‌توان به صورت زیر تعریف کرد:

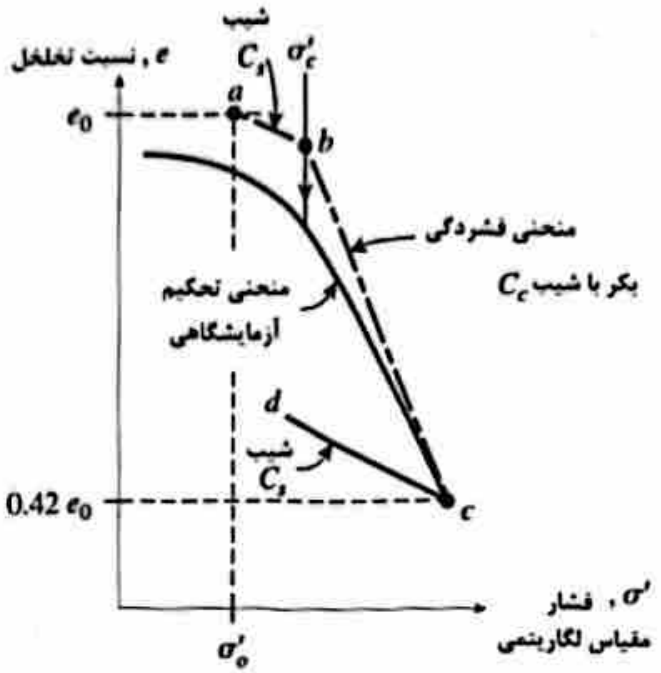
$$C_s = \frac{e_3 - e_4}{\log\left(\frac{\sigma'_4}{\sigma'_3}\right)} \qquad (۶۰-۲)$$

مقدار نشانه‌ی تورم (C_s) در حدود یک چهارم تا یک پنجم نشانه‌ی فشردگی است. در جدول زیر به عنوان نمونه نسبت C_s/C_c برای نهشته‌های طبیعی خاک ارائه شده است:

تشریح خاک	C_s/C_c
رس آبی بوستون	۰/۲۴ تا ۰/۳۳
رس شیکاگو	۰/۱۵ تا ۰/۳
رس نیواورلئان	۰/۱۵ تا ۰/۲۸
رس سنت‌لارنس	۰/۰۵ تا ۰/۱

نشانه‌ی تورم در محاسبه‌ی نشست تحکیم رس پیش‌تحکیم یافته (شکل ۲-۱۸) بسیار مهم می‌باشد. در صحرا برحسب افزایش فشار، منحنی $e - \log\sigma'$ یک رس پیش‌تحکیم یافته در امتداد مسیر abc مطابق شکل ۲-۱۸ خواهد بود. توجه شود که در این شکل، نقطه‌ی a با مختصات σ'_o و e_o مربوط به شرایط صحرایی قبل از هرگونه افزایش فشار می‌باشد. نقطه‌ی b مربوط به فشار پیش‌تحکیمی σ'_c رس است. خط ab تقریباً موازی منحنی باربرداری cd می‌باشد (اشمرتن- ۱۹۵۳). بنابراین با دانستن C_s، C_c، e_o، σ'_c، σ'_o می‌توان به آسانی منحنی تحکیم صحرایی را رسم نمود.

1 - Swelling Index



شکل ۲-۱۸- رسم منحنی تحکیم بکر برای رس پیش‌تحکیم یافته

ناگاراج و مورتی (۱۹۸۵) یک رابطه‌ی تجربی برای نشانه‌ی تورم به شرح زیر پیشنهاد کردند:

$$C_s = \frac{PI(\%)}{370} \qquad (۲-۶۱)$$

با مقایسه روابط ۲-۵۹ و ۲-۶۱ حاصل می‌شود:

$$C_s = \frac{1}{5} C_c \qquad (۲-۶۲)$$

۲-۱۴- محاسبه‌ی نشست اولیه

نشست تحکیم یک بعدی یک لایه‌ی رس به ضخامت H_c به علت تاثیر سربار (شکل ۲-۱۹- الف) از رابطه‌ی زیر قابل محاسبه است:

$$S_c = \frac{\Delta_e}{1+e_o} H_c \qquad (۲-۶۳)$$

که در آن:

S_c = نشست تحکیم اولیه

Δ_e = تغییرات کل تخلخل به علت اعمال بار اضافی

e_o = نسبت تخلخل رس قبل از اعمال بار

توجه شود که:

$$\frac{\Delta_e}{1+e_o} = \varepsilon_u \text{ = کرنش قائم}$$

برای رس عادی تحکیم یافته منحنی صحرایی $e-\log\sigma'$ مشابه شکل ۲-۱۹-ب خواهد بود. اگر σ_o فشار متوسط موثر اولیه برروی لایه‌ی رسی و $\Delta\sigma'$ افزایش فشار متوسط برروی لایه‌ی رسی ناشی از سربار اضافی باشد، تغییر در نسبت تخلخل به علت افزایش بار برابر است با:

$$\Delta e = C_c \log\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \qquad (۶۴-۲)$$

حال با ترکیب روابط ۲-۶۳ و ۲-۶۴ به دست می‌آید:

$$S_c = \frac{C_c H_c}{1+e_o}\log\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \qquad (۶۵-۲)$$

برای رس پیش‌تحکیم یافته، منحنی صحرایی $e-\log\sigma'$ مشابه شکل ۲-۱۹- پ خواهد بود. برای این حالت، برحسب مقدار $\Delta\sigma'$، دو حالت می‌تواند رخ دهد:

۱- اگر $\sigma'_o + \Delta\sigma' \le \sigma'_c$ باشد، داریم:

$$\Delta e = C_s \log\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \qquad (۶۶-۲)$$

با ترکیب روابط ۲-۶۳ و ۲-۶۶ به دست می‌آید:

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1+e_o}\log\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \qquad (۶۷-۲)$$

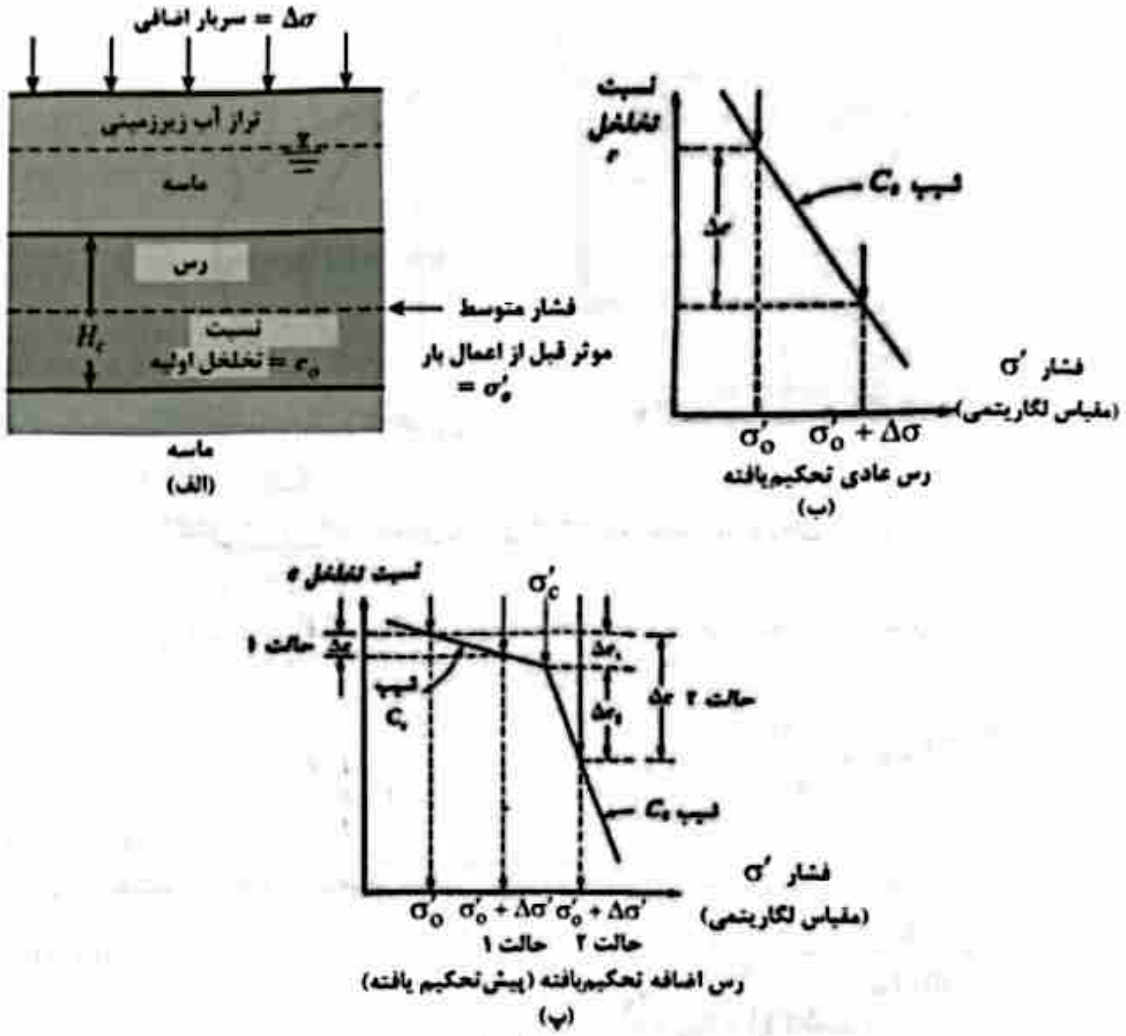
۲- برای رس پیش‌تحکیم یافته $\sigma'_c < \sigma'_o + \Delta\sigma'$

$$\Delta e = \Delta e_1 + \Delta e_2 = C_s \log\frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} + C_c \log\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_c} \qquad (۶۸-۲)$$

با ترکیب روابط ۲-۶۳ و ۲-۶۸ به دست می‌آید:

$$S = \frac{C_s H_c}{1+e_o}\log\frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} + \frac{C_c H_c}{1+e_o}\log\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_c} \qquad (۶۹-۲)$$

Scanned with CamScanner

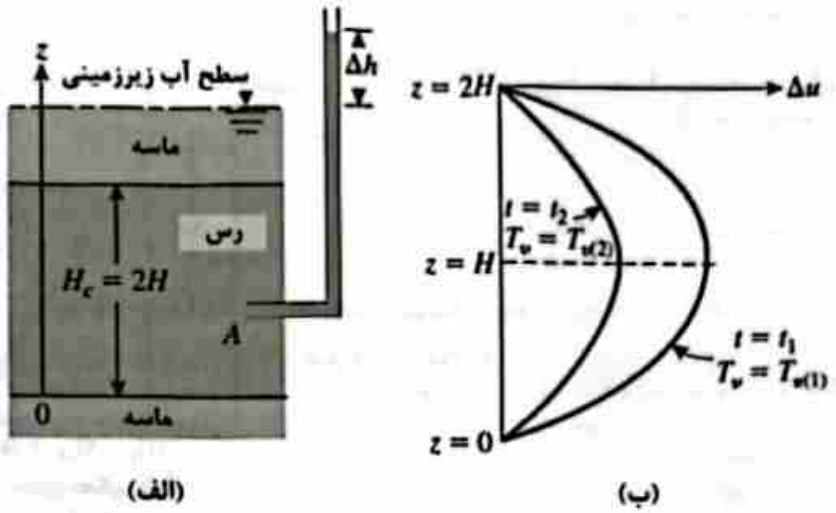


شکل ۲-۱۹- محاسبه‌ی نشست یک‌بعدی، (ب) برای رابطه‌ی ۲-۶۴ (پ) برای روابط ۲-۶۷ و ۲-۶۹

۲-۱۵- سرعت تحکیم

ملاحظه کردیم که تحکیم نتیجه‌ی زایل شدن تدریجی فشار آب اضافی لایه‌ی رسی است. زایل شدن فشار آب اضافی، باعث افزایش تنش موثر و ایجاد نشست می‌شود. بنابراین برای تخمین درجه تحکیم یک لایه‌ی رسی در زمان t بعد از اعمال بار، باید سرعت زایل شدن فشار آب اضافی معلوم باشد.

شکل ۲-۲۰- الف لایه‌ی رسی به ضخامت H_c را نشان می‌دهد که در بالا و پایین آن دو لایه‌ی ماسه‌ای با نفوذپذیری زیاد قرار دارد. فشار آب اضافی در نقطه‌ی دلخواه A در زمان t بعد از اعمال بار را مساوی $\Delta u = (\Delta h)\gamma_w$ در نظر بگیرید.



(الف) (ب)

شکل ۲-۲۰- (الف) حصول رابطه‌ی ۲-۷۲، (ب) تغییر Δu با زمان

برای شرایط زهکشی قائم (یعنی فقط در امتداد z) در لایه‌ی رسی، ترزاقی رابطه‌ی دیفرانسیل زیر را به دست آورد:

$$\frac{\partial(\Delta u)}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2(\Delta u)}{\partial z^2} \qquad (۲-۷۰)$$

که در رابطه‌ی فوق:

C_v = ضریب تحکیم[1] که مقدار آن برابر است با:

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} = \frac{k}{\frac{\Delta e}{\Delta \sigma'(1+e_{av})}\gamma_w} \qquad (۲-۷۱)$$

در این رابطه:

k = ضریب نفوذپذیری رس

Δe = تغییرات نسبت تخلخل به علت افزایش تنش $\Delta\sigma'$

e_{av} = نسبت تخلخل متوسط حین تحکیم

m_v = ضریب قابلیت فشردگی[2] حجمی

$$m_v = \frac{a_v}{1+e_{av}} = \frac{\Delta e}{\left[\Delta \sigma'(1+e_{av})\right]}$$

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'}$$

با استفاده از شرایط مرزی زیر می‌توان رابطه‌ی ۲-۷۰ را برای تعیین Δu به صورت تابعی از زمان t به دست آورد.

---

1 - Cofficient of Consolidation
2 - Coefficient of Volume Compressibillity

Scanned with CamScanner

۱- به علت این که در $z = 0$ و $z = H_c$ لایه‌ی ماسه‌ای با نفوذپذیری زیاد قرار دارد، اضافه فشار حفره‌ای به وجود آمده در رس در نزدیکی این نقاط، به سرعت زایل می‌شود. بنابراین:

$\Delta u = 0$ در $z = 0$

$\Delta u = 0$ در $z = H_c = 2H$

که در آن:

H = طول حداکثر مسیر زهکشی (چون یک لایه‌ی زهکش در بالا و یک لایه‌ی زهکش در پایین قرار دارد)

۲- در زمان $t = 0$ داریم:

فشار آب حفره‌ای اضافی اولیه بعد از اعمال بار = $\Delta u = \Delta u_o$

با اعمال شرایط مرزی، رابطه‌ی ۲-۷۰ نتیجه می‌دهد.

$$\Delta u = \sum_{m=o}^{m=\infty}\left[\frac{2(\Delta u_o)}{M}\sin\left(\frac{Mz}{H}\right)\right]e^{-M^2T_v} \qquad (۲-۷۲)$$

$$M = \frac{(2m+1)\pi}{2}$$

که در آن:

m = یک عدد صحیح = ۱ و ۲ و ۳ و ...

T_v = عامل زمان بدون بعد

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2} \qquad (۲-۷۳)$$

مقدار Δu برای اعماق مختلف (یعنی $z = 0$ تا $z = 2H$) در زمان دلخواه t (یا عامل زمان T_v) را می‌توان از رابطه‌ی ۲-۷۲ محاسبه نمود. در شکل ۲-۲۱- الف و ب نمودار تغییرات آن برحسب عمق نشان داده شده است.

درجه‌ی تحکیم متوسط لایه‌ی رسی را می‌توان به صورت زیر تعریف کرد:

$$U = \frac{S_{c(t)}}{S_{c(max)}} \qquad (۲-۷۴)$$

که در آن:

U = درجه‌ی تحکیم متوسط

$S_{c(t)}$ = نشست لایه‌ی رسی در زمان t بعد ازاعمال بار

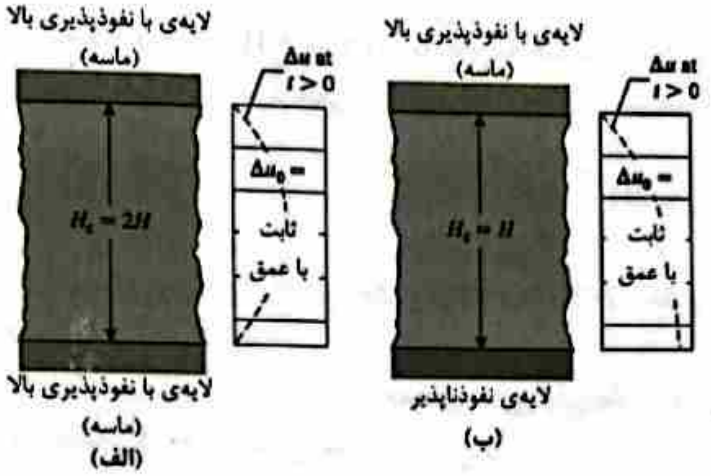
$S_{c(max)}$ = حداکثر نشست تحکیم لایه‌ی رسی تحت بار اعمال شده

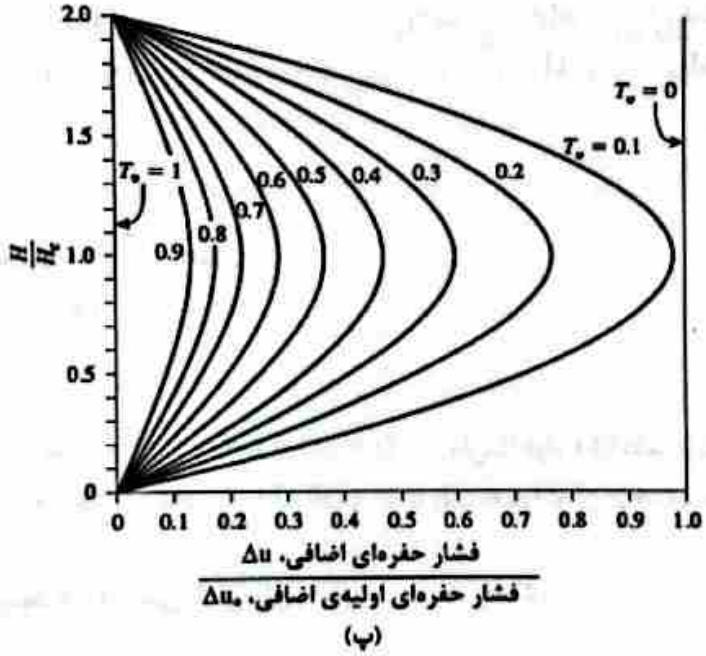
اگر مطابق شکل ۲-۲۱- الف و ب، توزیع فشار حفره‌ای اولیه Δu_o در عمق یکنواخت باشد، درجه‌ی تحکیم متوسط را می‌توان به صورت زیر تعیین کرد:

$$U = \frac{S_{c(t)}}{S_{c(max)}} = \frac{\int_0^{2H}(\Delta u_o)dz - \int_0^{2H}(\Delta u)dz}{\int_0^{2H}(\Delta u_o)dz} \qquad (۲-۷۵)$$

یا

Scanned with CamScanner





شکل ۲-۲۱- شرایط زهکشی برای تحکیم (الف) زهکشی دوطرفه (ب) زهکشی یک‌طرفه (پ) نمودار H/H_c و T_v برحسب $\Delta u/\Delta u_o$

$$U = \frac{(\Delta u_o)2H - \int_0^{2H}(\Delta u)dz}{(\Delta u_o)2H} = 1 - \frac{\int_0^{2H}(\Delta u)dz}{2H(\Delta u_o)} \qquad (۲-۷۶)$$

با ترکیب روابط ۲-۷۲ و ۲-۷۶ نتیجه می‌شود:

$$U = \frac{S_{c(t)}}{S_{c(max)}} = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty}\left(\frac{2}{M^2}\right)e^{-M^2 T_o} \qquad (۲-۷۷)$$

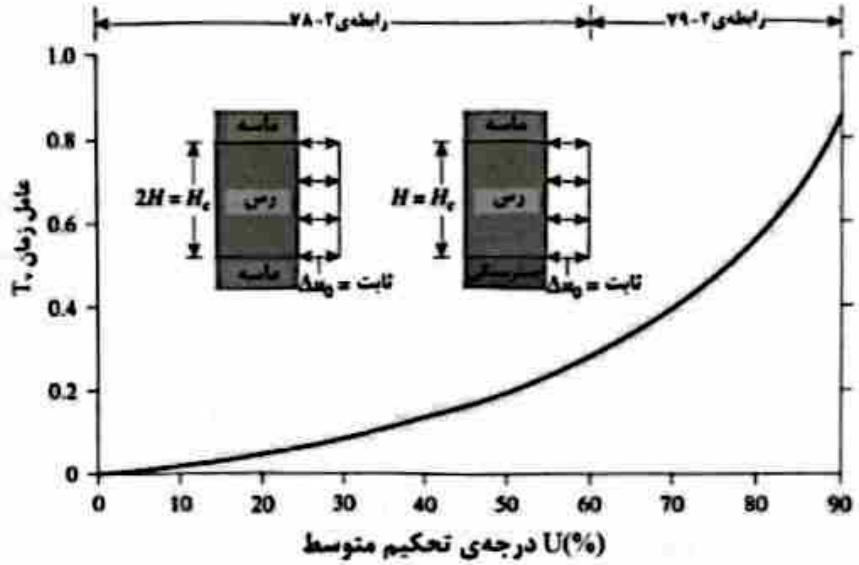
از رابطه‌ی ۲-۷۷ می‌توان تغییرات U را در مقابل T_v محاسبه کرد. در شکل ۲-۲۲ نتایج به صورت نمودار نشان داده شده است. توجه شود که رابطه‌ی ۲-۷۷ و در نتیجه شکل ۲-۲۲ وقتی که در پایین لایه‌ی رسی، یک لایه‌نفوذناپذیر قرار داشته باشد (شکل ۲-۲۱- ب)، نیز صادق است. در چنین حالتی زهکشی فقط از یکطرف می‌تواند رخ دهد. بنابراین حداکثر طول مسیر زهکشی مساوی $H = H_c$ خواهد بود.

تغییرات T_v با U که در شکل ۲-۲۲ نشان داده شده، می‌تواند با روابط زیر تقریب زده شود:

$$T_v = \frac{\pi}{4}\left(\frac{U\%}{100}\right)^2 \qquad (U = 0 \text{ تا } 60\%) \qquad (۷۸-۲)$$

$$T_v = 1.781 - 0.933\log(100 - U\%) \qquad (U > 60\%) \qquad (۷۹-۲)$$

جدول ۲-۱۲ تغییرات T_v را با U برپایه روابط ۲-۷۸ و ۲-۷۹ نشان می‌دهد.



شکل ۲-۲۲- نمودار عامل زمان در مقابل درجه‌ی تحکیم (ثابت = Δu_0)

جدول ۲-۱۲- تغییرات T_v با U

U (%)	T_v	U (%)	T_v	U (%)	T_v	U (%)	T_v
0	0	26	0.0531	52	0.212	78	0.529
1	0.00008	27	0.0572	53	0.221	79	0.547
2	0.0003	28	0.0615	54	0.230	80	0.567
3	0.00071	29	0.0660	55	0.239	81	0.588
4	0.00126	30	0.0707	56	0.248	82	0.610
5	0.00196	31	0.0754	57	0.257	83	0.633
6	0.00283	32	0.0803	58	0.267	84	0.658
7	0.00385	33	0.0855	59	0.276	85	0.684
8	0.00502	34	0.0907	60	0.286	86	0.712
9	0.00636	35	0.0962	61	0.297	87	0.742
10	0.00785	36	0.102	62	0.307	88	0.774
11	0.0095	37	0.107	63	0.318	89	0.809
12	0.0113	38	0.113	64	0.329	90	0.848
13	0.0133	39	0.119	65	0.304	91	0.891
14	0.0154	40	0.126	66	0.352	92	0.938
15	0.0177	41	0.132	67	0.364	93	0.993
16	0.0201	42	0.138	68	0.377	94	1.055
17	0.0227	43	0.145	69	0.390	95	1.129
18	0.0254	44	0.152	70	0.403	96	1.219
19	0.0283	45	0.159	71	0.417	97	1.336
20	0.0314	46	0.166	72	0.431	98	1.500
21	0.0346	47	0.173	73	0.446	99	1.781
22	0.0380	48	0.181	74	0.461	100	∞
23	0.0415	49	0.188	75	0.477		
24	0.0452	50	0.197	76	0.493		
25	0.0491	51	0.204	77	0.511		

Scanned with CamScanner

سیسوارام و سوامی[1] (۱۹۷۷) رابطه‌ی تجربی بین T_v و U به دست آورده‌اند که برای تغییرات U از ۰ تا ۱۰۰ درصد معتبر است:

$$\frac{U\%}{100} = \frac{(4T_v/\pi)^{0.5}}{\left[1+(4T_v/\pi)^{2.8}\right]^{0.179}} \qquad (۸۰-۲)$$

یا

$$T_v = \frac{(\pi/4)(U\%/100)^2}{\left[1-(U\%/100)^{5.6}\right]^{0.35}} \qquad (۸۱-۲)$$

خطای ناشی از روابط فوق حدود ۱ درصد برای U بین ۰ تا ۹۰ درصد و کمتر از ۳ درصد برای U بین ۹۰ تا ۱۰۰ درصد است.

مثال ۲-۹

نتایج حاصل از آزمایش تحکیم بر روی رس عادی تحکیم یافته به قرار زیر است:

نسبت تخلخل در انتهای تحکیم (e)	بار σ (kN/m^2)
0.92	140
0.86	212

ضخامت نمونه‌ی مورد آزمایش مساوی ۲۵/۴ میلیمتر می‌باشد و از هر دو طرف زهکشی می‌شود. زمان لازم برای این که نمونه به درجه‌ی تحکیم ۵۰ درصد برسد، ۴/۵ دقیقه است.

لایه‌ای که نمونه‌ی فوق از آن به دست آمده، دارای ضخامت ۲/۸ متر می‌باشد و از هر دو طرف زهکشی می‌شود و تحت همان افزایش تنش می‌باشد (یعنی σ'_0 مساوی ۱۴۰ کیلونیوتن برمترمربع و $\sigma'_0 + \Delta\sigma'$ مساوی ۲۱۲ کیلونیوتن برمترمربع). مطلوبست تعیین موارد زیر:

الف: حداکثر نشست تحکیم مورد انتظار در صحرا

ب: زمان لازم برای این که نشست کل مساوی ۴۰ میلیمتر شود.

حل:

قسمت الف:

برای رس عادی تحکیم یافته (رابطه‌ی ۲-۵۳):

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log\left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}\right)} = \frac{0.92 - 0.86}{\log\left(\frac{212}{140}\right)} = 0.333$$

---

1 - Sivaram and Swamee

از رابطه‌ی ۲-۶۵ داریم:

$$S_c = \frac{C_c H_c}{1+e_o}\log\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} = \frac{(0.333)(2.8)}{1+0.92}\log\frac{212}{140} = 0.0875\ \text{m}$$
$$= 87.5\,\text{mm}$$

قسمت ب:

از رابطه‌ی ۲-۷۴ درجه تحکیم متوسط برابر است با:

$$U = \frac{S_{c(t)}}{S_{c(max)}} = \frac{40}{87.5}(100) = 45.7\%$$

ضریب تحکیم C_v را می‌توان از آزمایش آزمایشگاهی تعیین کرد. از رابطه‌ی ۲-۷۳ داریم:

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2}$$

برای ۵۰ درصد تحکیم از شکل ۲-۲۲، مقدار $T_v = 0.197$ به دست می‌آید و همچنین $t = 4.5$ min و $H = H_d/2 = 12.7$ mm می‌باشد. بنابراین:

$$c_v = T_{50}\frac{H^2}{t} = \frac{(0.197)\times(12.7)^2}{4.5} = 7.061\ \text{mm}^2/\text{min}$$

برای تحکیم در صحرا، $U = 45.7\%$ است. از رابطه‌ی ۲-۷۸ داریم:

$$T_v = \frac{\pi}{4}\left(\frac{U\%}{100}\right)^2 = \frac{\pi}{4}\left(\frac{47.5}{100}\right)^2 = 0.177$$

از طرفی داریم:

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2}$$

در نتیجه:

$$t = \frac{T_v H^2}{c_v} = \frac{0.177\left(\frac{2.8\times1000}{2}\right)^2}{7.061} = 49132\,\text{min} = 34.1 \text{ روز}$$

مثال ۲-۱۰

در آزمایش تحکیم نمونه‌ی خاکی با زهکشی دوطرفه، نتایج زیر به دست آمده است:

ضخامت نمونه‌ی رسی = 25 mm

$\sigma'_1 = 50\ \text{kN/m}^2$ $\quad e_1 = 0.92$

$\sigma'_2 = 120\ \text{kN/m}^2$ $\quad e_2 = 0.78$

زمان تحکیم ۵۰ درصد = 2.5 min

برای محدوده‌ی بارگذاری مطلوبست ضریب نفوذپذیری نمونه‌ی رس مورد مطالعه.

Scanned with CamScanner

حل:

$$m_v = \frac{a_v}{1+e_{av}} = \frac{(\Delta e/\Delta\sigma')}{1+e_{av}}$$

$$= \frac{\frac{0.92-0.78}{120-50}}{1+\frac{0.92+0.78}{2}} = 0.00108\ m^2/kN$$

$$c_v = \frac{T_{50}H^2}{t_{50}}$$

از جدول ۲-۱۲ برای U = 50% مقدار $T_v = 0.197$ به دست می‌آید. در نتیجه:

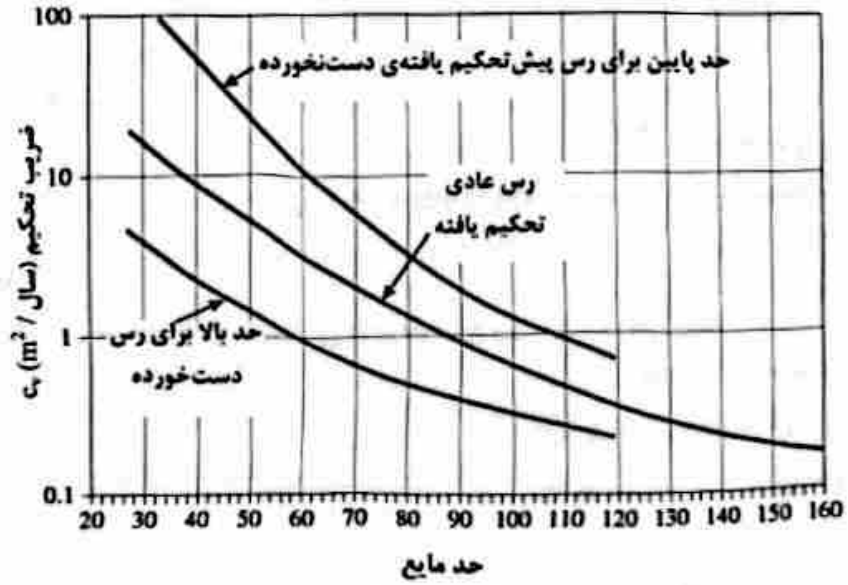
$$c_v = \frac{(0.197)\left(\frac{0.025m}{2}\right)^2}{2.5\,min} = 1.23\times10^{-5}\ m^2/min$$

$$k = c_v m_v \gamma_w = \left(1.23\times10^{-5}\right)(0.00108)(9.81)$$

$$= 1.303\times10^{-7}\ m/min$$

۲-۱۶- محدوده تغییرات ضریب تحکیم c_v

در شکل ۲-۲۳ مقادیر تقریبی c_v برای رس‌های مختلف برحسب حد مایع ارائه شده است. مقادیر c_v برای رس‌های پیش‌تحکیم یافته بزرگتر است و می‌توان انتظار داشت اینگونه رس‌ها زودتر به تحکیم برسند. c_v می‌تواند مقادیری کمتر از ۱ برای رس‌ها با نفوذپذیری کم تا بیش از ۱۰۰ مترمربع بر سال برای رس‌های پیش‌تحکیم یافته باشد.



شکل ۲-۲۳- مقادیر تقریبی c_v

۲-۱۷- درجه پیش‌تحکیمی تحت بارگذاری شیبدار (بارگذاری تدریجی)

در واقعیت سربار $\Delta\sigma$ بطور آنی اثر نکرده و تغییرات آن بصورت شکل ۲-۲۴- ب خواهد بود. برای این حالت بارگذاری درجه‌ی تحکیم بصورت زیر درمی‌آید:

برای $T_v \le T_c$:

$$U = \frac{T_v}{T_c}\left\{1 - \frac{2}{T_v}\sum_{m=0}^{m=\infty}\frac{1}{M^4}\left[1-\exp\left(-M^2T_v\right)\right]\right\} \qquad (۸۲-۲)$$

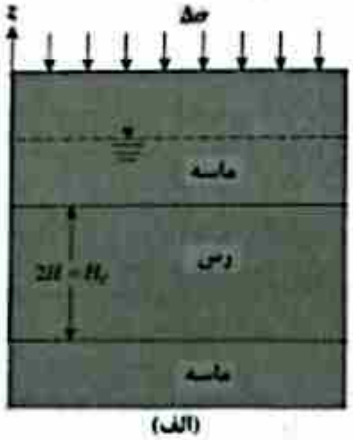
برای $T_v \ge T_c$:

$$U = 1 - \frac{2}{T_c}\sum_{m=0}^{m=\infty}\frac{1}{M^4}\left[\exp\left(M^2T_c\right)-1\right]\exp\left(-M^2T_c\right) \qquad (۸۳-۲)$$

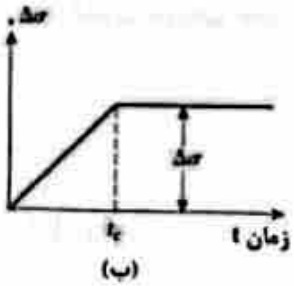
که در آن m، M و T_c همان معانی سابق را دارند. خواهیم داشت:

$$T_c = \frac{c_v t_c}{H^2} \qquad (۸۴-۲)$$

در شکل ۲-۲۵، تغییرات U برحسب عامل زمان T_v برحسب مقادیر مختلف T_c ارائه شده است.

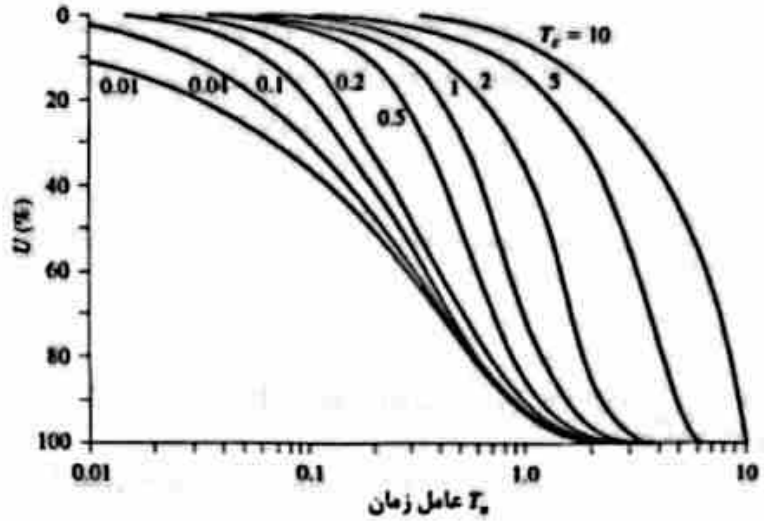


(الف)



(ب)

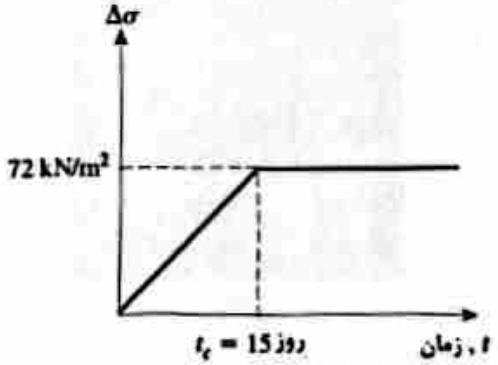
شکل ۲-۲۴- تحکیم یک‌بعدی به علت بارگذاری تدریجی (شیبدار)



شکل ۲-۲۵- تغییرات U برحسب عامل زمان T_v برای بارگذاری تدریجی (شیبدار)

مثال ۲-۱۱

برای مثال ۲-۹ قسمت ب اگر تغییرات $\Delta\sigma$ مطابق شکل ۲-۲۶ باشد، مطلوبست محاسبه‌ی نشست لایه‌ی رسی در t = 31.6 روز بعد از شروع بارگذاری.



شکل ۲-۲۶- بارگذاری تدریجی (شیبدار)

حل:

$$c_v = 7.061\ \text{mm}^2/\text{min}$$

$$\text{رابطه‌ی ۲-۸۴} \Rightarrow T_c = \frac{c_v t_c}{H^2} = \frac{\left(7.061\,\text{mm}^2/\text{min}\right)\left(15\times 24\times 60\,\text{min}\right)}{\left(\frac{2.8}{2}\times 1000\,\text{mm}\right)^2} = 0.0778$$

هم‌چنین

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2} = \frac{\left(7.061\,mm^2/min\right)\left(31.6\times 24\times 60\,min\right)}{\left(\frac{2.8}{2}\times 1000\,mm\right)^2} = 0.164$$

شکل ۲-۲۵ $\Rightarrow T_v = 0.164$, $T_c = 0.0778 \Rightarrow U = 36\%$

$$S_{c(t=31.6\,days)} = S_{c(max)}(0.36) = (87.5)(0.36) = 31.5\ mm$$

۲-۱۸- مقاومت برشی

مقاومت برشی خاک (s)، برحسب تنش موثر، طبق رابطه‌ی زیر تعریف می‌شود:

$$s = c' + \sigma' \tan\phi' \qquad (۸۵-۲)$$

که در آن:

σ' = تنش موثر قائم بر صفحه‌ی برش

c' = چسبندگی یا چسبندگی ظاهری

ϕ' = زاویه‌ی اصطکاک تنش موثر

رابطه‌ی ۲-۸۵ به معیار گسیختگی مورکولمب موسوم است. مقدار c' برای ماسه‌ها و رس‌های عادی تحکیم یافته مساوی صفر است. برای رس‌های پیش‌تحکیم، مقدار $c > 0$ است.

برای تعیین پارامترهای برشی c' و ϕ'، معمولاً از دو روش آزمایشگاهی استفاده می‌شود:

(الف) آزمایش برش مستقیم، (ب) آزمایش برش سه‌محوری. در ادامه، شرح مختصری درخصوص دو آزمایش ارائه می‌شود:

الف: آزمایش برش مستقیم

ماسه‌ی خشک به راحتی می‌تواند توسط آزمایش برش مستقیم مورد آزمایش قرار گیرد. در این آزمایش ماسه در داخل جعبه برش که از دو نیمه‌ی تحتانی و فوقانی تشکیل یافته قرار می‌گیرد (شکل ۲-۲۷- الف). ابتدا یک بار قائم به نمونه وارد می‌شود. سپس نیروی برشی بر نیمه‌ی فوقانی جعبه‌ی برش تا جایی که باعث گسیختگی نمونه شود، اعمال می‌شود. تنش‌های قائم و برشی در لحظه‌ی گسیختگی به صورت زیر به دست می‌آیند:

$$\sigma' = \frac{N}{A}$$

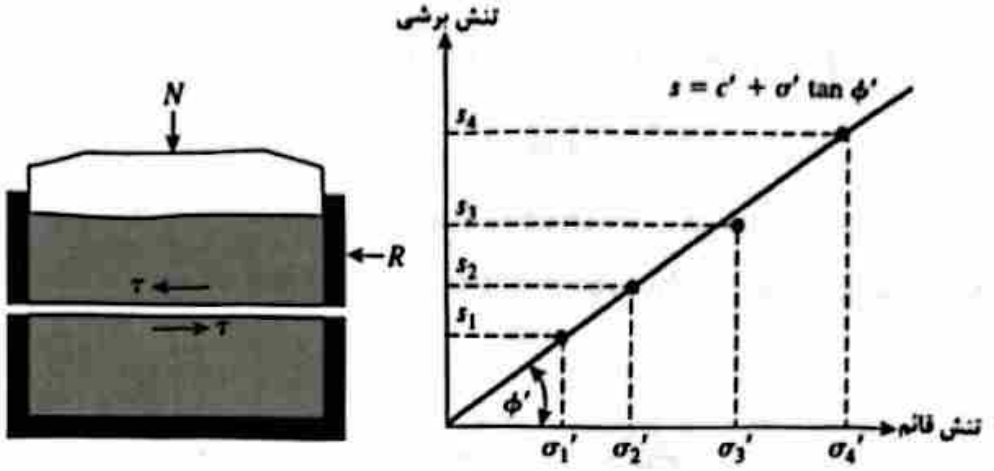
$$s = \frac{R}{A}$$

که در آن:

A = مساحت صفحه‌ی گسیختگی خاک که مساوی سطح مقطع جعبه‌ی برش می‌باشد.

با تغییر بار قائم، چند آزمایش با مقاومت‌های برشی مختلف انجام می‌شود. با رسم مقاومت برشی s در مقابل تنش قائم σ' (شکل ۲-۲۷- ب)، خواهیم داشت:

Scanned with CamScanner



(الف) (ب)

شکل ۲-۲۷- آزمایش برش مستقیم در ماسه (الف) شکل شماتیک وسیله‌ی آزمایش (ب) رسم نتایج برای تعیین زاویه‌ی اصطکاک ϕ

$$\phi' = \tan^{-1}\left(\frac{s}{\sigma'}\right) \qquad (۸۶-۲)$$

برای ماسه‌ها، زاویه‌ی اصطکاک داخلی بین ۲۶ تا ۴۵ درجه متغیر است. مقدار آن با تراکم نسبی افزایش می‌یابد. در جدول ۲-۱۳ مقادیر تقریبی تراکم نسبی و زاویه‌ی اصطکاک مربوطه ارائه شده است. شکل صفحه‌ی بعد تصویری از ماشین آزمایش برش مستقیم را نشان می‌دهد.

جدول ۲-۱۳- رابطه‌ی بین تراکم نسبی و زاویه اصطکاک خاک‌های غیرچسبنده

وضعیت خاک	تراکم نسبی (%)	زاویه اصطکاک، ϕ' (deg.)
خیلی شل	<15	<28
شل	15-35	28-30
فشرده یا متوسط	35-65	30-36
متراکم	65-85	36-41
خیلی متراکم	>85	>41

هانسن (۱۹۷۰) رابطه‌ی همبستگی زیر را برای زاویه اصطکاک داخلی خاک‌های دانه‌ای ارائه داد:

$$\phi'(\text{deg}) = 26° + 10D_r + 0.4C_u + 1.6\log(D_{50}) \qquad (۸۷-۲)$$

که در آن:

D_r = (تراکم نسبی- اعشاری)

C_u = ضریب یکنواختی

D_{50} = قطر متوسط دانه‌ها (میلیمتر)

Scanned with CamScanner

رابطه‌ی همبستگی زیر توسط نفرا (۱۹۷۵) پیشنهاد شده است.

$$\phi'(\text{deg}) = \tan^{-1}\left(\frac{1}{ae+b}\right) \qquad (۸۸-۲)$$

که در آن:

e = نسبت تخلخل

$$a = 2.101 + 0.097\left(\frac{D_{85}}{D_{15}}\right) \qquad (۸۹-۲)$$

$$b = 0.845 - 0.398a \qquad (۹۰-۲)$$

D_{15} و D_{85} = به ترتیب قطری که ۸۵ درصد و ۱۵ درصد ذرات از آن ریزترند.

رابطه‌ی ۲-۸۸ نتایج بهتری نسبت به رابطه‌ی ۲-۸۷ به دست می‌دهد.



وسیله‌ی آزمایش برش مستقیم

آزمایش سه‌محوری

آزمایش فشار سه محوری را می‌توان روی نمونه‌های رسی و ماسه‌ای انجام داد. شکل ۲-۲۸- الف شماتیک دستگاه آزمایش سه محوری را نشان می‌دهد. در این آزمایش نمونه درون یک غشاء لاستیکی در داخل یک محفظه‌ی شفاف قرار داده می‌شود.

به وسیله‌ی مایعی که در داخل محفظه‌ی شفاف است (معمولاً آب یا گلیسرین)، فشار همه جانبه‌ی σ_3 که به فشار محفظه‌ای محدود کننده موسوم است، بر نمونه وارد می‌شود. به وسیله‌ی پیستون تنش اضافی $\Delta\sigma$ که به تنش انحرافی موسوم است، به طور محوری بر نمونه وارد شده و مقدار آن تا لحظه‌ی گسیختگی نمونه افزایش داده می‌شود. در لحظه‌ی گسیختگی $\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$ می‌باشد. برحسب شرایط آزمایش، ممکن است اجازه‌ی زهکشی به نمونه داده شود و یا نشود. برای رس، سه نوع آزمایش سه محوری قابل اجرا است: (شکل ۲-۲۸)

۱- آزمایش تحکیم‌یافته‌ی زهکشی شده (آزمایش CD)

۲- آزمایش تحکیم‌یافته‌ی زهکشی نشده (آزمایش CU)

۳- آزمایش تحکیم نیافته‌ی زهکشی نشده (آزمایش UU)

Scanned with CamScanner

در جدول ۲-۱۴ خلاصه‌ای از سه آزمایش ارائه شده است.

(الف) آزمایش تحکیم یافته‌ی زهکشی شده (CD)

گام ۱- اعمال فشار محفظه‌ای σ_3 اجازه به زهکشی کامل بطوریکه فشار حفره‌ای ($u = u_0$) مساوی صفر شود.

گام ۲- اعمال آرام تنش انحرافی $\Delta\sigma$ و اجازه به زهکشی بطوریکه تنش حفره‌ای ایجاد شده به علت اعمال $\Delta\sigma$ مساوی صفر شود($u = u_d \to 0$) در نقطه‌ی گسیختگی $\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$ و فشار حفره‌ای $u_f = u_0 + u_d = 0$ است.

برای آزمایش تحکیم‌یافته‌ی زهکشی شده در لحظه‌ی گسیختگی داریم:

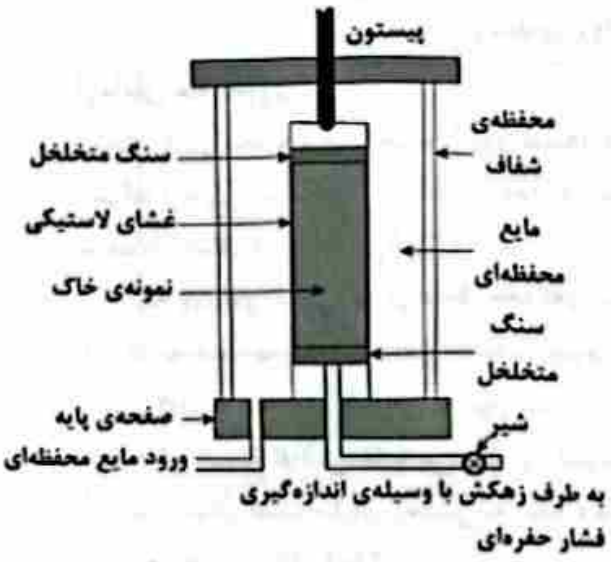
$\sigma_3 + \Delta\sigma_f = \sigma_1 = \sigma'_1$ = تنش اصلی حداکثر موثر

$\sigma_3 = \sigma'_3$ = تنش اصلی حداقل موثر

با تغییر σ_3، آزمایش‌های متعددی از این نوع می‌تواند برروی نمونه‌های رسی انجام شود. با داشتن نتایج، پارامترهای مقاومت برشی c' و ϕ' را می‌توان با رسم دوایر مور در لحظه‌ی گسیختگی و مماس مشترک آنها، تعیین نمود (شکل ۲-۲۸-ب). به این مماس مشترک، پوش گسیختگی مور کولمب گفته می‌شود.

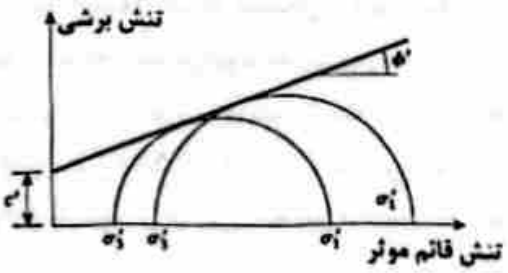
توجه شود که برای رس عادی تحکیم یافته $c' \approx 0$ است. می‌توان نشان داد که در لحظه‌ی گسیختگی رابطه‌ی زیر بین تنش موثر حداکثر و حداقل برابر است:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) + 2c' \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \qquad (۹۱-۲)$$



شماتیک دستگاه آزمایش سه‌محوری

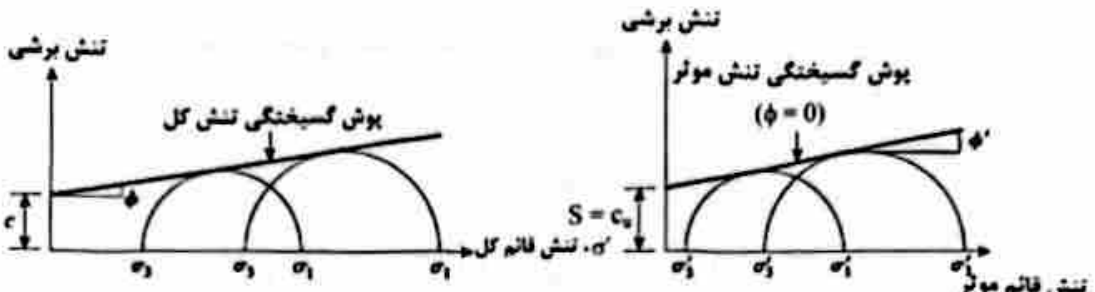
(الف)



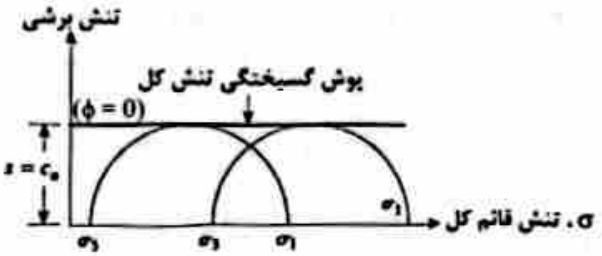
آزمایش تحکیم یافته‌ی زهکشی شده (CD)

(ب)

شکل ۲-۲۸- آزمایش سه‌محوری

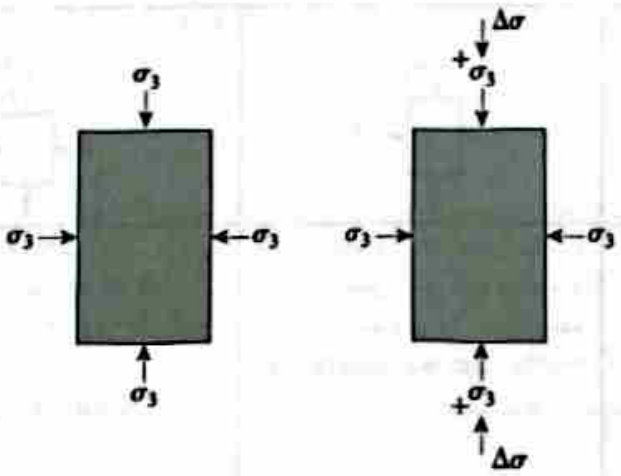


(پ) آزمایش تحکیم یافته زهکشی نشده (CU)



(ت) آزمایش تحکیم نیافته‌ی زهکشی نشده (UU)

شکل ۲-۲۸- آزمایش سه‌محوری (ادامه)



شکل ۲-۲۹- مراحل اعمال تنش در آزمایش سه‌محوری

(ب) آزمایش تحکیم یافته‌ی زهکشی نشده (CU)

گام ۱: اعمال تنش فشار محفظه‌ای σ_3 اجازه‌ی زهکشی کامل بطوری‌که فشار حفره‌ای ($u = u_0$) مساوی صفر شود.

گام ۲. اعمال تنش انحرافی $\Delta\sigma$ اجازه‌ی زهکشی داده نمی‌شود. در نتیجه فشار حفره‌ای $u = u_d \neq 0$ در لحظه‌ی گسیختگی $\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$ و $u_f = u_o + u_d = 0 + u_{d(f)}$ می‌باشد.

برای آزمایش تحکیم یافته‌ی زهکشی نشده در لحظه‌ی گسیختگی داریم:

$\sigma_3 + \Delta\sigma_f = \sigma_1$ = تنش اصلی حداکثر کل

σ_3 = تنش اصلی حداقل کل

$(\sigma_3 + \Delta\sigma_f) - u_f = \sigma'_1$ = تنش اصلی حداکثر موثر

$\sigma_3 - u_f = \sigma'_3$ = تنش اصلی حداقل موثر

با تغییر σ_3، آزمایش‌های متعددی از این نوع می‌تواند برروی نمونه‌های خاک انجام شود. با داشتن نتایج، با رسم دوایر مور در لحظه‌ی گسیختگی می‌توان مماس مشترک آنها را رسم نمود (شکل ۲-۲۸- پ). به این مماس مشترک، پوش گسیختگی مور کولمب گفته می‌شود. می‌توان نشان داد که در لحظه‌ی گسیختگی رابطه‌ی زیر بین تنش موثر حداکثر و حداقل برقرار است:

$$S = c + \sigma \tan\phi \qquad (۹۲-۲)$$

که در آن c و ϕ چسبندگی و زاویه‌ی اصطکاک تحکیم‌یافته‌ی زهکشی نشده هستند (توجه، برای رس عادی تحکیم‌یافته $c = 0$ است).

بطور مشابه دایره‌ی مور تنش موثر در نقطه‌ی گسیختگی را می‌توان برای تعیین پوش گسیختگی تنش موثر رسم نمود (شکل ۲-۲۸-پ)، که رابطه‌ی ۲-۸۵ را اقناع می‌کند.

جدول ۲-۱۴- خلاصه‌ای از آزمایش‌های سه‌محوری برروی رس اشباع شده

نوع آزمایش	گام ۱	گام ۲
تحکیم یافته‌ی زهکشی شده CD	فشار محفظه‌ای σ_3 اعمال شده و اجازه‌ی زهکشی کامل داده می‌شود تا فشار آب حفره‌ای به وجود آمده ($u = u_0$) مساوی صفر شود.	تنش انحرافی $\Delta\sigma$ به آرامی وارد می‌شود. اجازه‌ی زهکشی داده می‌شود تا فشار آب حفره‌ای به وجود آمده ($u = u_d$) در حین اعمال $\Delta\sigma$ مساوی صفر شود. در لحظه‌ی گسیختگی $\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$ و فشار آب حفره‌ای کل برابر است با: $u_f = u_0 + u_d = 0$
تحکیم یافته‌ی زهکشی نشده CU	فشار محفظه‌ای σ_3 اعمال می‌شود. اجازه‌ی زهکشی کامل داده می‌شود. بنابراین فشار حفره‌ای تولید شده در این مرحله ($u = u_0$)، مساوی صفر است.	تنش انحرافی $\Delta\sigma$ اعمال می‌شود. اجازه‌ی زهکشی وجود ندارد ($u = u_d \neq 0$) در لحظه‌ی گسیختگی، $\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$ و فشار آب حفره‌ای مساوی مقدار زیر است: $u = u_f = u_0 + u_d = 0 + u_{df}$
تحکیم نیافته‌ی زهکشی نشده UU	فشار محفظه‌ای σ_3 اعمال می‌شود. اجازه زهکشی داده نمی‌شود. بنابراین فشار حفره‌ای تولید شده در هنگام اعمال فشار محفظه‌ای ($u = u_0$) مساوی صفر نیست.	تنش انحرافی $\Delta\sigma$ اعمال می‌شود. اجازه‌ی زهکشی داده نمی‌شود ($u = u_d \neq 0$). در لحظه‌ی گسیختگی $\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$ و فشار آب حفره‌ای $u = u_f = u_0 + u_{df}$ می‌باشد.

(پ) آزمایش تحکیم نیافته‌ی زهکشی نشده (UU)

گام ۱- فشار محفظه‌ای σ_3 اعمال می‌شود. زهکشی اجازه داده نمی‌شود. بنابراین فشار آب حفره‌ای ($u = u_0$) که در حین اعمال σ_3 بوجود می‌آید، صفر نیست.

گام ۲. تنش انحرافی $\Delta\sigma$ اعمال می‌شود و اجازه‌ی زهکشی داده نمی‌شود ($u = u_0 \neq 0$). در نقطه‌ی گسیختگی $\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$ و فشار آب حفره‌ای $u_f = u_0 + u_{d(f)}$ می‌باشد.

برای آزمایش تحکیم نیافته‌ی زهکشی نشده داریم:

$\sigma_3 + \Delta\sigma_f = \sigma_1$ = تنش اصلی حداکثر کل

σ_3 = تنش اصلی حداقل کل

دایره‌ی تنش کل در لحظه‌ی گسیختگی مطابق شکل ۲-۲۸- ت رسم می‌شود. می‌توان نشان داد که برای رس اشباع، مقدار $\sigma_1 - \sigma_3 = \Delta\sigma_f$ مستقل از فشار محفظه‌ای محدود کننده‌ی σ_3، مقدار ثابتی است (شکل ۲-۲۸- ت). در نتیجه مماس مشترک دوایر مور یک خط افقی است که پوش گسیختگی در شرایط $\phi = 0$ خوانده می‌شود. مقاومت برشی برای این شرایط به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$s = c_u = \frac{\Delta\sigma_f}{2} \qquad (۹۳-۲)$$

c_u = چسبندگی زهکشی نشده (یا مقاومت برشی زهکشی نشده).

فشار حفره‌ای به وجود آمده در نمونه‌ی خاک، در حین آزمایش سه‌محوری تحکیم نیافته‌ی زهکشی شده برابر است با:

$$u = u_0 + u_d \qquad (۹۴-۲)$$

فشار حفره‌ای u_0 به علت فشار محفظه‌ای محدود کننده‌ی σ_3 می‌باشد و مقدار آن به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$u_0 = B\sigma_3 \qquad (۹۵-۲)$$

که در آن B پارامتر فشار حفره‌ای اسکمپتون می‌باشد.

به طور مشابه فشار حفره‌ای u_0 به علت فشار محوری انحرافی $\Delta\sigma$ می‌باشد و مقدار آن از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$u_0 = A\Delta\sigma \qquad (۹۶-۲)$$

که در آن A پارامتر فشار حفره‌ای اسکمپتون می‌باشد.

از طرفی داریم:

$$\Delta\sigma = \sigma_1 - \sigma_3 \qquad (۹۷-۲)$$

با ترکیب روابط ۲-۹۴ تا ۲-۹۷ خواهیم داشت:

$$u = u_0 + u_d = B\sigma_3 + A(\sigma_1 - \sigma_3) \qquad (۹۸-۲)$$

پارامتر فشار حفره‌ای B برای خاک اشباع مساوی ۱ است. بنابراین:

$$u = \sigma_3 + A(\sigma_1 - \sigma_3) \qquad (۹۹-۲)$$

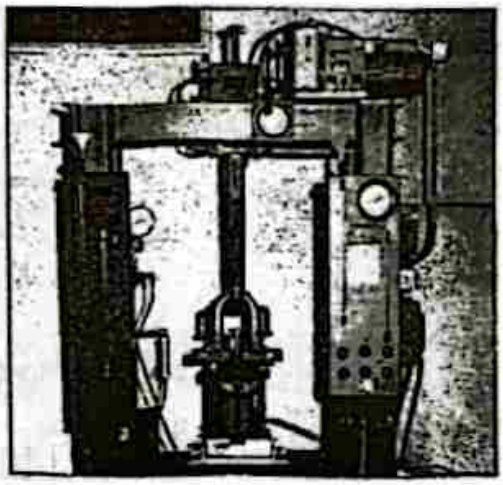
مقدار پارامتر فشار حفره‌ای A در لحظه‌ی گسیختگی برحسب نوع خاک تغییر می‌کند.

Scanned with CamScanner

در جدول زیر مقادیر نمونه‌ی A برای خاک‌های مختلف ارائه شده است:

نوع خاک	پارامتر A در لحظه‌ی گسیختگی
رس ماسه‌دار	۰/۵ تا ۰/۷
رس‌های عادی تحکیم‌یافته	۰/۵ تا ۱
رس‌های اضافه تحکیم یافته (پیش تحکیم‌یافته)	۰ تا ۰/۵-

در شکل زیر تصویری از دستگاه آزمایش برش سه‌محوری نشان داده شده است.



دستگاه آزمایش برش سه‌محوری

۲-۱۹- آزمایش فشاری محدود نشده

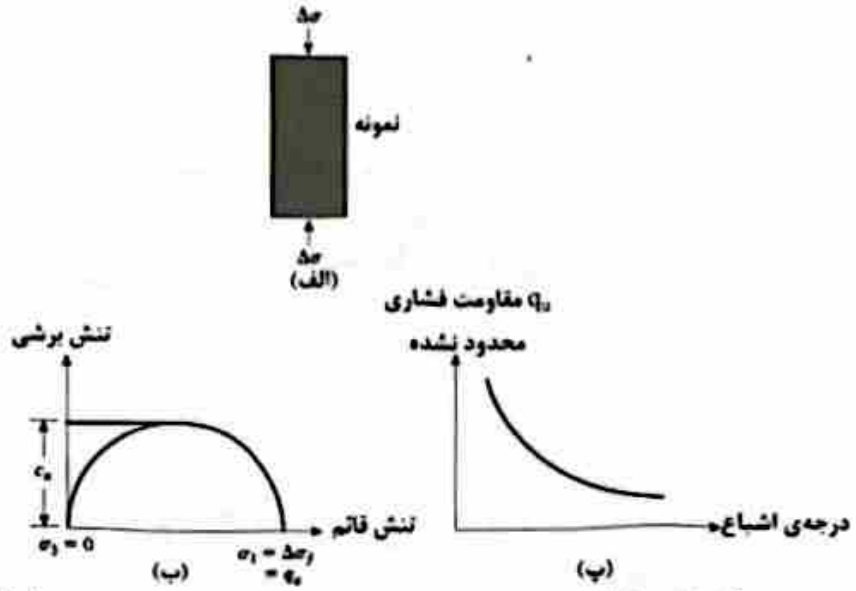
آزمایش فشاری محدود نشده (شکل ۲-۳۰- الف)، نوع خاصی از آزمایش سه‌محوری تحکیم نیافته‌ی زهکشی نشده می‌باشد که در آن فشار محفظه‌ای محدود کننده $\sigma_3 = 0$ است (شکل ۲-۳۰- ب). در این آزمایش، تنش محوری $\Delta\sigma$ بر نمونه‌ی اعمال شده و مقدار آن آنقدر افزایش می‌یابد تا باعث گسیخته شدن نمونه شود. در لحظه‌ی گسیختگی $\Delta\sigma = \Delta\sigma_f$ می‌باشد. دایره‌ی مور مربوطه در شکل ۲-۳۰- ب نشان داده شده است. توجه شود که در این حالت:

$\Delta\sigma_f = q_u$ = تنش اصلی حداکثر کل

0 = تنش اصلی حداقل کل

تنش محوری در لحظه‌ی گسیختگی، $\Delta\sigma_f = q_w$، معمولاً به مقاومت فشاری محدود نشده موسوم است. مقاومت برشی رس اشباع در این شرایط $(\phi = 0)$ به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$s = c_u = \frac{q_u}{2} \qquad (۲-۱۰۰)$$



شکل ۲-۳۰- آزمایش فشاری محدود نشده. (الف) نمونه‌ی خاک، (ب) دایره‌ی مور برای آزمایش، (پ) تغییرات q_u درجه‌ی اشباع

مقاومت فشاری محدود نشده می‌تواند به عنوان شاخص سفتی[1] خاک‌های رسی مورد استفاده قرار گیرد. این مسئله در جدول ۲-۱۵ نشان داده شده است.

جدول ۲-۱۵- طبقه‌بندی سفتی خاک رس برحسب مقاومت فشاری محدود نشده

سفتی	q_u (kN/m^2)
خیلی نرم	0-25
نرم	25-50
متوسط	50-100
سفت	100-200
خیلی سفت	200-400
سخت	> 400

آزمایش فشاری محدود نشده گاهی مواقع روی خاک‌های غیراشباع اجرا می‌شود. با فرض ثابت ماندن نسبت تخلخل نمونه‌ی خاک، مقاومت فشاری محدود نشده با افزایش درجه‌ی اشباع، به شدت کاهی می‌یابد (شکل ۲-۳۰- پ).

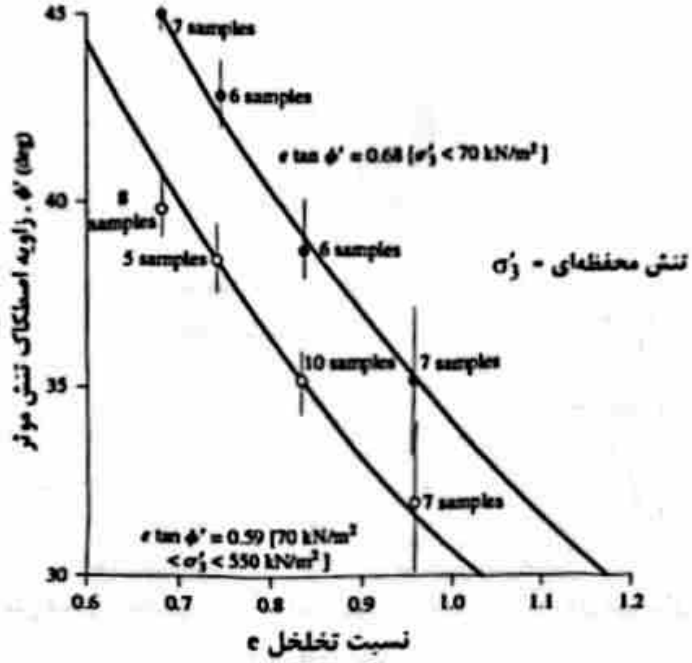
۲-۲۰- توصیه‌هایی در مورد زاویه اصطکاک ϕ'

زاویه‌ی اصطکاک تنش موثر خاک دانه‌ای

در شکل ۲-۳۱ زاویه اصطکاک تنش موثر (ϕ') برای بعضی از خاک‌های دانه‌ای برحسب نسبت تخلخل ارائه شده است. ملاحظه می‌شود که با افزایش تنش محفظه‌ای (محصورکننده)، ϕ' به میزان ۳ تا ۴ درجه کاهش می‌یابد.

---

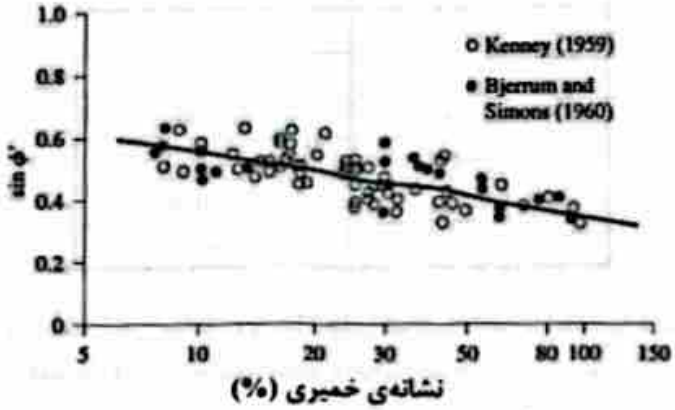
1 - Consistency



شکل ۲-۳۱- تغییرات زاویه اصطکاک ϕ' برحسب نسبت تخلخل

زاویه‌ی اصطکاک تنش موثر برای خاک‌های چسبنده

در شکل ۲-۳۲، تغییرات زاویه‌ی اصطکاک تنش موثر ϕ' برای تعدادی از رس‌های عادی تحکیم یافته بصورت تابعی از نشانه‌ی خمیری ارائه شده است.



شکل ۲-۳۲- تغییرات $\sin\phi'$ با نشانه خمیری (PI) برای رس‌های عادی تحکیم یافته

زاویه‌ی اصطکاک تنش موثر پس‌ماند

شکل ۲-۳۳ نمودار تنش انحرافی $\Delta\sigma$ را در مقابل کرنش محوری ε نشان می‌دهد که در آن $\Delta\sigma_f$ تنش انحرافی گسیختگی یا حداکثر است و $\Delta\sigma_{ult}$ تنش انحرافی پس‌ماند (نهایی) می‌باشد. در کرنش نهایی یا وضعیت مقاومت نهایی یا پس‌ماند داریم:

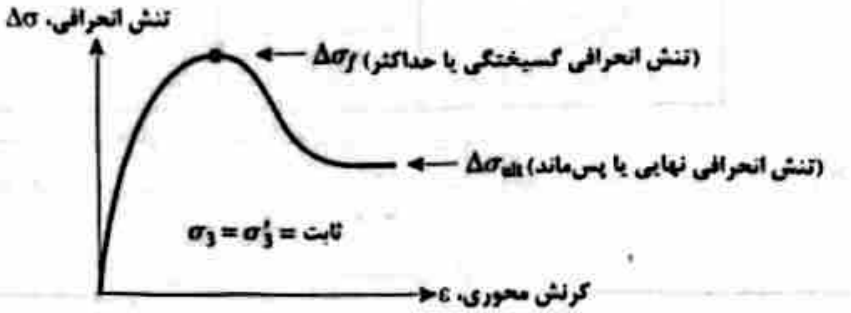
$\sigma'_{1(ult)} = \sigma_3 + \Delta\sigma_{ult}$ = تنش اصلی حداکثر

$\sigma'_{3(ult)} = \sigma_3$ = تنش اصلی حداقل

بین دو تنش فوق رابطه‌ی زیر برقرار است که با رابطه ۲-۹۱ (مقاومت حداکثر) متفاوت است.

$$\sigma'_{1(ult)} = \sigma'_3 \tan^2\left(45 + \frac{\phi'_r}{2}\right) \qquad (۲-۱۰۱)$$

ϕ'_r = زاویه اصطکاک تنش پس‌ماند موثر



شکل ۲-۳۳- تغییرات تنش انحرافی در مقابل کرنش محوری- آزمایش سه‌محوری زهکشی شده

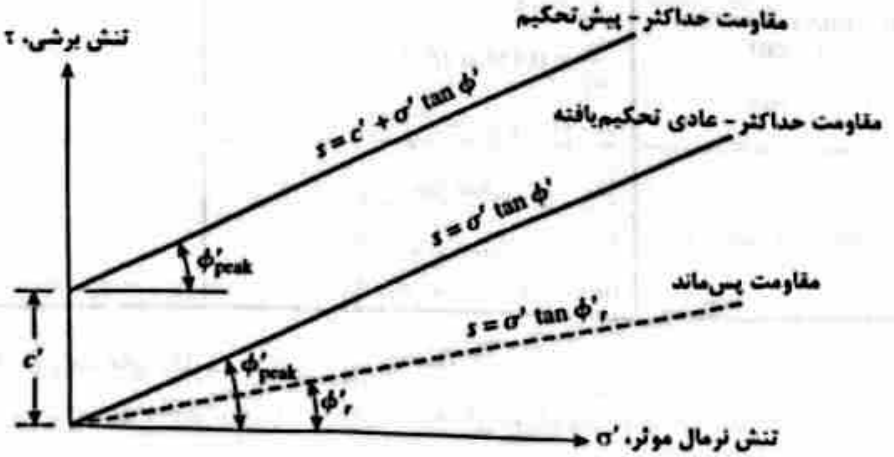
شکل ۲-۳۴ طبیعت عمومی پوش گسیختگی را در وضعیت گسیختگی یا مقاومت برشی حداکثر را همراه با پوش گسیختگی پس‌ماند نشان می‌دهد. زاویه پس‌ماند ϕ'_r در پایداری دراز مدت شیب شیروانی خاک‌های رسی بسیار تاثیرگذار است. مقدار ϕ'_r از مقدار ϕ' حداکثر کوچکتر است. مقدار ریزدانه‌های رس (CF) در مقدار ϕ'_r بسیار موثر است. تجارب گذشته نشان می‌دهد:

اگر $CF < 15\% \Rightarrow \phi'_r > 25°$

اگر $CF > 50\% \Rightarrow \phi'_r = 10$ تا $15°$

برای کائولینیت، ایلیت و موریلونیت مورلونیت، ϕ' به ترتیب مساوی ۱۵، ۱۰ و ۵ درجه است.

در جدول ۲-۱۶ خلاصه‌ای از زاویه اصطکاک پسماند ϕ'_r ارائه شده است.



شکل ۲-۳۴- پوش حداکثر و پس‌ماند برای رس

جدول ۲-۱۶- تغییرات زاویه اصطکاک پس‌ماند برای بعضی از انواع رس

خاک	درصد اندازه‌ی رسی (%)	زاویه‌ی اصطکاک پس‌ماند ϕ'_r (deg)
Selset	17.7	29.8
Wiener Tegel	22.8	25.1
Jackfield	35.4	19.1
Oxford clay	41.9	16.3
Jari	46.5	18.6
London clay	54.9	16.3
Walton's Wood	67	13.2
Weser-Elbe	63.2	9.3
Little Beit	77.2	11.2
Biotite	100	7.5

۲-۲۱- روابط همبستگی برای مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی c_u

در جدول ۲-۱۷ روابط همبستگی برای مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی c_u که تابعی از فشار سربار σ'_o است ارائه شده است.

جدول ۲-۱۷- روابط همبستگی برای c_u

مرجع	رابطه	توضیح
Skempton (1957)	$\frac{c_{u(VST)}}{\sigma'_o} = 0.11 + 0.00037(PI)$ PI = شاخص خمیری $c_{u(VST)}$ = مقاومت برشی زهکشی نشده از آزمایش برش پره	برای رس عادی تحکیم‌یافته
Chandler (1988)	$\frac{c_{u(VST)}}{\sigma'_c} = 0.11 + 0.0037(PI)$ σ'_c = فشار پیش‌تحکیمی	می‌تواند برای خاک‌های پیش‌تحکیم یافته استفاده شود؛ با دقت ±25% برای رس‌های حساس و غیرقابل استفاده است.
Jamiolkowski et al. (1985)	$\frac{c_u}{\sigma'_c} = 0.23 \pm 0.04$	برای رس‌های نسبتاً پیش‌تحکیم یافته
Mesri (1989)	$\frac{c_u}{\sigma'_o} = 0.22$	
Bjerrum and Simons (1960)	$\frac{c_u}{\sigma'_o} = 0.45\left(\frac{PI\%}{100}\right)^{0.5}$ برای PI > 50% $\frac{c_u}{\sigma'_o} = 0.118\,(LI)^{0.15}$ برای LI - شاخص روانی > 0.5	رس عادی تحکیم‌یافته رس عادی تحکیم‌یافته
Ladd et al. (1977)	$\frac{\left(\frac{c_u}{\sigma'_c}\right)_{\text{پیش تحکیم یافته}}}{\left(\frac{c_u}{\sigma'_o}\right)_{\text{عادی تحکیم یافته}}} = OCR^{0.8}$ OCR = نسبت پیش‌تحکیمی = σ'_c/σ'_o	

۲-۲۲- انتخاب پارامترهای مقاومت برشی

پارامترهای برشی در حالات مختلف برای تعریف پوش گسیختگی مورکولمب ظاهر می‌شوند که عبارتنداز:

- c' و ϕ' (پارامترهای مقاومت برشی زهکشی شده)
- c_u و ϕ (پارامترهای مقاومت برشی زهکشی نشده)

Scanned with CamScanner

- c'_{peak} و ϕ'_{peak} (پارامترهای مقاومت برشی حداکثر)
- c'_r و ϕ'_r (پارامترهای مقاومت برشی پسماند)

مهندس ژئوتکنیک باید درک مناسب از این پارامترها و استفاده به جا از آنها داشته باشد. قانونی ساده می‌گوید که از پارامترهای تنش موثر در تحلیل‌های تنش موثر و از پارامترهای تنش کل (c_u و $\phi = 0$) در تحلیل‌های تنش کل استفاده شود.

وقتی که مسئله ژئوتکنیکی نظیر شالوده یا خاکریزی برحسب تنش‌های موثر مطرح است، باید از پارامترهای مقاومت برشی تنش موثر c' و ϕ' استفاده کرد. این پارامترها را می‌توان از آزمایش سه‌محوری تحکیم یافته‌ی زهکشی شده یا تحکیم یافته‌ی زهکشی نشده استفاده کرد. وقتی که خاک کاملاً زهکشی شده است یا وقتیکه فشار حفره‌ای معلوم است، می‌توان تنش موثر و فشار حفره‌ای را تفکیک کرد و تحلیل را برحسب تنش موثر انجام داد.

وقتی که پایداری درازمدت شالوده یا خاکریزی تحلیل می‌شود و یا وقتیکه اعمال بار با سرعت کمی انجام می‌شود، می‌توان فرض کرد که خاک زهکشی شده است. و با استفاده از مقادیر موثر c' و ϕ'، تحلیل تنش موثر انجام داد. خاک‌های دانه‌ای را می‌توان همواره فرض کرد که زهکشی شده‌اند (بواسطه نفوذپذیری زیاد) و باید برای آنها تحلیل تنش موثر انجام داد.

وقتی که پایداری کوتاه مدت شالوده در میان است و خاک زهکشی نشده است، نیازی به جدا کردن تنش موثر و فشار حفره‌ای نداریم و تحلیل را برمبنای فشار کل انجام می‌دهیم. پس در این حالت از پارامترهای مقاومت برشی زهکشی نشده یعنی c_u و $\phi = 0$ استفاده نموده و تحلیل را برمبنای تنش کل انجام می‌دهیم.

آزمایش برش مستقیم را می‌توان بصورت زهکشی شده (یعنی خیلی آهسته و بدون تولید فشار حفره‌ای یا زهکشی نشده (یعنی خیلی سریع و بدون زهکشی) برای تعیین c' و ϕ' و یا c_u انجام داد.

در اکثر مسائل ژئوتکنیکی، کرنش‌ها کوچک هستند و توصیه می‌شود از چسبندگی حداکثر c' و زاویه اصطکاک ϕ' استفاده شود. فقط در تحلیل وضعیت‌هایی که کرنش بزرگ هستند (لغزش زمین) توصیه می‌شود از پارامترهای مقاومت برشی پس‌ماند یعنی c'_r و ϕ'_r استفاده نمود. در حالت پس‌ماند ساختمان خاک تخریب شده و $c'_r = 0$ است (شکل ۲-۳۴).

۲-۲۳- حساسیت

برای خیلی از نهشته‌های طبیعی خاک رس، مقاومت فشاری محصور نشده در حالتیکه بدون تغییر رطوبت، خاک دست خورده شده و مجدداً قالب‌گیری شود، کمتر از حالت دست‌نخورده است. به این پدیده حساسیت گفته شده و درجه حساسیت طبق رابطه‌ی زیر تعریف می‌شود:

$$S_t = \frac{q_{u(undisturbed)}}{q_{u(remolded)}} \qquad (۲-۱۰۲)$$

نسبت حساسیت بین ۱ تا ۸ متغیر است. بعضی از رس‌های فولوکوله‌ی دریایی نسبت حساسیتی حدود ۱۰ تا ۸۰ دارند. بعضی از رس‌ها در اثر دست خوردگی تبدیل به مایع ویسکوز می‌شوند که به آنها رس سریع می‌گویند. این پدیده به علت تخریب ساختار خاک رسی رخ می‌دهد.

Scanned with CamScanner

مسائل فصل دوم

۲-۱- نتایج آزمایش دانه‌بندی نشان می‌دهد که:

$D_{85} = 1.18\,mm$, $D_{60} = 0.76\,mm$, $D_{30} = 0.29\,mm$ و $D_{10} = 0.14\,mm$

مطلوبست تعیین ضریب یکنواختی و ضریب دانه‌بندی خاک.

۲-۲- برای یک خاک نسبت تخلخل مساوی ۰/۸۱، میزان رطوبت مساوی ۲۱ درصد، و چگالی دانه‌ها مساوی ۲/۶۸ می‌باشد. مطلوبست تعیین:

الف: تخلخل

ب: درجه‌ی اشباع

پ: وزن مخصوص مرطوب برحسب کیلونیوتن برمترمکعب.

ت: وزن مخصوص خشک برحسب کیلونیوتن برمترمکعب.

۲-۳- وزن مخصوص مرطوب خاکی مساوی ۱۹/۱۵ کیلونیوتن برمترمکعب می‌باشد. اگر میزان رطوبت آن ۱۲ درصد و چگالی دانه‌ها ۲/۶۵ باشد، مطلوبست تعیین:

الف: نسبت تخلخل ب: پوکی پ: درجه‌ای اشباع ت: وزن مخصوص خشک

۲-۴- برای خاک مسئله‌ی ۲-۳ مطلوبست تعیین:

الف: وزن مخصوص اشباع

ب: مقدار آب لازم اضافی برای این که خاک را به حالت اشباع درآورد.

پ: وزن مخصوص مرطوب برای حالتی که درجه‌ی اشباع ۸۰ درصد باشد.

۲-۵- وزن مخصوص اشباع یک خاک در میزان رطوبت ۲۳ درصد مساوی ۱۹/۲ کیلونیوتن بر مترمکعب می‌باشد. مطلوبست تعیین:

الف: وزن مخصوص خشک

ب: چگالی دانه‌ها G_s

۲-۶- حجم یک نمونه‌ی خاک ۰/۰۵ مترمکعب و جرم آن ۸۷/۵ کیلوگرم و میزان رطوبت آن ۱۵ درصد و چگالی دانه‌ها ۲/۶۸ می‌باشد. مطلوبست تعیین:

الف: نسبت تخلخل ب: پوکی

پ: وزن مخصوص خشک ت: وزن مخصوص مرطوب

ث: درجه‌ی اشباع

۲-۷- برای خاک دانه‌ای، اطلاعات زیر در دست است:

$\gamma = 173\ kN/m^3$, $D_r = 82\%$, $\omega = 8\%$ و $G_s = 2.65$

برای این خاک اگر $e_{min} = 0.44$ باشد، e_{max} چقدر خواهد بود. در شل‌ترین وضعیت وزن مخصوص خشک چقدر خواهد بود؟

۲-۸- در جدول زیر نتایج آزمایشگاهی ۶ نمونه خاک ارائه شده است. آنها را طبق سیستم آشتو طبقه‌بندی نموده و شماره‌ی گروه آنها را تعیین نمایید.

Scanned with CamScanner

نتایج آزمایش دانه‌بندی- درصد عبوری

شماره الک	خاک					
	A	B	C	D	E	F
4	100	100	95	95	100	100
10	95	80	80	90	94	94
40	82	61	54	79	76	86
200	65	55	8	64	33	76
حد مایع	42	38	NP*	35	38	52
حد خمیری	26	25	NP	26	25	28

*- غیرخمیری

۲-۹- خاک‌های مسئله ۲-۸ را با سیستم طبقه‌بندی متحد طبقه‌بندی نموده و علامت گروه و نام گروه آن‌ها را تعیین کنید.

۲-۱۰- ضریب نفوذپذیری یک ماسه در تخلخل ۰/۶۳ مساوی ۰/۲۲ سانتیمتر بر ثانیه می‌باشد. ضریب نفوذپذیری آن را در نسبت تخلخل ۰/۴۳ با استفاده از روابط ۲-۳۷، ۲-۳۸ و ۲-۳۹ تعیین نمایید.

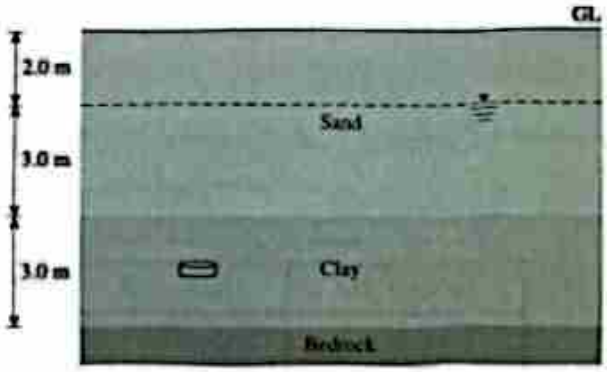
۲-۱۱- ضریب نفوذپذیری یک ماسه در نسبت تخلخل ۰/۷ مساوی ۰/۲۵ سانتیمتر بر ثانیه می‌باشد. با استفاده از رابطه‌ی ۲-۳۷، نسبت تخلخلی را به دست آورید که برای آن نفوذپذیری مساوی ۰/۱۱۵ سانتیمتر بر ثانیه باشد.

۲-۱۲- ضریب نفوذپذیری در جای یک نمونه‌ی رس مساوی $۴/۲\times۱۰^{-۵}$ سانتیمتر بر ثانیه در نسبت تخلخل ۰/۹۲ می‌باشد. با استفاده از رابطه‌ی ۲-۳۹، ضریب نفوذپذیری را در نسبت تخلخل ۰/۷۲ به دست آورید.

۲-۱۳- مقطع یک خاک در شکل مسئله نشان داده شده است. داریم:

$H_1 = 2.4m$ ،$H_2 = 1.2m$ و $H_3 = 4.5m$

مطلوبست تعیین تنش کل، فشار آب حفره‌ای و تنش موثر در نقاط A، B، C و D.



شکل مسئله ۲-۱۳

۲-۱۴- مسئله ۲-۱۳ را با اعداد زیر مجدداً حل کنید:

$H_1 = 4m$, $H_2 = 2m$, $H_3 = 6m$

Scanned with CamScanner

۲-۱۵- یک خاک ماسه‌ای با $G_s = 2.65$ در متر کم‌ترین و شل‌ترین وضعیت به ترتیب دارای نسبت‌های تخلخل ۰/۴۲ و ۰/۸۵ می‌باشد. دامنه‌ی شیب هیدرولیکی بحرانی را که می‌تواند شرایط سریع در این خاک را به دست آورد، تعیین نمایید.

۲-۱۶- از یک خاک رس اشباع در صحرا اطلاعات زیر در دست است:

چگالی دانه‌ها مساوی ۲/۷۱، میزان رطوبت ۳۲ درصد، حدمایع ۵۵ و فشار سربار متوسط موثر مساوی ۸۰ کیلونیوتن برمترمربع. با استفاده از رابطه‌ی ۲-۵۲ فشار پیش‌تحکیمی p_c را تعیین نمایید.

۲-۱۷- یک لایه‌ی رس عادی تحکیم‌یافته به ضخامت ۳/۶ متر دارای نسبت تخلخل ۰/۹۲ می‌باشد. حدمایع آن ۳۵ و تنش متوسط موثر در لایه مساوی ۱۰۲ کیلونیوتن برمترمربع می‌باشد. اگر به واسطه‌ی ساخت یک شالوده فشار متوسط موثر به ۱۵۶ کیلونیوتن برمترمربع افزایش یابد، چه مقدار نشست تحکیم رخ می‌دهد. برای تعیین C_c از رابطه‌ی ۲-۵۴ استفاده کنید.

۲-۱۸- با مراجعه به مسئله‌ی ۲-۱۷، فرض کنید که لایه‌ی رسی تا فشار $p_c = 142\ kN/m^2$ پیش‌تحکیم یافته است. با فرض $C_s = \frac{1}{5} C_c$، نشست تحکیم آن را تعیین نمایید.

۲-۱۹- نیمرخ خاک تشریح شده در مسئله‌ی ۲-۱۴ مفروض است. رس عادی تحکیم یافته می‌باشد. نتایج آزمایش تحکیم آزمایشگاهی برروی رس نتایج زیر را به دست داده است:

نسبت تخلخل	فشار (kN/m^2)
۰/۹۰۹	۱۵۰
۰/۷۹۵	۳۰۰

مطلوبست تعیین:

الف: تنش موثر متوسط در لایه‌ی رسی

ب: نشانه‌ی فشردگی C_c

پ: اگر تنش موثر متوسط لایه به $(p_c + \Delta p) = 220\ kN/m^2$ افزایش یابد، نشست تحکیم کل چقدر خواهد شد.

۲-۲۰- اگر در قسمت پ مسئله ۲-۱۹، مقدار C_c برای خاک مساوی ۵/۶ میلیمترمربع بر دقیقه باشد، چه مدت طول می‌کشد تا نصف نشست تحکیم رخ دهد.

۲-۲۱- برای خاک عادی تحکیم یافته اطلاعات زیر در دست است.

نسبت تخلخل	فشار (kN/m^2)
۰/۸۲	۱۲۰
۰/۶۴	۳۶۰

مطلوبست تعیین (الف) نشانه‌ی فشردگی C_c (ب) نسبت تخلخل مربوط به فشار ۲۰۰ کیلونیوتن برمترمربع.

۲-۲۲- نمونه خاک رسی به ضخامت ۳۸ میلیمتر با زهکشی فقط از بالا، در آزمایشگاه مورد آزمایش قرار گرفت. برای یک افزایش بار، زمان لازم برای ۶۰ درصد تحکیم مساوی ۸ دقیقه و ۱۰ ثانیه بود. زمان لازم

Scanned with CamScanner

برای ۵۰ درصد تحکیم همان نمونه خاک در صحرا برای لایه‌ای به ضخامت ۳ متر با زهکشی دوطرفه چقدر می‌باشد؟

۲-۲۳- یک آزمایش برش مستقیم برروی ماسه‌ی خشک انجام شد و نتایج زیر به دست آمد:

مساحت نمونه = 50×50mm

نیروی برشی در لحظه‌ی گسیختگی (نیوتن)	نیروی قائم (نیوتن)
۱۹۸	۲۲۵
۴۴۳	۵۰۰
۶۰۰	۶۸۰

نمودار تنش برشی در لحظه‌ی شکست را در مقابل فشار قائم رسم نموده و زاویه‌ی اصطکاک خاک را تعیین نمایید.

۲-۲۴- از آزمایش سه‌محوری تحکیم یافته زهکشی شده برروی ماسه، نتایج زیر به دست آمده است:

$\sigma_3 = 210\,kN/m^2$ = فشار محدود کننده‌ی محفظه‌ای

$\Delta\sigma = 670\,kN/m^2$ = فشار انحرافی محوری درلحظه‌ی گسیختگی

مطلوبست تعیین پارامترهای مقاومت برشی

۲-۲۵- از آزمایش سه‌محوری تحکیم یافته‌ی زهکشی شده برروی یک نمونه رس عادی تحکیم یافته زاویه‌ی اصطکاک ϕ، ۲۸ درجه به دست آمده است. اگر فشار محدودکننده‌ی محفظه‌ای مساوی ۱۴۰ کیلونیوتن برمترمربع باشد، تنش اصلی حداکثر در لحظه‌ی گسیختگی چقدر می‌باشد؟

۲-۲۶- در زیر نتایج دو آزمایش سه‌محوری تحکیم‌یافته زهکشی شده برروی نمونه‌ی رس داده شده است:

آزمایش ۱ : $\sigma_3 = 82\,kN/m^2$; $\sigma_{1(Faiture)} = 329.2\,kN/m^2$

آزمایش ۲ : $\sigma_3 = 165.6\,kN/m^2$; $\sigma_{1(Faiture)} = 558.6\,kN/m^2$

مطلوبست تعیین پارامترهای برشی ϕ و c.

۲-۲۷- مسئله‌ی ۲-۲۶ را با داده‌های زیر تکرار نمایید:

آزمایش ۱ : $\sigma_3 = 140\,kN/m^2$; $\sigma_{1(Faiture)} = 368.16\,kN/m^2$

آزمایش ۲ : $\sigma_3 = 280\,kN/m^2$; $\sigma_{1(Faiture)} = 700.86\,kN/m^2$

۲-۲۸- آزمایش سه‌محوری تحکیم‌یافته‌ی زهکشی نشده برروی رس عادی تحکیم یافته‌ی اشباع انجام شد و نتایج زیر به دست آمد:

$\sigma_1 = 196\,kN/m^2$ در لحظه‌ی شکست

$\sigma_3 = 84\,kN/m^2$

$u_f = 31.5\,kN/m^2$ = فشار آب حفره‌ای در لحظه‌ی گسیختگی

مطلوبست تعیین ϕ_u و ϕ.

۲-۲۹- خاک رس عادی تحکیم یافته دارای $\phi = 28°$ و $\phi_u = 20°$ می‌باشد. اگر آزمایش تحکیم‌یافته‌ی زهکشی نشده برروی این رس با $\sigma_3 = 150\,kN/m^2$ انجام شود، مقدار تنش اصلی حداکثر σ_1 و فشار آب حفره‌ای u در لحظه‌ی گسیختگی چقدر خواهد بود؟

۲-۳۰- یک لایه خاک رس اشباع دارای مشخصات زیر است:

γ_{sat} وزن مخصوص اشباع = $19.6\ kN/m^3$

نشانه‌ی خمیری = 21

سطح آب زیرزمینی منطبق بر سطح زمین است. اگر رس عادی تحکیم یافته باشد، مطلوبست محاسبه‌ی مقدار c_u برحسب kN/m^2 در عمق ۸ متری از سطح زمین.

۲-۳۱- فرض کنید لایه‌ی رسی مسئله‌ی ۲-۳۰، اضافه تحکیم یافته است و ضریب اضافه تحکیمی $OCR = 2.5$ می‌باشد. مطلوبست تعیین مقدار c_u برحسب کیلونیوتن برمترمربع در عمق ۶/۵ متر زیرسطح آب زیرزمینی.

فهرست مآخذ

Amer, A. M. and Awad, A. A. (1974). "Permeability of Cohesionless Soil," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 100, No. GT12, pp. 1309–1316.

American Society for Testing and Materials (2011). *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 04.08, West Conshohocken, PA.

Bjerrum, L. and Simons, N. E. (1960). "Comparison of Shear Strength Characteristics of Normally Consolidated Clay," *Proceedings, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soil*, ASCE, pp. 711–726.

Carrier III, W. D. (2003). "Goodbye, Hazen; Hello, Kozeny-Carman," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 129, No. 11, pp. 1054–1056.

Casagrande, A. (1936). "Determination of the Preconsolidation Load and Its Practical Significance," *Proceedings, First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge, MA, Vol. 3, pp. 60–64.

Chandler, R. J. (1988). "The *in situ* Measurement of the Undrained Shear Strength of Clays Using the Field Vane," *STP 1014, Vane Shear Strength Testing in Soil: Field and Laboratory Studies*, American Society for Testing and Materials, pp. 13–44.

Chapuis, R. P. (2004). "Predicting the Saturated Hydraulic Conductivity of Sand and Gravel Using Effective Diameter and Void Ratio," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 41, No. 5, pp. 787–795.

Cubrinovski, M. and Ishihara, K. (1999). "Empirical Correlation Between SPT N- Value and Relative Density for Sandy Soil," *Soil and Foundations*. Vol. 39, No. 5, pp. 61–71.

Cubrinovski, M. and Ishihara, K. (2002). "Maximum and Minimum Void Ratio Character- istics of Sands," *Soil and Foundations*. Vol. 42, No. 6, pp. 65–78.

Darcy, H. (1856). *Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon*, Paris.

Scanned with CamScanner

Das, B. M. (2016). *Soil Mechanics Laboratory Manual*, 9th ed., Oxford University Press, New York.

Hansbo, S. (1975). *Jordmateriallära*. 211, Stockholm, Awe/Gebers.

Highway Research Board (1945). *Report of the Committee on Classification of Materials for Subgrades and Granular Type Roads*, Vol. 25, pp. 375–388.

Jamilkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T., and Lancellotta, R. (1985). "New Developments in Field and Laboratory Testing of Soil," *Proceedings, XI International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, San Francisco, Vol. 1, pp. 57–153.

Kenney, T. C. (1959). "Discussion," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 85, No. SM3, pp. 67–69.

Kulhawy, F. H. and Mayne, P. W. (1990). *Manual of Estimating Soil Properties for Foundation Design*, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA.

Ladd, C. C., Foote, R., Ishihara, K., Schlosser, F., and Poulos, H. G. (1977). "Stress Deformation and Strength Characteristics," *Proceedings, Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, Vol. 2, pp. 421–494.

Mesri, G. (1989). "A Re-evaluation of $s_{u(mob)} \cong 0.22\sigma_p$ Using Laboratory Shear Tests," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 26, No. 1, pp. 162–164.

Mesri, G. and Olson, R. E. (1971). "Mechanism Controlling the Permeability of Clays," *Clay and Clay Minerals*, Vol. 19, pp. 151–158.

Olson, R. E. (1977). "Consolidation Under Time-Dependent Loading," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 103, No. GT1, pp. 55–60.

Park, J. H. and Koumoto, T. (2004). "New Compression Index Equation," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 130, No. 2, pp. 223–226.

Rendon-Herrero, O. (1980). "Universal Compression Index Equation," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 106, No. GT11, pp. 1178–1200.

Samarasinghe, A. M., Huang, Y. H., and Drnevich, V. P. (1982). "Permeability and Consolidation of Normally Consolidated Soil," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 108, No. GT6, pp. 835–850.

Schmertmann, J. H. (1953). "Undisturbed Consolidation Behavior of Clay," *Transactions*, American Society of Civil Engineers, Vol. 120, p. 1201.

Sivaram, B. and Swamee, A. (1977). "A Computational Method for Consolidation Coefficient," *Soil and Foundations*, Vol. 17, No. 2, pp. 48–52.

Skempton, A. W. (1944). "Notes on the Compressibility of Clays," *Quarterly Journal of Geological Society*, London, Vol. C, pp. 119–135.

Skempton, A. W. (1953). "The Colloidal Activity of Clays," *Proceedings, 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London, Vol. 1, pp. 57–61.

Skempton, A. W. (1957). "The Planning and Design of New Hong Kong Airport," *Proceedings, The Institute of Civil Engineers*, London, Vol. 7, pp. 305–307.

Skempton, A. W. (1964). "Long-Term Stability of Clay Slopes," *Geotechnique*, Vol. 14, p. 77. Skempton, A. W. (1985). "Residual Strength of Clays in Landslides, Folded Strata, and the Laboratory," *Geotechnique*, Vol. 35, No. 1, pp. 3–18.

Scanned with CamScanner

Stas, C. V. and Kulhawy, F. H. (1984). "Critical Evaluation of Design Methods for Foundations Under Axial Uplift and Compression Loading," *REPORT EL-3771*, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA.

Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, New York. Teferra, A. (1975). *Beziehungen zwischen Reibungswinkel, Lagerungsdichte und Sonderwiderständen nichtbindiger Böden mit verschiedener Kornverteilung.* Ph.D. Thesis, Technical University of Aachen Germany.

Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley & Sons, New York.

Thinh, K. D. (2001). "How Reliable is Your Angle of Internal Friction?" *Proceedings, XV International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Istanbul, Turkey, Vol. 1, pp. 73–76.

U.S. Department of Navy (1986). "Soil Mechanics Design Manual 7.01," U.S. Government Printing Office, Washington, DC.

Vesic, A. S. (1963). "Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand," *Highway Research Record No. 39*, National Academy of Sciences, Washington DC, pp. 112–154.

Wood, D. M. (1983). "Index Properties and Critical State Soil Mechanics," *Proceedings, Symposium on Recent Developments in Laboratory and Field Tests and Analysis of Geotechnical Problems*, Bangkok, p. 309.

Wroth, C. P. and Wood, D. M. (1978). "The Correlation of Index Properties with Some Basic Engineering Properties of Soil," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 15, No. 2, pp. 137–145.

Scanned with CamScanner

فصل سوم

کاوش‌های صحرایی- شناسایی‌های زیرسطحی

۳-۱- معرفی

در فصول گذشته، خواص پایه‌ای خاک و رفتار آن تحت تنش و کرنش در شرایط ایده‌آل مورد بحث قرار گرفت. در عمل، نهشته‌های طبیعی خاک همگن، الاستیک و ایزوتروپیک (همسانگرد) نیستند. در بعضی موارد لایه‌بندی خاک حتی ممکن است در فواصل افقی ۱۵ تا ۳۰ متری تغییر نماید. در طراحی پی و عملیات اجرایی، لازم است اطلاعاتی درخصوص مسائلی از قبیل لایه‌بندی و مشخصات حاصل از آزمون‌های آزمایشگاهی روی نمونه‌های اخذ شده از اعماق مختلف و همچنین تجربیات ساختمان‌های مجاور در هنگام احداث، در دست باشد. برای داشتن این اطلاعات، لازم است شناسایی‌های زیرسطحی در محل موردنظر انجام شود. هدف از شناسایی‌های زیرسطحی، کسب اطلاعات در موارد زیر است:

۱- تعیین طبیعت خاک و لایه‌بندی آن.

۲- کسب نمونه‌های دست‌خورده و دست‌خورده برای شناسایی عینی و آزمون‌های آزمایشگاهی مناسب.

۳- تعیین عمق بستر سنگی (در صورتی که در اعماق متعارف به آن برخورد شود).

۴- انجام بعضی آزمایش‌های درجا نظیر آزمایش نفوذپذیری، برش پره، آزمایش نفوذ استاندارد (SPT) و نفوذ مخروط (CPT).

۵- بررسی شرایط زهکشی از محل موردنظر و یا به طرف آن.

۶- مطالعه‌ی ساختمان‌های مجاور و کسب تجارب اجرایی و رفتاری آنها.

۷- تعیین تراز آب زیرزمینی.

در این فصل، به طور خلاصه، تکنیک‌ها و روش‌های شناسایی‌های زیرسطحی مورد بررسی قرار می‌گیرد. خواننده برای کسب اطلاعات بیشتر می‌تواند به مأخذ زیر مراجعه نماید:

Manual of foundation investigation of the American association of state highway transportation officials (1967)

۳-۲- طرح‌ریزی کاوش‌های صحرایی (کاوش‌های میدانی)

برنامه‌ی کاوش صحرایی (میدانی) برای سازه‌ی مشخص، به چهار مقوله به شرح زیر تقسیم می‌شود:

۱- *گردآوری اطلاعات موجود در مورد سازه‌ی موردنظر.* این موضوع مشتمل بر اطلاعاتی نظیر: نوع سازه و موارد استفاده از آن، الزامات آیین‌نامه‌های ساختمانی، بار ستون‌ها و دیوارهای حمال

می‌باشد. اگر شناسایی به منظور احداث پایه‌های پل باشد، مهندس طراح باید ایده‌ای از طول دهانه و بار تخمینی پایه‌های میانی و کناری داشته باشد.

۲- *جمع‌آوری اطلاعات موجود برای شرایط زیرسطحی*. در صورتی که مهندس ژئوتکنیک مسئول پروژه، برنامه‌ای برای کسب و مطالعه‌ی اطلاعات موجود از قبل در زمین‌های مجاور داشته باشد، صرفه‌جویی قابل ملاحظه‌ای در برنامه و هزینه‌ی شناسایی‌های صحرایی به وجود می‌آید. منابع زیر می‌توانند اطلاعات آماده‌ای در برداشته باشند:

الف: نقشه‌های زمین‌شناسی که توسط سازمان زمین‌شناسی برای نقاط مختلف کشور تهیه شده است.

ب: گزارش‌های شناسایی‌های صحرایی موجود که برای مناطق مجاور تهیه شده است. اطلاعات کسب شده از منابع فوق، دیدی از نوع خاک و مسائل و مشکلاتی که حین عملیات ممکن است با آن برخورد شود، به دست می‌دهد.

۳- *بازدید مقدماتی منطقه*. مهندس باید بازدید محلی از منطقه‌ی موردنظر و مناطق مجاور داشته باشد. در خیلی از مواقع، اطلاعاتی که از چنین بازدیدی به دست می‌آید، برای طرح‌های آینده بسیار گرانبها می‌باشد. نوع روبیدنی‌های موجود در سطح زمین، گاهی مواقع ممکن است نشانه‌هایی از نوع خاک زیرسطحی موجود در منطقه به دست دهد. اطلاعاتی در مورد دسترسی به منطقه و طبیعت زهکشی به و یا از منطقه، حین بازدید محلی به دست می‌آید. وجود ترانشه‌های طبیعی (در اصطلاح زمین‌شناسی به آن رخنمون[1] می‌گویند) می‌تواند اطلاعات بسیار عالی از لایه‌بندی زمین به دست دهد. وجود ترک در دیوارهای ساختمان‌های مجاور منطقه، می‌تواند نشانه‌ای از وجود رس نرم و یا رس قابل تورم در محل باشد.

۴- *عملیات شناسایی تفصیلی*. در این مرحله گمانه‌های متعددی برای اخذ نمونه‌های دست‌خورده و دست‌نخورده از اعماق مختلف برای مشاهده و آزمون‌های آزمایشگاهی، حفر می‌گردد. هیچ قانون مشخصی برای تعیین تعداد و عمق گمانه‌ها وجود ندارد. برای اکثر ساختمان‌ها، حداقل یک گمانه در هر گوشه و یک گمانه در مرکز برای شروع کار لازم است. برحسب عدم یکنواختی خاک‌های زیرسطحی، گمانه‌های دیگری نیز ممکن است لازم گردد. جدول ۳-۱ می‌تواند به عنوان راهنمایی برای انتخاب محل و فواصل گمانه‌ها مورد استفاده قرار گیرد.

گمانه‌ها باید از لایه‌های سست و نامناسب عبور کرده و به لایه‌های محکم نفوذ نمایند. ساورز و ساورز[2] (۱۹۷۰) روابطی برای تخمین حداقل عمق گمانه‌ها برای ساختمان‌های چندطبقه (در صورتی که به سنگ بستر برخورد نشود) به شرح زیر ارائه داده‌اند:

ساختمان‌های فولادی سبک و ساختمان‌های بتنی باریک

$$z_b(\mathrm{m}) = 3\ S^{0.7} \qquad \text{(۳-۱- الف)}$$

$$z_b(\mathrm{ft}) = 10\ S^{0.7} \qquad \text{(۳-۱- ب)}$$

---

1 - Outcrop
2 - Sowers and Sowers

Scanned with CamScanner

ساختمان‌های فولادی سنگین و ساختمان‌های بتنی عریض

$$z_b(m) = 6\ S^{0.7}$$ (۳-۲- الف)

$$z_b(ft) = 20\ S^{0.7}$$ (۳-۲- ب)

در روابط ۳-۱ و ۳-۲، z_b عمق تقریبی گمانه و S تعداد طبقات است.

جدول ۳-۱- فواصل گمانه‌ها

پروژه	فواصل گمانه‌ها به متر
ساختمان یک‌طبقه	۲۵ تا ۳۰
ساختمان چندطبقه	۱۵ تا ۲۵
شاهراه‌ها	۲۵۰ تا ۳۰۰
سدهای خاکی	۲۵ تا ۵۰
مجتمع‌های مسکونی	۶۰ تا ۱۰۰

انجمن مهندسین عمران آمریکا[1] (۱۹۷۲)، قوانین سرانگشتی زیر را برای تخمین عمق گمانه‌ها برای ساختمان‌ها ارائه کرده است:

الف: تغییرات افزایش تنش خالص موثر، $\Delta\sigma'$ در عمق را به علت احداث ساختمان موردنظر، تخمین بزنید. این کار را می‌توان با توجه به اصول ارائه شده در فصل هشتم انجام داد. عمق D_1 را که در آن مقدار $\Delta\sigma'$ مساوی ۱۰ درصد بار متوسط بر واحد سطح ساختمان است، تعیین نمایید.

ب: تغییرات تنش موثر قائم σ'_o را در لایه‌ی خاک با عمق رسم نمایید. این تغییرات را با تغییرات افزایش تنش خالص $\Delta\sigma'$ که در گام الف به دست آمده، مقایسه نمایید. عمق D_2 را که در آن $\Delta\sigma' = 0.05\sigma'_o$ می‌باشد، به دست آورید.

پ: کوچکترین دو مقدار D_1 و D_2، حداقل عمق تقریبی گمانه می‌باشد.

وقتی که کاوش‌های صحرایی به منظور احداث سد و یا خاکریز باشد، عمق گمانه در محدوده‌ی نصف تا دو برابر ارتفاع سد و یا خاکریز انتخاب می‌شود.

۳-۳- روش‌های گمانه‌زنی

روش‌های مختلفی برای گمانه‌زنی در صحرا وجود دارد. ساده‌ترین این روش‌ها استفاده از مته‌هاست[2]. در شکل ۳-۱ دو مته‌ی دستی نشان داده شده است که از آنها می‌توان برای حفر گمانه‌هایی تا عمق ۳ تا ۵ متر در شناسایی‌های صحرایی مربوط به شاهراه‌ها و یا ساختمان‌های سبک استفاده کرد. اطلاعات مربوط به نوع خاک موجود در اعماق مختلف، از خاک چسبیده به بدنه‌ی مته به دست می‌آید. خاک‌هایی که بدین ترتیب

1 - ASCE: American society of civil engineers
2 - Augers

Scanned with CamScanner

به دست می‌آیند، دست خورده هستند، لیکن از آنها می‌توان برای آزمایش دانه‌بندی و تعیین حدود اتربرگ استفاده کرد.



(الف) (ب)

شکل ۳-۱- مته‌های دستی (الف) مته‌ی قاشقی[1]، (ب) مته‌ی مارپیچ[2]

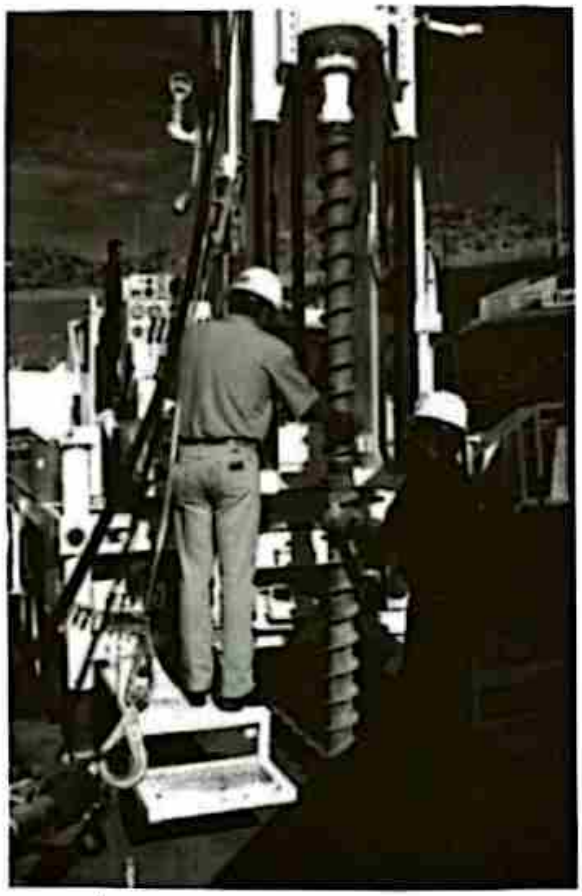
وقتی که عمق گمانه‌ی موردنظر زیاد باشد، معمولترین روش استفاده از مته‌های مارپیچ ماشینی است که نیروی محرکه‌ی دورانی آن توسط موتوری که به پشت یک کامیون سوار شده، تأمین می‌شود (شکل ۳-۲). طول هر قطعه‌ی مته‌ی مارپیچ ۱ تا ۱/۵ متر است که با پیشروی در عمق، قطعات به دنبال یکدیگر اضافه می‌شوند. مته‌های مارپیچ ممکن است دارای محور توپر و یا توخالی باشند. قطر خارجی مته‌های مارپیچ توپر معمول، $۲\frac{۵}{۸}$ اینچ (۶۷ میلیمتر)، $۳\frac{۱}{۴}$ اینچ (۸۳ میلیمتر)، ۴ اینچ (۱۰۲ میلیمتر) و $۴\frac{۱}{۲}$ اینچ (۱۱۴ میلیمتر) می‌باشند. در جدول ۳-۲ نیز قطر داخلی و خارجی مته‌های مارپیچ توخالی ارائه شده است.

جدول ۳-۲- قطر داخلی و خارجی مته‌های مارپیچ توخالی

قطر داخلی		قطر خارجی	
(in)	(mm)	(in)	(mm)
2.5	63.5	6.25	158.75
2.75	69.85	7.0	187.8
3.0	76.2	8.0	203.2
3.5	88.9	9.0	228.6
4.0	101.6	10.0	254.0

1 - Iwan auger
2 - Slip auger

Scanned with CamScanner



شکل ۳-۲- حفاری با مته‌های مارپیچ[1]

مته‌های مارپیچ خاک سست شده را از ته گمانه بالا می‌آورند. با تغییر سرعت و صدای مته، مسئول حفاری می‌تواند از تغییر در لایه‌ی خاک اطلاع حاصل نماید. وقتی که از مته‌ی مارپیچ توپر استفاده می‌شود، در فواصل موردنظر عملیات حفاری قطع شده و مته برای نمونه‌گیری و یا انجام آزمایش نفوذ استاندارد، بیرون کشیده می‌شود. لیکن در مته‌های مارپیچ توخالی چنین عملی لازم نیست. همان‌طور که در شکل ۳-۳ نشان داده شده است، در نوک این نوع مته‌ی مارپیچ، درپوش توپری وجود دارد که به وسیله‌ی میله‌ای به بوسته وصل می‌شود. در هنگام نمونه‌گیری و یا انجام آزمایش نفوذ استاندارد، کافی است درپوش بیرون کشیده شده و نمونه‌گیر و یا میله‌ی آزمایش نفوذ استاندارد از طریق محور توخالی مته به ته گمانه فرستاده شود. وقتی از مته‌ی مارپیچ توخالی برای حفاری در لایه‌ی ماسه زیر سطح آب زیرزمینی استفاده می‌شود، امکان دارد که در هنگام برداشتن درپوش، به علت فشار هیدرواستاتیک اضافی، ماسه از سر مته چند متر به داخل محور توخالی مته نفوذ کند. در چنین مواردی نباید از درپوش استفاده کرد و به جای آن باید درون محور توخالی را با آب تحت فشار با فشاری بیش از فشار آب زیرزمینی پرکرد.

---

1 - Flight auger

Scanned with CamScanner



شکل ۳-۳- نمای شماتیک مقطع مته‌ی مارپیچ توخالی با درپوش توپر آن

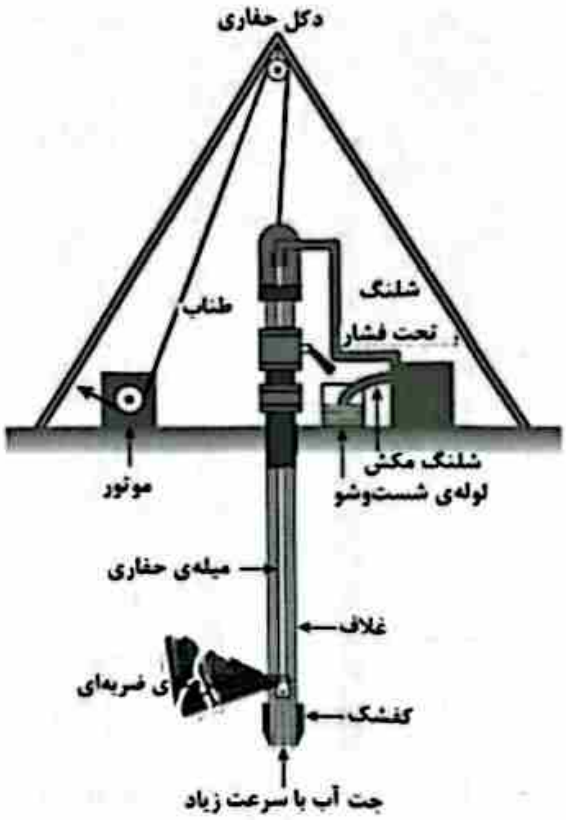
حفاری دورانی[1]، تکنیکی است که در آن سرمته‌هایی که به سر میله‌ی حفاری وصل شده‌اند، با سرعت زیادی دوران کرده و خاک و سنگ موجود در نوک سر مته را بریده، آسیاب کرده و به عمق نفوذ می‌کنند. سرمته‌های مختلفی برای مقاصد مختلف وجود دارد. از حفاری دورانی می‌توان در ماسه، رس، و سنگ (به استثنای سنگ‌های خیلی درزدار) استفاده کرد. در حین حفاری، آب یا گل حفاری تحت فشار، از طریق میله‌ی مته به سمت سرمته فرستاده می‌شود. این آب در برگشت به سمت بالا، محصولات به دست آمده از حفاری را به سطح زمین می‌آورد. گل حفاری دوغابی است که از مخلوط کردن بنتونیت و آب به دست می‌آید. بنتونیت رس مونت‌مریلونیت است که از هوازدگی خاکسترهای آتشفشانی به دست می‌آید. با استفاده از حفاری دورانی می‌توان به آسانی گمانه‌هایی به قطر ۲ تا ۸ اینچ (۵۰ تا ۲۰۰ میلیمتر) حفاری نمود.

گمانه‌زنی تزریقی[2] (حفاری با شستشو)، روش دیگری برای حفاری گمانه‌هاست. در این روش، غلافی به طول ۲ تا ۳ متر به داخل زمین رانده شده و خاک داخل غلاف به وسیله‌ی سرمته‌ی ضربه‌ای[3] که به میله‌ی حفاری متصل است، کنده می‌شود. از طریق میله‌ی حفاری نیز آب تحت فشار به سرمته فرستاده می‌شود که این آب در برگشت محصولات حفاری را با خود به بالا می‌آورد. در شکل ۳-۴ تکنیک کار نشان داده شده است. با افزایش عمق حفاری، طول غلاف با اضافه کردن قطعات قابل افزایش است. لازم به تذکر است که اگر جداره‌ی گمانه ریزشی نباشد، احتیاج به استفاده از غلاف نیست.

---

1 - Rotary drilling
2 - Wash boring
3 - Chopping bit

حفاری پرکاشن[1]، روش دیگری برای حفاری گمانه‌ها، بخصوص در لایه‌های سنگی و یا خاک سخت است. در این روش با بلند و رها کردن سرمته‌ی سنگین، ته گمانه خرد شده و محصولات حفاری با تزریق آب به سطح زمین آورده می‌شوند. در این روش گاهی مواقع استفاده از غلاف لازم می‌شود.



شکل ۳-۴- گمانه‌زنی تزریقی (حفاری با شستشو)

۳-۴- روش‌های معمول نمونه‌گیری

در بخش گذشته، روش‌های مختلف حفاری تشریح شد. در حین حفاری گمانه، در اعماق مختلف لازم است نمونه‌هایی از خاک اخذ شود. در این بخش به طور خلاصه روش‌های نمونه‌گیری تشریح می‌شود.

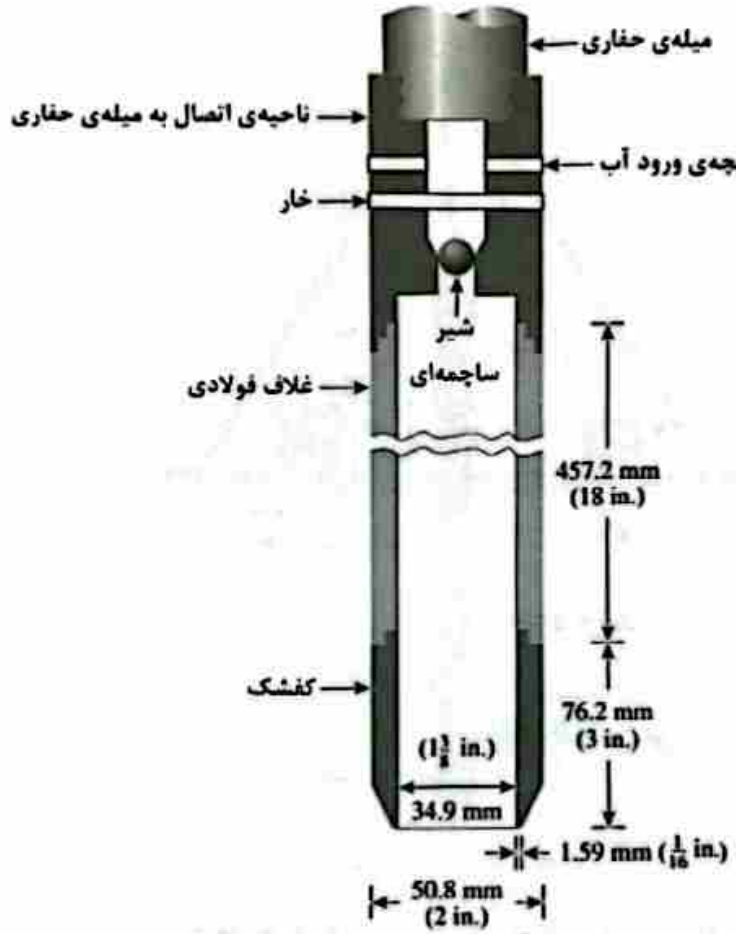
نمونه‌گیری با استفاده از نمونه‌گیر شکافدار استاندارد[2]

در شکل ۳-۵ مقطعی از نمونه‌گیر شکافدار نشان داده شده است. این نمونه‌گیر متشکل است از کفشک، غلاف فولادی (که در امتداد طولی به دو نیمه شکافته شده)، ناحیه‌ی اتصال به میله‌ی حفاری. غلاف فولادی

---

1 - Percussion drilling
2 - Standard split spoon (فاشقی)

که قسمت میانی نمونه‌گیر را تشکیل می‌دهد، دارای قطر داخلی $1\frac{3}{8}$ اینچ (۳۴/۹ میلیمتر) و قطر خارجی ۲ اینچ (۵۰/۸ میلیمتر) می‌باشد. در شکل ۳-۶ تصویری از این نمونه‌گیر نشان داده شده است.



شکل ۳-۵- مقطع نمونه‌گیر شکافدار

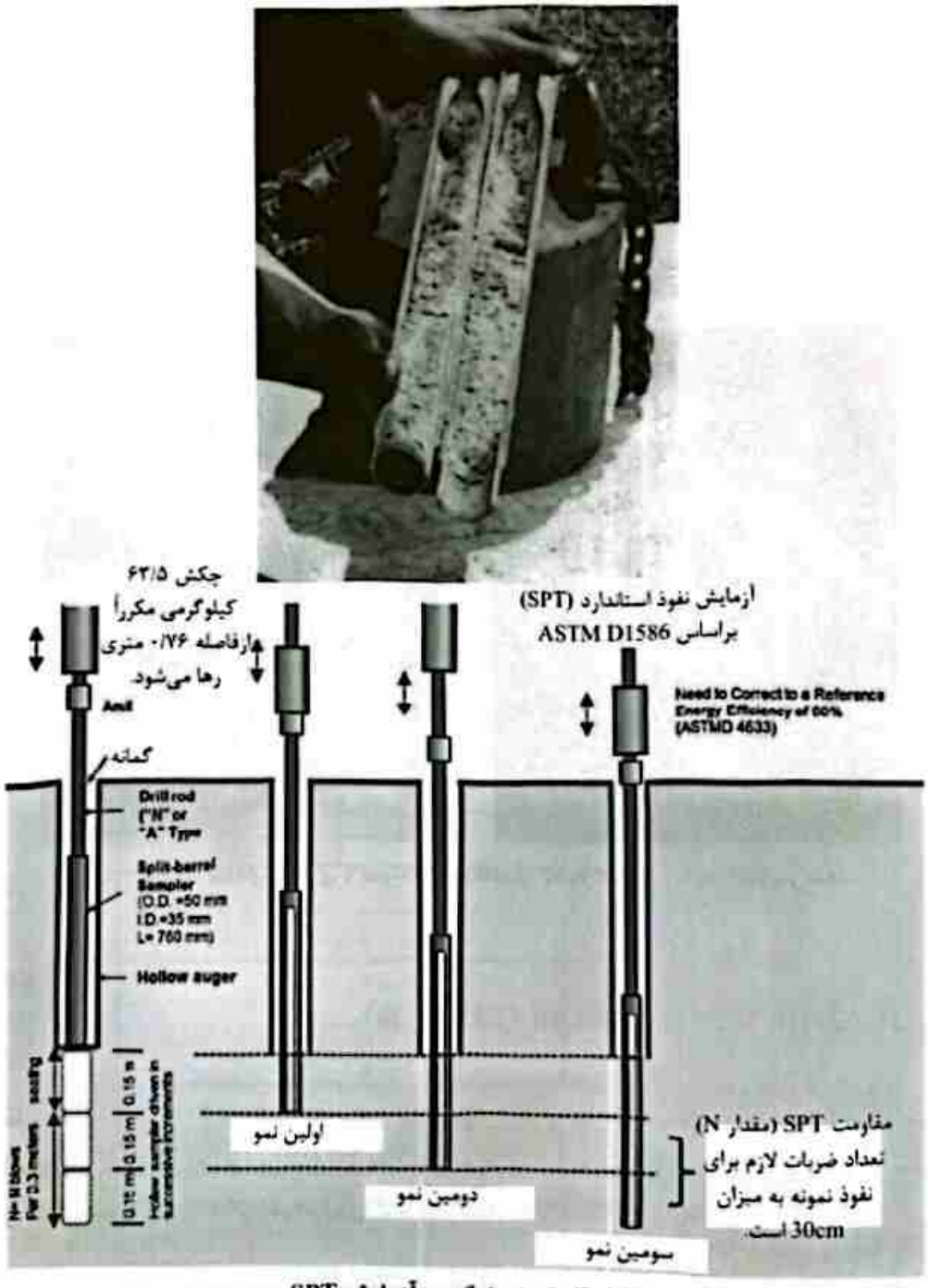
عدد نفوذ استاندارد (SPT)

وقتی که گمانه به عمق مطلوب رسید، مته بیرون کشیده شده و نمونه‌گیر به سر میله‌ی حفاری متصل و به داخل گمانه فرستاده می‌شود. با استفاده از ضربات چکش، نمونه‌گیر به داخل خاک رانده شده و ضربات چکش به بالای میله‌ی حفاری نواخته می‌شود. وزن چکش حدود ۶۲۰ نیوتن (۶۲ کیلوگرم) می‌باشد. برای هر ضربه، چکش از ارتفاع ۷۵ سانتیمتری رها می‌گردد. تعداد ضربات لازم برای سه مرحله نفوذ ۱۵۰ میلیمتری نمونه‌گیر به داخل خاک، یادداشت می‌شود. مجموع تعداد ضربات لازم برای دو مرحله‌ی ۱۵۰ میلیمتری انتهایی، عدد نفوذ استاندارد[1] N نامیده می‌شود. درخصوص عدد نفوذ استاندارد و تفسیر آن در

1 - Standard Penetration Number

بخش ۳-۶ بحث خواهد شد. بعد از اینکه راندن نمونه‌گیر به داخل خاک تکمیل شد، نمونه‌گیر بیرون کشیده شده و ناحیه‌ی اتصالی و کفشک آن جدا می‌شود. نمونه‌های جمع شده داخل نمونه‌گیر، جمع‌آوری شده و در ظروف شیشه‌ای به آزمایشگاه فرستاده می‌شود.

تعیین عدد نفوذ استاندارد و نمونه‌گیری توسط نمونه‌گیر شکافدار، معمولاً در فواصل ۱/۵ متری انجام می‌شود.



شکل ۳-۶- نمونه‌گیر و آزمایش SPT

لازم به تذکر است که عوامل زیادی در تغییرات عدد نفوذ استاندارد N در عمق مشخصی از نیمرخ خاک مشابه موثر هستند. این عوامل شامل راندمان چکش SPT، قطر گمانه، روش نمونه‌گیری، و طول میله می‌باشند (سید و همکاران ۱۹۸۵ و اسکمپتون ۱۹۸۶). دو نوع چکش متداول در عملیات صحرایی شامل چکش ایمن[1] و چکش دونات[2] می‌باشد. این دو چکش معمولاً توسط ریسمانی که حول قرقره پیچیده شده، سقوط می‌کنند.

راندمان انرژی چکش SPT را می‌توان طبق رابطه‌ی زیر بیان نمود.

$$E_r(\%) = \frac{\text{انرژی واقعی چکش در محل برخورد}}{\text{انرژی ورودی تئوری}} \times 100 \qquad (۳-۳)$$

$$\text{انرژی ورودی تئوری} = Wh \qquad (۴-۳)$$

که در آن:

W= وزن چکش (۰/۶۲۳ کیلونیوتن یا ۱۴۰ پوند)

h= ارتفاع سقوط (۰/۷۶ متر یا ۳۰ اینچ)



شکل ۳-۷- میله‌ی حفاری با نمونه‌گیر شکافدار که به انتهای گمانه رانده می‌شود.

بنابراین:

$$Wh = (0.623)(0.76) = 0.474\,\text{kN.m}(4200\ \text{in} - \text{lb})$$

در عمل، مقدار E_r بین ۳۰ تا ۹۰ درصد متغیر است. روش جاری بیان مقدار N با راندمان ۶۰ درصد می‌باشد (N_{60}). بنابراین منطقی به نظر می‌رسد که عدد نفوذ صحرایی را به صورت تابعی از انرژی رانش و استهلاک آن در اطراف نمونه‌گیر به خاک اطراف بیان کرد. بنابراین:

1 - Safety hammer
2 - Donut hammer

Scanned with CamScanner

$$N_{60} = \frac{N\eta_H\eta_B\eta_S\eta_R}{60} \qquad (۵-۳)$$

که در آن:

N_{60} = عدد نفوذ استاندارد که برحسب شرایط صحرایی اصلاح شده است.

N = عدد نفوذ اندازه‌گیری شده

η_H = راندمان چکش (٪)

η_B = ضریب اصلاح قطر گمانه

η_S = ضریب اصلاح نمونه‌گیر

η_R = ضریب اصلاح برای طول میله

برپایه توصیه‌های سید و همکاران (۱۹۸۵) و اسکمپتون (۱۹۸۶)، تغییرات η_H، η_B، η_S و η_R در جدول ۳-۳ ارائه شده است.

جدول ۳-۳- تغییرات η_H، η_B، η_S و η_R (رابطه‌ی ۳-۵)

۱- تغییرات η_H			
η_H (%)	رهاسازی چکش	نوع چکش	کشور
78	سقوط آزاد	دونات	ژاپن
67	ریسمان و قرقره	دونات	
60	ریسمان و قرقره	ایمن	آمریکا
45	ریسمان و قرقره	دونات	
45	ریسمان و قرقره	دونات	آرژانتین
60	سقوط آزاد	دونات	چین
50	ریسمان و قرقره	دونات	

۲- تغییرات η_B		
قطر		
η_B	in.	mm
1	2.4-4.7	60-120
1.05	6	150
1.15	8	200

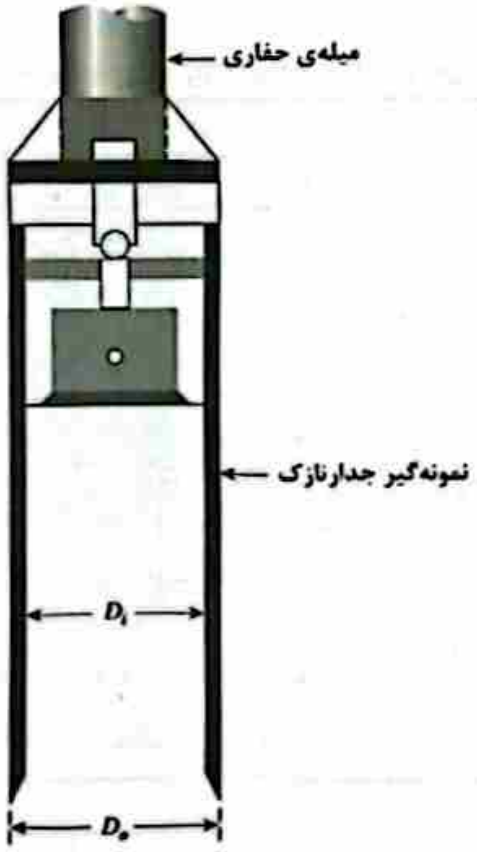
۳- تغییرات η_S	
η_S	تغییرات
1.0	نمونه‌گیر استاندارد
0.8	با روکش برای ماسه متراکم و رس
0.9	با روکش برای ماسه‌ی شل

۴- تغییرات η_R	
η_R	طول میله (متر)
1.0	>10
0.95	6-10
0.85	4-6
0.75	0-4

Scanned with CamScanner

نمونه‌گیری توسط نمونه‌گیرجدار نازک[1]

از این نمونه‌گیر برای اخذ نمونه‌ی نسبتاً دست نخورده استفاده می‌شود. نمونه‌گیر جدار نازک از لوله‌ی جدار نازک بدون درز تشکیل یافته و معمولاً به آن نمونه‌گیر شلبی گفته می‌شود (شکل ۳-۸). برای اخذ نمونه در عمق موردنظر، وسیله‌ی حفاری از داخل گمانه بیرون کشیده شده، نمونه‌گیر به انتهای میله‌ی حفاری نصب و به ته گمانه فرستاده می‌شود. سپس نمونه‌گیر با استفاده از جک هیدرولیک به داخل خاک رانده شده و بیرون کشیده می‌شود. نمونه‌گیر به همراه مواد داخل آن بسته‌بندی و درزگیری شده و برای انجام آزمایشات لازم به آزمایشگاه فرستاده می‌شود. در عمل معمولاً از نمونه‌گیرهایی به قطر خارجی ۲ اینچ (۵۰/۸ میلیمتر) و ۳ اینچ (۷۶/۲ میلیمتر) استفاده می‌گردد.



شکل ۳-۸- نمونه‌گیر جدار نازک (شلبی[2])

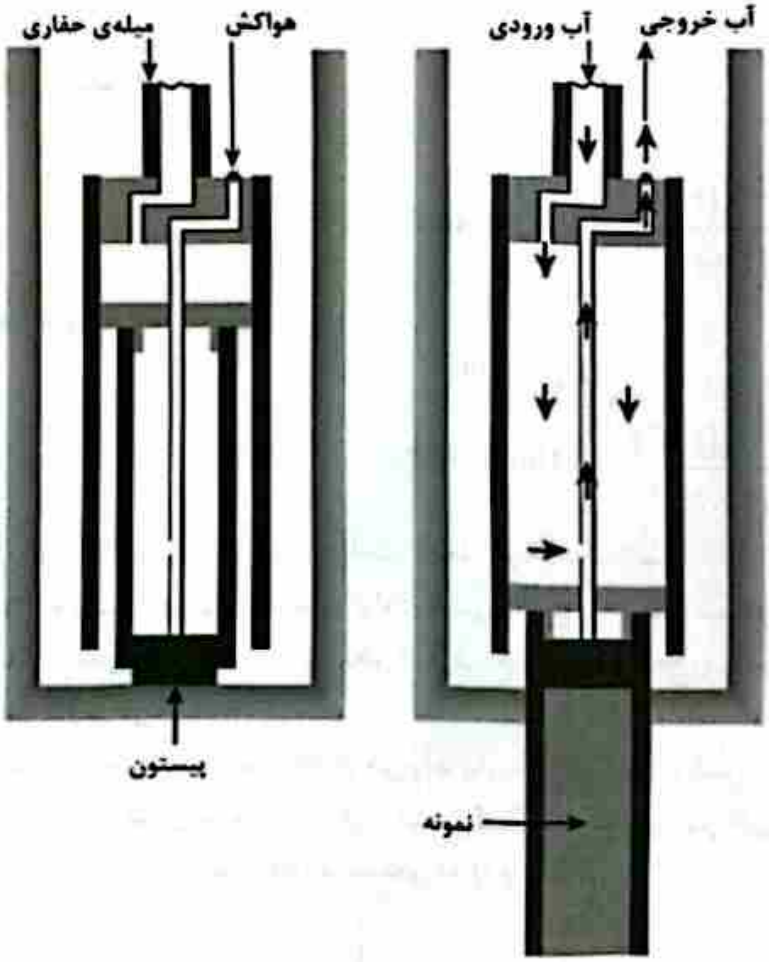
نمونه‌گیری با استفاده از نمونه‌گیر پیستونی

وقتی که هدف اخذ نمونه‌ی تقریباً دست‌نخورده باشد، از نمونه‌گیر پیستونی استفاده می‌شود که در این صورت هزینه‌ی نمونه‌گیری نسبت به دو روش قبل بیشتر می‌باشد. انواع مختلف نمونه‌گیر پیستونی وجود

1 - Sampling by thin wall tube
2 - Shelby tube

Scanned with CamScanner

دارد، لیکن نمونه‌گیری که توسط استربرگ[1] (۱۹۵۲) پیشنهاد شده، مفیدترین است (شکل ۳-۹). این نمونه‌گیر متشکل از لوله‌ی جدارنازک به علاوه‌ی پیستون است. در ابتدا که نمونه‌گیر در حالت جمع شده است، پیستون به صورت درپوشی در سر آزاد لوله‌ی جدار نازک قرار دارد. در این وضعیت، نمونه‌گیر به ته گمانه فرستاده می‌شود (شکل ۳-۹- الف). با اعمال فشار آب، لوله‌ی جدار نازک به داخل خاک رانده می‌شود. پس از فرورفتن کامل لوله‌ی جدار نازک به داخل خاک، فشار آب از درون منفذی در میله‌ی پیستون رها می‌شود (شکل ۳-۹- ب). وجود پیستون واقع در سطح خاک، از دست‌خوردگی و تغییرشکل نمونه در هنگام نمونه‌گیری جلوگیری می‌کند. بنابراین نمونه‌های به دست آمده از این روش، نسبت به روش نمونه‌گیر شلبی، کمتر دست خورده هستند.



شکل ۳-۹- نمونه‌گیر پیستونی. (الف) نمونه‌گیر ته گمانه برده می‌شود. (ب) فشار از طریق سوراخ موجود در میله‌ی پیستون رها می‌شود.

1 - Osterberg

۳-۵- دست‌خوردگی نمونه

درجه‌ی دست‌خوردگی نمونه‌ی اخذ شده توسط روش‌های مختلف، برحسب نسبت سطح، A_r بیان می‌شود:

$$A_r(\%) = \frac{D_o^2 - D_i^2}{D_i^2} \times 100 \qquad (۶-۳)$$

که در آن:

D_o = قطر خارجی نمونه‌گیر

D_i = قطر داخلی نمونه‌گیر

اگر نسبت سطح کمتر از ۱۰ درصد باشد، نمونه‌ی خاک را می‌توان دست‌نخورده در نظر گرفت. در زیر نسبت سطح A_r برای نمونه‌گیر شکافدار استاندارد و نمونه‌گیر لوله‌ای شلبی ۲ اینچ (۵۰/۸ میلیمتر) محاسبه می‌شود.

الف: نمونه‌گیر شکافدار استاندارد:

$$D_i = 1.38\text{in.} \quad , \quad D_o = 2\text{in.}$$

$$A_r(\%) = \frac{(2)^2 - (1.38)^2}{(1.38)^2} \times 100 = 110\%$$

ب: نمونه‌گیر لوله‌ای شلبی (به قطر ۲ اینچ):

$$D_i = 1.875\text{in.} \quad , \quad D_o = 2\text{in.}$$

$$A_r(\%) = \frac{(2)^2 - (1.875)^2}{(1.875)^2} \times 100 = 13.8\%$$

محاسبات بالا نشان می‌دهد که نمونه‌ی به دست آمده توسط نمونه‌گیر شکافدار دارای دست‌خوردگی بالا می‌باشد. نسبت (A_r) به دست آمده برای نمونه‌گیر لوله‌ای شلبی ۲ اینچ نیز اندکی بزرگتر از حد ۱۰ درصد است، لیکن برای مقاصد عملی می‌توان آن را دست‌نخورده فرض کرد. برای نمونه‌های به قطر بزرگتر، مخارج نمونه‌گیری به سرعت افزایش می‌یابد.

نمونه‌های اخذ شده توسط نمونه‌گیر شکافدار می‌تواند برای آزمایش‌هایی از قبیل آزمایش دانه‌بندی، حد مایع، حد خمیری و حد انقباض مورد استفاده قرار گیرد. لیکن برای انجام آزمایش‌هایی از قبیل تحکیم، فشار سه‌محوری و فشار محدود نشده، نمونه‌های دست نخورده لازم است.

مثال ۳-۱- الف

نمونه‌گیر جدارنازک برای اخذ نمونه‌ی دست نخورده از خاک رس با قطر ۷۵ میلیمتر مفروض است. حداکثر ضخامت جدار آن چقدر می‌باشد؟

Scanned with CamScanner

حل:

از رابطه‌ی ۳-۶ داریم:

$$A_r(\%)=\frac{D_o^2-D_i^2}{D_i^2}\times 100$$

برای اخذ نمونه با کیفیت خوب:

$$A_r(\%)=10=\frac{D_o^2-75^2}{75^2}\times 100$$

$$D_o=\left[\left(\frac{10}{100}\right)\left(75^2\right)+75^2\right]^{0.5}=78.66\ \text{m}$$

حداکثر ضخامت قابل قبول جدار برابر است با:

$$\frac{D_o-D_i}{2}=\frac{78.66-75}{2}=1.83\ \text{mm}$$

۳-۶- روابط همبستگی برای عدد نفوذ استاندارد N_{60} در خاک‌های چسبنده

استقامت خاک‌های رسی[1] را می‌توان از عدد نفوذ استاندارد N_{60} تخمین زد. برای رسیدن به آن، شزی و وارجی[2] (۱۹۷۸) نشانه استقامت (CI) را بصورت زیر بیان نمودند:

$$CI=\frac{LL-\omega}{LL-PL} \qquad (۳-۷)$$

که در آن:

ω = میزان رطوبت طبیعی

LL = حد مایع

PL = حد خمیری

در جدول ۳-۴ روابط تجربی بین CI، N_{60} و مقاومت فشاری محصور نشده‌ی q_u ارائه شده است.

جدول ۳-۴- روابط تقریبی بین CI، N_{60} و q_u

عدد نفوذ استاندارد N_{60}	استقامت	CI	مقاومت فشاری محدود نشده‌ی q_u (kN/m^2)
<2	خیلی نرم	<0.5	<25
2 تا 8	نرم تا متوسط	0.5 تا 0.75	25 تا 80
8 تا 15	سفت	0.75 تا 1.0	80 تا 150
15 تا 30	خیلی سفت	1.0 تا 1.5	150 تا 400
>30	سخت	>1.5	>400

1 - Consistency
2 - Szechy and Vargi

Scanned with CamScanner

توجه شود که رابطه‌ی بین N_{60} و q_u ارائه شده در جدول ۳-۴ تقریبی است. حساسیت S_t خاک رس، نقش مهمی در تعیین N_{60} واقعی در صحرا دارد.

برپایه تحقیقات صحرایی متعدد، هارا و همکاران (۱۹۷۴) رابطه‌ی تجربی زیر را پیشنهاد نمود:

$$\frac{q_u}{p_a} = 0.58 N_{78}^{0.72} \qquad (۳-۸)$$

p_a = فشار جو ($100\ kN/m^2$)

رابطه‌ی فوق برحسب N_{60} به صورت زیر قابل بیان است:

$$\frac{q_u}{p_a} = 0.58\left[\left(\frac{60}{78}\right)(N_{60})\right]^{0.72} = 0.48 N_{60}^{0.72} \qquad (۳-۸-\text{الف})$$

کول‌هاوی و ماین (۱۹۹۰) روابط همبستگی زیر را برای فشار پیش‌تحکیمی σ'_c و نسبت پیش‌تحکیمی OCR بیان نمود:

$$\sigma'_c = 0.47 N_{60} p_a \qquad (۳-۸-\text{ب})$$

$$OCR = \frac{0.58 N_{60} p_a}{\sigma'_o} \qquad (۳-۸-\text{پ})$$

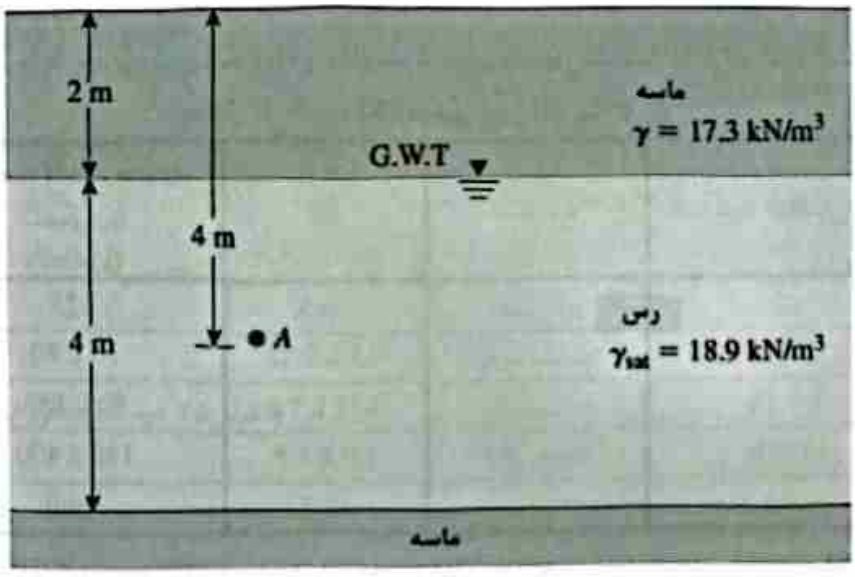
σ'_o = تنش قائم موثر

مثال ۳-۱- ب

در شکل زیر N_{60} برای نقطه‌ی A مساوی ۷ حاصل شده است. مطلوبست:

(الف) مقاومت فشاری محدود نشده‌ی q_u

(ب) نسبت پیش‌تحکیمی



شکل مثال ۳-۱- ب

Scanned with CamScanner

حل:

قسمت الف:

از رابطه‌ی ۳-۸- الف داریم:

$$q_u = 0.48 p_a N_{60}^{0.72} = (0.48)(100)(7)^{0.72} = 194.96\ \text{kN/m}^2$$

قسمت ب:

$$\sigma'_o = (17.3)(2) + (18.9 - 9.81)(2) = 52.78\ \text{kN/m}^2$$

از رابطه‌ی ۳-۸- ب داریم:

$$OCR = \frac{(0.58)(7)(100)}{52.78} = 7.69$$

۳-۷- روابط همبستگی برای عدد نفوذ استاندارد N_{60} در خاک‌های دانه‌ای

در خاک‌های دانه‌ای، عدد نفوذ استاندارد بستگی خیلی زیادی به فشار موثر سربار σ'_o دارد. در فشار قائم موثر $\sigma'_o = 100\,\text{kN/m}^2$، عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده $(N_1)_{60}$ مساوی عدد نفوذ استاندارد N_{60} است. رابطه‌ی عمومی به شرح زیر است:

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60} \qquad (۹-۳)$$

که در آن:

N_{60} = عدد نفوذ استاندارد بدست آمده در صحرا

$(N_1)_{60}$ = عدد نفوذ اصلاح شده برای فشار قائم موثر استاندارد $100\ \text{kN/m}^2$

C_N = ضریب اصلاح

در ادامه روابط متعددی برای C_N معرفی می‌شود. در این روابط:

P_a = فشار جوّ (اتمسفر) مساوی $100\,\text{kN/m}^2$

σ'_o = تنش موثر سربار

رابطه‌ی لیائو و ویت‌من (1986)

$$C_N = \left[\frac{1}{\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)}\right]^{0.5} \qquad (۱۰-۳)$$

رابطه‌ی اسکمپتون (1986)

$$C_N = \frac{2}{1+\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)}$$ (برای ماسه‌ی ریز عادی تحکیم یافته) (۱۱-۳)

$$C_N = \frac{3}{2+\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)}$$ (برای ماسه‌ی درشت عادی تحکیم یافته) (۱۲-۳)

$$C_N = \frac{1.7}{0.7+\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)}$$ (برای ماسه‌ی پیش تحکیم یافته) (۱۳-۳)

رابطه‌ی سید و همکاران (1975)

$$C_N = 1 - 1.25\log\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)$$ (۱۴-۳)

رابطه‌ی پک و همکاران (1974)

$$C_N = 0.77\log\left(\frac{20}{\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)}\right) \quad \left(\text{برای } \frac{\sigma'_o}{p_a} \geq 0.25\right)$$ (۱۵-۳)

رابطه‌ی بازارا (1967)

$$C_N = \frac{4}{1+4\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)} \quad \left(\text{برای } \frac{\sigma'_o}{p_a} \leq 0.75\right)$$ (۱۶-۳)

$$C_N = \frac{4}{3.25+\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)} \quad \left(\text{برای } \frac{\sigma'_o}{p_a} > 0.75\right)$$ (۱۷-۳)

در جدول ۳-۵ مقادیر C_N بدست آمده از روابط مختلف ارائه شده است. در جمع‌بندی کلی برای مسائل عملی استفاده از رابطه‌ی (۳-۱۰) توصیه می‌شود.

Scanned with CamScanner

جدول ۳-۵- تغییرات C_N

C_N							
$\frac{\sigma'_o}{p_a}$	رابطه‌ی ۳-۱۰	رابطه‌ی ۳-۱۱	رابطه‌ی ۳-۱۲	رابطه‌ی ۳-۱۳	رابطه‌ی ۳-۱۴	رابطه‌ی ۳-۱۵	رابطه‌ی ۳-۱۶و ۳-۱۷
0.25	2.00	1.60	1.33	1.78	1.75	1.47	2.00
0.50	1.41	1.33	1.20	1.17	1.38	1.23	1.33
0.75	1.15	1.14	1.09	1.17	1.15	1.10	1.00
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.94
1.50	0.82	0.80	0.86	0.77	0.78	0.87	0.84
2.00	0.71	0.67	0.75	0.63	0.62	0.77	0.76
3.00	0.58	0.50	0.60	0.46	0.40	0.63	0.65
4.00	0.50	0.40	0.60	0.36	0.25	0.54	0.55

جدول ۳-۶- رابطه‌ی تقریبی بین عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده و تراکم نسبی D_r ماسه

$(N_1)_{60}$، عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده	D_r (%)، تراکم نسبی
0-5	0-5
5-10	5-30
10-30	30-60
30-50	60-95

روابط همبستگی برای تراکم نسبی

جدول ۳-۶ همبستگی تقریبی بین عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده‌ی $(N_1)_{60}$ و تراکم نسبی D_r را بیان می‌کند.

کولهاوی و ماین (۱۹۹۰) با اصلاح رابطه مارکوسون و بیگانوفسکی (۱۹۷۷) رابطه‌ی همبستگی زیر را بین تراکم نسبی و N_{60} پیشنهاد نمودند:

$$D_r(\%) = 12.2 + 0.75\left[222N_{60} + 2311 - 711OCR - 779\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right) - 50C_u^2\right]^{0.5} \qquad (۳-۱۸\text{- الف})$$

که در آن:

D_r = تراکم نسبی

σ'_o = فشار سربار موثر

C_u = ضریب یکنواختی ماسه

p_a = فشار جو (مساوی $100\ kN/m^2$)

$$OCR = \frac{\text{فشار پیش‌تحکیمی } \sigma'_c}{\text{فشار موثر سربار } \sigma'_o}$$

کابرینوفسکی و ایشیهارا (۱۹۹۹) رابطه‌ی زیر را بین N_{60} و D_r توصیه می‌کنند:

$$D_r(\%) = \left[\frac{N_{60}\left(0.23 + \frac{0.06}{D_{50}}\right)^{1.7}}{9}\left(\frac{p_a}{\sigma'_o}\right) \right]^{0.5} \times (100) \qquad (۳-۱۸-ب)$$

که در آن:

σ'_o = فشار قائم موثر سربار (kN/m^2)

D_{50} = اندازه‌ی متوسط ذرات (میلیمتر)

p_a = فشار جو (مساوی $100\ kN/m^2$)

مایرهف (۱۹۵۷) رابطه‌ی زیر را بین D_r و N_{60} توصیه می‌کند:

$$N_{60} = \left[17 + 24\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)\right] D_r^2$$

یا

$$D_r(\%) = \left\{ \frac{N_{60}}{\left[17 + 24\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)\right]} \right\}^{0.5} \times (100) \qquad (۳-۱۹)$$

رابطه‌ی ۳-۱۹ برای ماسه‌ی تمیز متوسط تا ریز پاسخ‌های منطقی می‌دهد.

کولهاوی و ماین (۱۹۹۰) رابطه‌ی زیر را بین تراکم نسبی و عدد نفوذ استاندارد برای ماسه پیشنهاد می‌کنند:

$$D_r(\%) = \left[\frac{(N_1)_{60}}{C_p C_A C_{OCR}} \right]^{0.5} \times (100) \qquad (۳-۲۰)$$

که در آن:

$$C_p = 60 + 25 \log D_{50} \qquad \text{(ضریب اصلاح دانه‌بندی)} \qquad (۳-۲۱)$$

$$C_A = 1.2 + 0.05 \log\left(\frac{t}{100}\right) \qquad \text{(ضریب اصلاح قدمت)} \qquad (۳-۲۲)$$

$$C_{OCR} = \text{ضریب اصلاح پیش‌تحکیمی} = OCR^{0.18} \qquad (۳-۲۳)$$

D_{50} = قطر متوسط ذرات (mm)

t = قدمت خاک از زمان ته‌نشینی (سال)

OCR = نسبت پیش‌تحکیمی

Scanned with CamScanner

روابط همبستگی برای زاویه اصطکاک زهکشی شده

رابطه‌ی زیر برای همبستگی بین زاویه‌ی اصطکاک زهکشی شده، ϕ' و عدد نفوذ استاندارد، N_{60} پیشنهاد شده است (کولهاوی و مایر):

$$\phi' = \tan^{-1}\left[\frac{N_{60}}{12.2 + 20.3\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)}\right]^{0.34} \qquad (۲۴-۳)$$

p_a = فشار اتمسفر ($100\ kN/m^2$)

σ'_o = تنش قائم موثر سربار

با وجودیکه عدد نفوذ استاندارد از مهمترین پارامترهای شناسایی ژئوتکنیک می‌باشد، باید متذکر شد که تمام روابط ارائه شده تقریبی هستند. برای نهشته‌های خاکی با شن و قلوه‌ی درشت دانه، عدد نفوذ استاندارد می‌تواند گمراه کننده باشد.

هاتانکا و یوشیدا (۱۹۹۶) رابطه‌ی همبستگی زیر را برای ϕ' و $(N_1)_{60}$ پیشنهاد نمودند:

$$\phi' = \sqrt{15.4(N_1)_{60}} + 20 \qquad (۲۴-۳\text{- الف})$$

چن (۲۰۰۴) نیز رابطه‌ی زیر را پیشنهاد کرد:

$$\phi' = 27.5 + 9.2\log_{10}\left[(N_1)_{60}\right] \qquad (۲۴-۳\text{- ب})$$

مثال ۳-۱- پ

با استفاده از رابطه‌ی ۳-۱۰، عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده را برای نتایج زیر که برای یک لایه ماسه‌ای بدست آمده، تعیین نمایید. سطح آب زیرزمینی در عمق ۱۰/۵ متر قرار دارد. وزن مخصوص ماسه را ۱۷/۳ کیلونیوتن برمترمکعب فرض کنید.

عمق (متر)	N_{60}
1.5	8
3.0	10
4.5	13
6.0	15
7.5	20

حل:

از رابطه‌ی ۳-۹ و ۳-۱۰ داریم:

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60}$$

Scanned with CamScanner

$$C_N = \left[\frac{1}{\left(\frac{\sigma'_o}{P_a}\right)}\right]^{0.5}$$

$p_a \approx 100\ kN/m^2$

محاسبات مطابق جدول زیر انجام می‌شود:

عمق (m)	$\sigma'_o\left(kN/m^2\right)$	C_N	N_{60}	$(N_1)_{60}$
1.5	25.95	1.96	8	≈16
3.0	51.90	1.39	10	≈14
4.5	77.85	1.13	13	≈15
6.0	103.80	0.98	15	≈15
7.5	129.75	0.87	20	≈17

مثال ۳-۲

با توجه به مثال ۳-۱- پ، با استفاده از رابطه‌ی ۳-۲۴ زاویه اصطکاک زهکشی شده را برای اعماق ۰ تا ۷/۵ متر تعیین کنید.

حل:

از رابطه‌ی ۳-۲۴ داریم:

$$\phi' = \tan^{-1}\left[\frac{N_{60}}{12.2 + 20.3\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)}\right]^{0.34}$$

$p_a = 100\ kN/m^2$

حال می‌توان جدول زیر را تنظیم نمود:

عمق (m)	$\sigma'_o\left(kN/m^2\right)$	N_{60}	ϕ' (درجه) [رابطه‌ی ۳-۲۴]
1.5	25.95	8	37.5
3.0	51.9	10	37.1
4.5	77.85	13	37.6
6.0	103.8	15	37.3
7.5	129.75	20	38.7
$\phi' \approx 37.6°$ (مقدار متوسط)			

Scanned with CamScanner

مثال ۳-۳

جدول زیر نتایج عدد نفوذ استاندارد N_{60} را برای یک لایه‌ی ماسه‌ای نشان می‌دهد.

عمق (متر)	N_{60}
1.5	5
3.0	11
4.5	14
6.0	18
7.5	16
9.0	21

سطح آب زیرزمینی در عمق ۱۲ متری قرار دارد. وزن مخصوص خشک ماسه از ۰ تا ۱۲ متر مساوی ۱۷/۶ کیلونیوتن برمترمکعب می‌باشد. D_{50} را مساوی ۰/۸ میلیمتر فرض کنید. مطلوبست تخمین تراکم نسبی ماسه با استفاده از رابطه‌ی ۳-۱۸.

حل:

$$\gamma = 17.6\ \text{kN/m}^3 \quad , \quad D_{50} = 0.8\ \text{mm} \quad , \quad \sigma'_o = (\gamma) \times (\text{عمق})$$

از رابطه‌ی ۳-۱۸- ب داریم:

$$D_r(\%) = \left[\frac{N_{60}\left(0.23 + \frac{0.06}{D_{50}}\right)^{1.7}}{9} \left(\frac{p_a}{\sigma'_o}\right) \right]^{0.5} \times (100)$$

از رابطه‌ی فوق جدول زیر حاصل می‌گردد:

عمق (m)	σ'_o (kN/m^2)	p_a (kN/m^2)	$\left(0.23 + \frac{0.06}{D_{50}}\right)^{1.7}$	N_{60}	$D_r(\%)$ [رابطه‌ی ۳-۱۸]
1.5	26.4	100	0.133	5	52.9
3.0	52.8	100	0.133	11	55.5
4.5	79.2	100	0.133	14	51.1
6.0	105.6	100	0.133	18	50.2
7.5	132.0	100	0.133	16	42.3
9.0	158.4	100	0.133	21	44.3

Scanned with CamScanner

مثال ۳-۴

مسئله ۳-۳ را با استفاده از رابطه‌ی ۳-۱۹ حل کنید:

حل:

$$D_r(\%) = \left[\frac{N_{60}}{\left[17 + 24\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)\right]}\right]^{0.5}$$

حال می‌توان جدول زیر را تنظیم نمود.

عمق (m)	σ'_o $\left(kN/m^2\right)$	p_a $\left(kN/m^2\right)$	N_{60}	$D_r(\%)$ [رابطه‌ی ۳-۱۹]
1.5	26.4	100	5	46.3
3.0	52.8	100	11	60.9
4.5	79.2	100	14	62.4
6.0	105.6	100	18	65.2
7.5	132.0	100	16	57.3
9.0	158.4	100	21	61.8

مثال ۳-۵

اطلاعات زیر از نهشته‌های ماسه‌ای در دست است. با فرض ضریب یکنواختی ماسه $C_u = 2.8$ و نسبت پیش‌تحکیمی $OCR = 2$، تراکم نسبی را بین اعماق ۳ تا ۶ متر به دست آورید.

عمق (m)	فشار موثر سربار (kN/m^2)	عدد نفوذ استاندارد N_{60}
3.0	55	9
4.5	82	11
6.0	98	12

حل:

از رابطه‌ی ۳-۱۸- الف داریم:

$$D_r(\%) = 12.2 + 0.75\left[222N_{60} + 2311 - 711OCR - 779\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right) - 50C_u^2\right]^{0.5}$$

در عمق ۳ متر:

$$D_r(\%) = 12.2 + 0.75\left[222(9) + 2311 - 711(2) - (779)\left(\frac{55}{100}\right) - 50(2.8)^2\right]^{0.5} = 46.3\%$$

Scanned with CamScanner

در عمق ۴/۵ متر:

$$D_r(\%) = 12.2 + 0.75\left[222(11) + 2311 - 711(2) - (779)\left(\frac{82}{100}\right) - 50(2.8)^2\right]^{0.5} = 48.2\%$$

در عمق ۶ متر:

$$D_r(\%) = 12.2 + 0.75\left[222(12) + 2311 - 711(2) - (779)\left(\frac{98}{100}\right) - 50(2.8)^2\right]^{0.5} = 48.9\%$$

بنابراین:

$$\text{متوسط } D_r = \frac{1}{3}(46.3 + 48.2 + 48.9) = 48.7\% \approx 48\%$$

مثال ۳-۶

در حفاری گمانه در عمق ۹ متری در لایه‌ی ماسه، عدد SPT به مقدار N = 12 حاصل شده است. قطر گمانه ۷۵ میلیمتر است و $D_{50} = 1.5$ mm حاصل شده است. طول میله از سطح زمین ۱/۲ متر است. تراز آب زیرزمینی در عمق ۳ متر قرار دارد و وزن مخصوص لایه ماسه در بالا و پایین تراز آب زیرزمینی 19.7 kN/m^3 می‌باشد. مطلوبست $(N_1)_{60}$.

حل:

SPT اصلاح شده از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$N_{60} = \frac{\eta_H \eta_B \eta_S \eta_R N}{0.6}$$

$$\eta_H = 0.83\ ,\ \eta_B = 1\ ,\ \eta_S = 1$$

$$\text{طول میله} = 1.2 + 9 = 10.2\text{m} \Rightarrow \eta_R = 0.3$$

$$N_{60} = \frac{0.83 \times 1 \times 1 \times 0.95 \times 12}{0.6} = 15.8$$

$$\sigma'_o = 3 \times 19.7 + (9-3)(19.7 - 9.81) = 118\ \text{kN/m}^2$$

$$(N_1)_{60} = N_{60}\sqrt{\frac{100}{118}} = 14.1$$

برای تراکم نسبی از رابطه‌ی ایشی‌هارا (۳-۱۸- ب) داریم:

$$D_r = \left[\frac{N_{60}(0.23 + 0.06/D_{50})^{1.7}}{9}\left(\frac{100}{\sigma'_o}\right)\right]^{0.5} \times 100\% = \left[\frac{15.8 \times (0.23 + 0.06/1.5)^{1.7}}{9} \times \left(\frac{100}{118}\right)\right]^{0.5} \times 100\% = 40\%$$

و زاویه اصطکاک از رابطه‌ی کولهاوی و مایر (۳-۲۴) به دست می‌آید:

$$\phi' = \tan^{-1}\left[\frac{N_{60}}{12.2 + 20.3(\sigma'_o/100)}\right]^{0.34} = \tan^{-1}\left[\frac{15.8}{12.2 + 20.3(118/100)}\right]^{0.34} = 37.0^\circ$$

Scanned with CamScanner

مثال ۳-۷

مثال ۳-۱-پ را در نظر بگیرید. با استفاده از رابطه‌ی ۳-۲۴- الف از $z = 0$ تا $7.5m$ مقدار زاویه اصطکاک متوسط ϕ' را محاسبه کنید.

حل:

$$\phi' = \sqrt{15.4(N_1)_{60}} + 20$$

از رابطه‌ی فوق جدول زیر قابل تنظیم است:

عمق z(m)	$(N_1)_{60}$	$\phi'(deg)$
1.5	16	35.7
3.0	14	34.7
4.5	15	35.2
6.0	15	35.2
7.5	17	36.2
		$\phi' \approx 35.4°$ متوسط

مثال ۳-۸

مثال فوق را با رابطه‌ی ۳-۲۴- ب مجدداً حل کنید.

حل:

$$\phi' = 27.5 + 9.2\log(N_1)_{60}$$

از رابطه‌ی فوق جدول زیر قابل تنظیم است:

عمق z(m)	$(N_1)_{60}$	$\phi'(deg)$
1.5	16	38.9
3.0	14	38
4.5	15	38.3
6.0	15	38.3
7.5	17	38.8
		$\phi' \approx 38.46°$ متوسط

۳-۸- سایر آزمایش‌های درجا

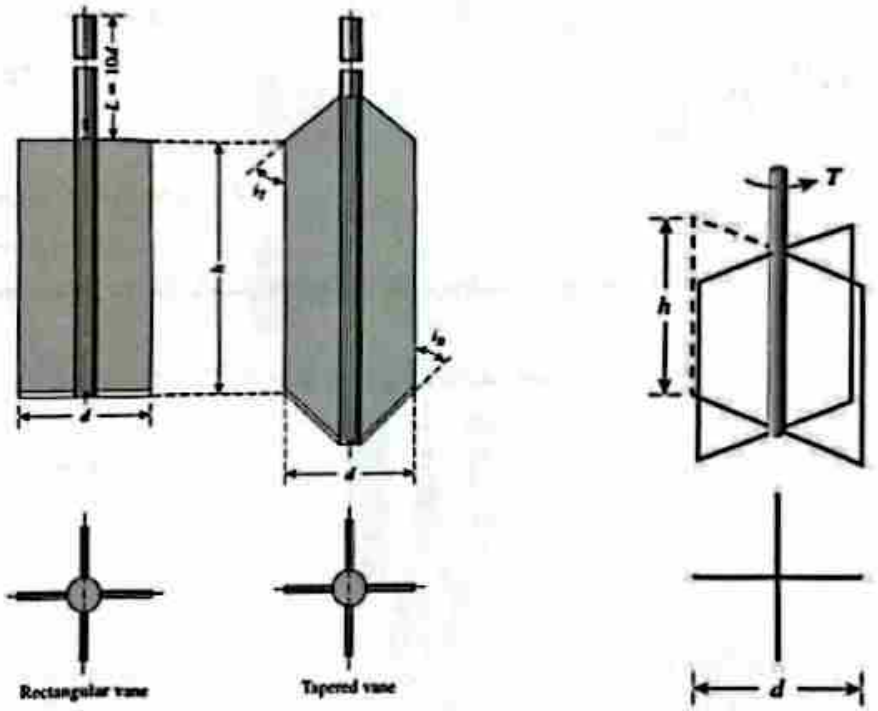
برحسب نوع پروژه و پیچیدگی خاک‌های زیر سطحی، حین عملیات شناسایی، آزمایش‌های درجای مختلفی می‌تواند انجام پذیرد. در خیلی از موارد، مشخصات به دست آمده از آزمایش‌های درجا، مقادیر واقع‌بینانه‌تری

Scanned with CamScanner

نسبت به آزمون‌های آزمایشگاهی از خود نشان می‌دهد. این مسئله در درجه‌ی اول به علت حذف دست‌خوردگی در نمونه‌گیری می‌باشد. در ادامه بعضی از آزمایش‌هایی که امکان انجام آنها در صحرا وجود دارد، مورد بحث قرار می‌گیرند.

۳-۹- آزمایش برش پره[1]

اگر در هنگام گمانه‌زنی به لایه‌ای از رس نرم برخورد شود، مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی c_u را می‌توان به وسیله‌ی انجام آزمایش برش پره تعیین کرد. از این آزمایش اطلاعات با ارزشی در مورد مقاومت رس دست‌نخورده به دست می‌آید.





تصویری از تجهیزات آزمایش پره

1 - Vane shear test

۳-۱۰- آزمایش فشارسنج گمانه[1] (آزمایش پرسیومتری)

فشارسنج وسیله‌ای است که در ابتدا توسط منارد (۱۹۶۵)[2] برای اندازه‌گیری در جای مدول تنش- کرنش ابداع شد. مطابق شکل ۳-۱۰، این وسیله از یک سلول اندازه‌گیری فشار که در میان دو سلول محافظ قرار گرفته، تشکیل یافته است. آزمایش، شامل انبساط سلول اندازه‌گیری فشار در داخل گمانه و اندازه‌گیری انبساط حجم آن است. فشارسنج منارد برپایه‌ی نظریه‌ی انبساط استوانه‌ی بی‌نهایت ضخیم خاک عمل می‌کند. شکل ۳-۱۱ تغییرات حجم سلول اندازه‌گیری فشار را با تغییرات فشار آن نشان می‌دهد. در این شکل، ناحیه‌ی I نشان دهنده‌ی قسمت بارگذاری مجدد است. در واقع در این مرحله، انبساط سلول باعث می‌شود که خاک به وضعیت اولیه، یعنی وضعیت قبل از احداث گمانه برگردد. ناحیه‌ی II نشان‌دهنده‌ی یک ناحیه‌ی شبه‌الاستیک (ارتجاعی) است که در آن منحنی حجم- فشار سلول تقریباً خطی است. ناحیه III نیز ناحیه‌ی پلاستیک (خمیری) می‌باشد. برای ناحیه‌ی شبه‌الاستیک می‌توان نوشت:

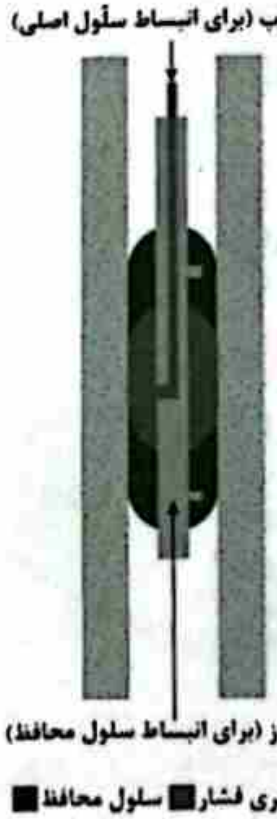
$$E_s = 2(1+\mu_s)V_o\frac{\Delta p}{\Delta V} \qquad (۳-۲۵)$$

که در آن:

E_s = ضریب الاستیسیته‌ی خاک

μ_s = نسبت پواسون

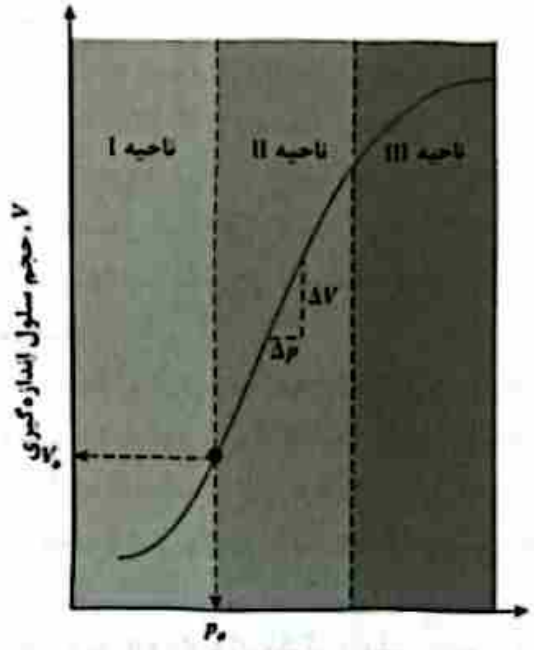
V_o = حجم سلول متناظر با فشار p_0 (یعنی فشار مربوط به شروع ناحیه II)



شکل ۳-۱۰- شکل شماتیک آزمایش فشارسنجی

1 - Borehole pressuremeter test
2 - Menard

Scanned with CamScanner



شکل ۳-۱۱- رابطه‌ی بین حجم و فشار سلول اندازه‌گیری فشار در فشارسنج نوع منارد

$$\frac{\Delta p}{\Delta V} = \text{شیب خط مستقیم ناحیه‌ی II}$$

منارد $\mu_s = 0.33$ را برای استفاده در رابطه‌ی ۳-۲۵ توصیه می‌کند. در نتیجه:

$$E_s = 2.66\, V_o \frac{\Delta p}{\Delta V} \qquad (۲۶-۳)$$

با استفاده از اصول تئوری الاستیسیته، بین ضریب الاستیسیته و مدول برشی رابطه‌ی زیر برقرار است:

$$E_s = 2(1+\mu_s)G_s \qquad (۲۷-۳)$$

که در آن G_s مدول برشی خاک می‌باشد.

با ادغام روابط ۳-۲۵ و ۳-۲۷ می‌توان نوشت:

$$G_s = V_o \frac{\Delta p}{\Delta V} \qquad (۲۸-۳)$$

از نتایج آزمایش فشارسنجی می‌توان برای تعیین فشار جانبی در حال سکون K_o استفاده کرد. این ضریب با استفاده از نسبت p_o به σ'_o (σ'_o = تنش قائم موثر در عمق مورد آزمایش) به دست می‌آید. داریم:

$$K_o = \frac{p_o}{\sigma'_o} \qquad (۲۹-۳)$$

که در آن p_o نشان دهنده‌ی فشار جانبی درجا می‌باشد (شکل ۳-۱۱). آزمایش فشارسنجی نسبت به شرایط گمانه قبل از آزمایش بسیار حساس می‌باشد.

Scanned with CamScanner

۳-۱۱- آزمایش نفوذ مخروط[1]

آزمایش نفوذ مخروط وسیله‌ای است که توسط آن مخروطی با زاویه‌ی رأس ۶۰ درجه با مساحت قاعده‌ی ۱/۵۴ اینچ مربع (۱۰ سانتیمترمربع) (شکل ۳-۱۲) به طور پیوسته با سرعت ۲۰ میلیمتر بر ثانیه به داخل خاک رانده شده و مقاومت نوک مخروط (q_c) در مقابل نفوذ اندازه‌گیری می‌شود. اغلب نفوذسنج‌های مخروطی مورد استفاده، دارای غلاف‌های اصطکاکی[2] هستند که امکان اندازه‌گیری مستقل مقاومت نوک مخروط و مقاومت اصطکاکی خاک واقع در بالای آن را می‌دهد. سطح جانبی غلاف‌ها در حدود ۲۳ اینچ مربع (۱۵۰ سانتیمترمربع) می‌باشد.

درگذشته آزمایش نفوذ مخروط بیشتر در اروپا مورد استفاده قرار می‌گرفت تا در آمریکا. لیکن امروزه این آزمایش در آمریکا نیز توجه زیادی به خود جلب کرده است. یکی از محسنات آزمایش نفوذ مخروط این است که برای انجام آن وجود گمانه لازم نیست. لیکن برخلاف آزمایش نفوذ استاندارد، در آزمایش نفوذ مخروط نمونه‌ی خاک برای مشاهدات چشمی و انجام آزمایش‌های آزمایشگاهی، قابل اخذ نیست.

روابط همبستگی بین مقاومت نوک q_c و زاویه اصطکاک داخلی زهکشی شده‌ی خاک

رابرتسون و کامپانلا (۱۹۸۳) رابطه‌ی زیر را بین زاویه اصطکاک داخلی زهکشی شده‌ی ϕ'، تنش قائم موثر σ'_o و q_c در خاک‌های ماسه‌ای پیشنهاد می‌کنند:

$$\phi' = \tan^{-1}\left[0.1 + 0.38\log\left(\frac{q_c}{\sigma'_o}\right)\right] \qquad (۳۰-۳)$$

روابط همبستگی برای تراکم نسبی ماسه

کولهاوی و ماین (۱۹۹۰) رابطه‌ی زیر را برای D_r، q_c و σ'_o ارائه دادند.

$$D_r = \sqrt{\left[\frac{1}{305 Q_c OCR^{1.8}}\right]\left[\frac{\frac{q_c}{p_a}}{\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)^{0.5}}\right]} \qquad (۳۰-۳\text{-الف})$$

که در آن:

D_r: تراکم نسبی ماسه

OCR: نسبت پیش‌تحکیمی

q_c: مقاومت مخروط

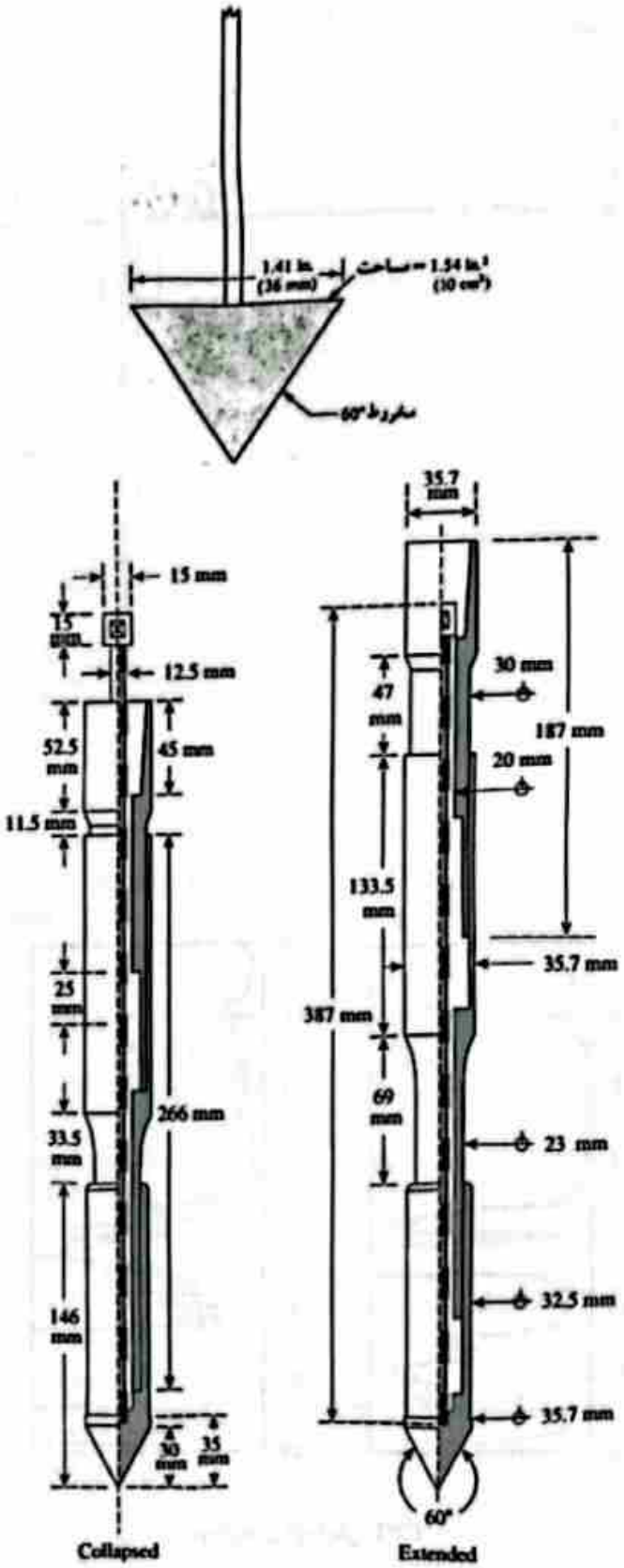
p_a: فشار اتمسفر

Q_C: ضریب فشردگی

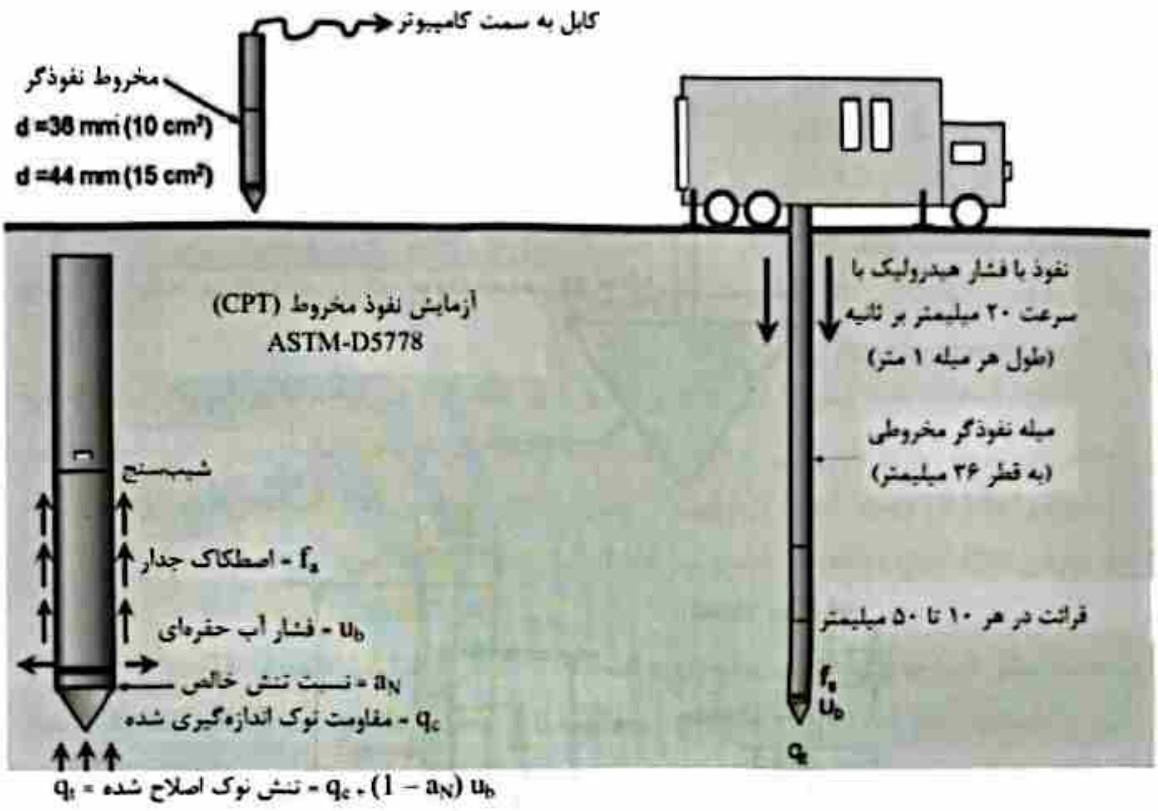
---

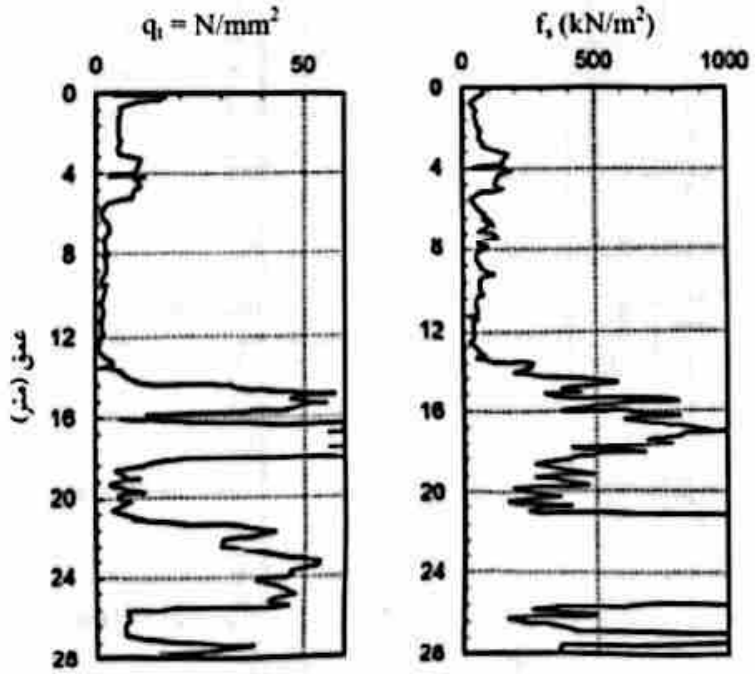
1 - Dutch cone penetration test
2 - Friction sleeves

Scanned with CamScanner



شکل ۳-۱۲- نفوذسنج مخروطی داچ با غلاف اصطکاکی





نمودارهای آزمایش CPT

Scanned with CamScanner

مقادیر پیشنهاد شده برای Q_c عبارتنداز:

ماسه با فشردگی زیاد = 0.91

ماسه با فشردگی متوسط = 1.0

ماسه با فشردگی کم = 1.09

روابط همبستگی برای مدول الاستیسیته‌ی خاک

اشمرتن (۱۹۷۸) روابط زیر را برای مدول الاستیسیته‌ی خاک‌های ماسه‌ای در محاسبات نشست شالوده‌های سطحی ارائه داد:

$$E_s = 2.5q_c \quad \text{(برای شالوده‌های مربع و دایره)} \qquad (۳۱-۳)$$

$$E_s = 3.5q_c \quad (L/B \geq 10 \text{ برای شالوده با}) \qquad (۳۲-۳)$$

که در آن:

L= طول شالوده

B= عرض شالوده

ترزاقی، پک و مصری (۱۹۹۶)، روابط زیر را برای مدول الاستیسیته‌ی خاک‌های ماسه‌ای در محاسبات نشست الاستیک شالوده‌ها پیشنهاد می‌کنند:

$$E_{s(L/B=1)} = 3.5q_c \qquad (۳۳-۳)$$

$$\frac{E_{s(L/B)}}{E_{s(L/B=1)}} = 1 + 0.4\log\left(\frac{L}{B}\right) \leq 1.4 \qquad (۳۴-۳)$$

روابط همبستگی برای چسبندگی زهکشی نشده‌ی رس

آنانوستوپلوس و همکاران (۲۰۰۳) رابطه‌ی زیر را بین چسبندگی زهکشی نشده‌ی c_u و مقاومت آزمایش نفوذ مخروط q_c پیشنهاد می‌کند:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_o}{N_k} \leq 250\,kN/m^2 \qquad (۳۵-۳)$$

که در آن:

σ_o = تنش کل قائم

N_k = ضریب ظرفیت تماسی (مساوی ۱۸/۳ برای تمام مخروط‌ها)

رابطه‌ی بین c_u و مقاومت اصطکاکی غلاف f_c بصورت زیر پیشنهاد شده است:

$$c_u = \frac{f_c}{1.26} \quad \text{(برای مخروط‌های مکانیکی)} \qquad (۳۶-۳)$$

$$c_u = f_c \quad \text{(برای مخروط‌های الکتریکی)} \qquad (۳۷-۳)$$

$$c_u = \frac{f_c}{1.21} \quad \text{(بطور متوسط برای تمام انواع مخروط)} \qquad (۳۸-۳)$$

Scanned with CamScanner

روابط همبستگی بین q_c و N_{60}

برای خاک‌های دانه‌ای داریم:

$$\frac{\left(\frac{q_c}{p_a}\right)}{N_{60}} = cD_{50}^{a} \qquad (۳۹-۳)$$

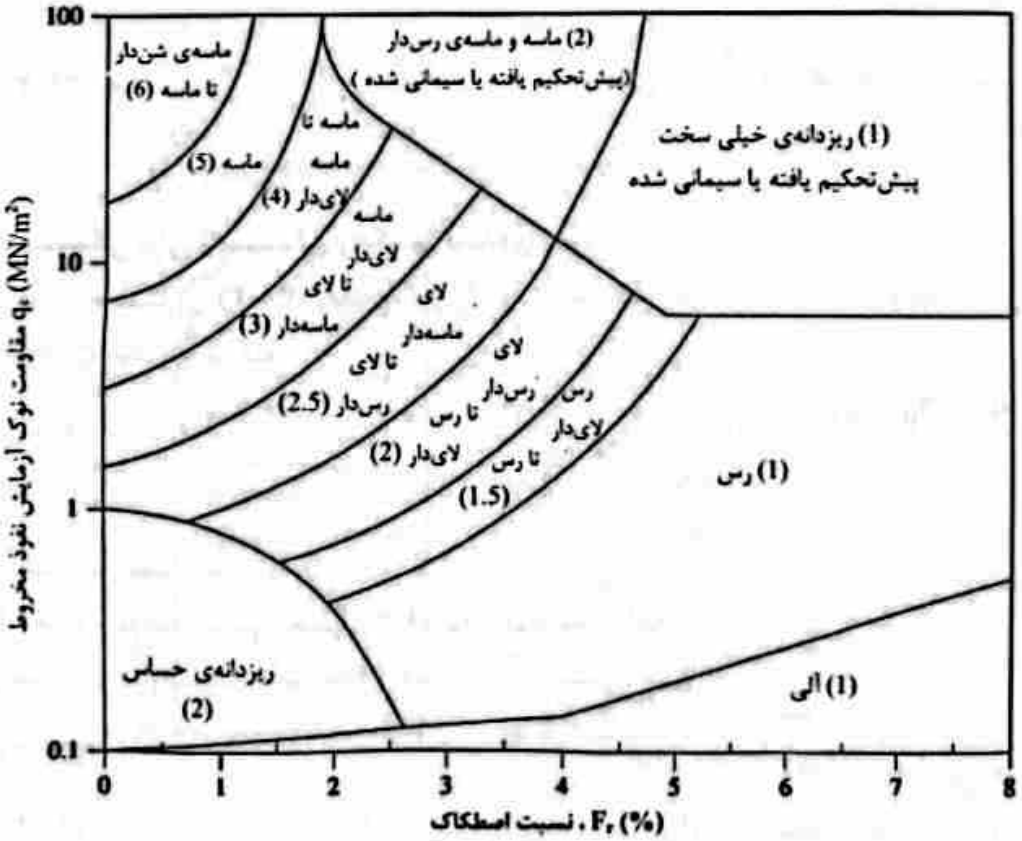
که در آن:

p_a = فشار جو $\left(\approx 100 kN/m^2\right)$

در جدول ۳-۷ مقدارهای c و a که از مطالعات متعدد به دست آمده، نشان داده شده است.

جدول ۳-۷- مقدار c و a در رابطه‌ی ۳-۳۹

نام پژوهشگر		c	a
Burland , Burbidge (1985)	حد بالا	15.49	0.33
	حد پایین	4.9	0.32
Robertson , Campanella (1983)	حد بالا	10	0.26
	حد پایین	5.75	0.31
Kulhawy , Mayne (1990)		5.44	0.26
Anagnostopoulos (2003)		7.64	0.26



مقادیر $(q_c/q_a)/N_q$ در داخل پرانتز نوشته شده‌اند

شکل ۳-۱۳- همبستگی بین q_c و F_r برحسب نوع خاک

همبستگی با نوع خاک

رابرتسون و همکاران (۱۹۸۶) همبستگی شکل ۳-۱۳ را بین q_c و نسبت اصطکاک (رابطه‌ی ۳-۴۰) برای خاک‌های مختلف ارائه کردند. نسبت اصطکاک F_r بصورت زیر تعریف می‌شود:

$$F_r = \frac{f_c}{q_c} \qquad (۴۰-۳)$$

مثال ۳-۹

در نمونه خاک ماسه‌ای خشک عادی تحکیم یافته، آزمایش نفوذ مخروط انجام شده که نتایج آن به شرح زیر است:

عمق (m)	مقاومت نوک q_c (N/mm^2)
1.5	2.06
3.0	4.23
4.5	6.01
6.0	8.18
7.5	9.97
9.0	12.42

در صورتیکه وزن مخصوص خشک خاک ۱۶ کیلونیوتن برمترمکعب باشد، مطلوبست تخمین زاویه اصطکاک ϕ' ماسه با استفاده از رابطه‌ی ۳-۳۰.

حل:

از رابطه‌ی ۳-۳۰ داریم:

$$\phi' = \tan^{-1}\left[0.1 + 0.38\log\left(\frac{q_c}{\sigma'_o}\right)\right]$$

با توجه به رابطه‌ی فوق، جدول زیر قابل تنظیم است:

عمق (m)	σ'_o (N/mm^2)	q_c (N/mm^2)	$\phi'(deg)$
1.5	0.024	2.06	39.85
3.0	0.048	4.23	40.00
4.5	0.072	6.01	39.70
6.0	0.096	8.18	39.81
7.5	0.120	9.97	39.67
9.0	0.144	12.42	39.88

ϕ' (متوسط) $\approx 39.80°$

مثال ۳-۱۰

با مراجعه به مثال ۳-۹، از رابطه‌ی ۳-۳۹ و ضرایب a و c کول‌هاوی و ماین (جدول ۳-۷)، مقادیر N_{60} را در اعماق مختلف محاسبه کنید. اندازه متوسط ذرات $D_{50} = 0.2mm$ می‌باشد.

Scanned with CamScanner

حل:

از رابطه‌ی ۳-۳۹ داریم:

$$\frac{\left(q_c / p_a\right)}{N_{60}} = cD_{50}^{a}$$

از جدول ۳-۷، مقادیر $c = 5.44$ و $a = 0.26$ به دست می‌آید. با $p_a = 100\ kN/m^2$ داریم:

عمق (m)	$q_c\ (N/mm^2)$	N_{60}
1.5	2.06	$5.75 \approx 6$
3.0	4.23	$11.8 \approx 12$
4.5	6.01	$16.78 \approx 17$
6.0	8.18	$22.85 \approx 23$
7.5	9.97	$27.85 \approx 28$
9.0	12.42	$34.69 \approx 35$

مثال ۳-۱۱

برای آزمایش نفوذ مخروط در ماسه‌ی با فشردگی کم اطلاعات زیر در دست است:

$q_c = 18\ MN/m^2$ $\qquad$ $z = 8m$ (عمق)

$OCR = 2.5$ $\qquad$ $\gamma = 17 kN/m^3$ وزن مخصوص ماسه

مطلوبست تخمین D_r با استفاده از رابطه‌ی ۳-۳۰- الف.

حل:

از رابطه‌ی ۳-۳۰- الف داریم:

$$D_r = \sqrt{\left[\frac{1}{305(Q_c)(OCR)^{1.8}}\right]\left[\frac{\frac{q_c}{p_a}}{\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)^{0.5}}\right]}$$

که در آن:

$OCR = 2.5$

$Q_c = 1.09$ = ماسه با فشردگی کم

$p_a = 100\ kN/m^2$

$q_c = 18\ MN/m^2$

$\sigma'_c = (8)(17) = 136\ kN/m^2$

بنابراین:

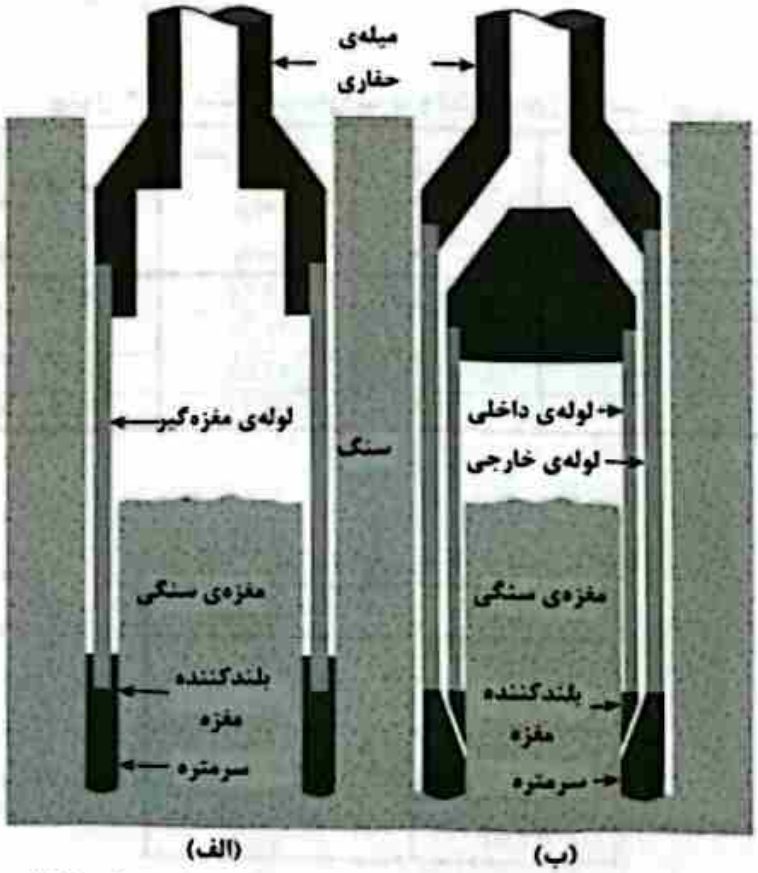
$$D_r = \sqrt{\left[\frac{1}{305(1.09)(2.5)^{1.8}}\right]\left[\frac{\frac{18{,}000\ kN/m^2}{100\ kN/m^2}}{\left(\frac{136\ kN/m^2}{100\ kN/m^2}\right)^{0.5}}\right]}$$

$$= 0.299 \approx 30\%$$

Scanned with CamScanner

۳-۱۲- مغزه‌گیری در سنگ[1]

در هنگام برخورد به لایه‌های سنگی، مغزه‌گیری در سنگ لازم می‌گردد. حداقل نفوذ و مغزه‌گیری در لایه‌ی سنگی، معمولاً ۳ متر در نظر گرفته می‌شود. اگر بستر سنگی هوازده و یا نامنظم باشد، مغزه‌گیری باید تا اعماق بیشتر ادامه یابد. برای مغزه‌گیری، مغزه‌گیر[2] به میله‌ی حفاری متصل می‌شود. به سر مغزه‌گیر، سرمته‌ی[3] مناسب با نوع سنگ متصل است. اجزای تُرنده‌ی سرمته می‌تواند از جنس الماس[4]، تنگستن[5] و یا کارباید[6] باشد. مغزه‌گیری توسط دستگاه حفار دورانی انجام می‌شود. حین حفاری و مغزه‌گیری، مدار چرخشی آب برقرار شده و خرده‌سنگ‌های ناشی از حفاری به بالا آورده می‌شود. دو نوع مغزه‌گیر وجود دارد: مغزه‌گیر تک‌لوله و مغزه‌گیر با جدار مضاعف. در شکل ۳-۱۴- الف، مغزه‌گیری توسط مغزه‌گیر تک‌لوله[7] نشان داده شده است. مغزه‌های سنگی اخذ شده توسط مغزه‌گیر تک‌لوله، به علت پیچش و دوران جدار مغزه‌گیر، ممکن است به صورت شکسته درآیند. برای اجتناب از این مسئله، می‌توان از مغزه‌گیر با جدار مضاعف[8] استفاده کرد (شکل ۳-۱۴- ب). در جدول ۳-۸ مشخصات انواع مغزه‌گیرها به همراه قطر مغزه‌ی حاصل از آنها ارائه شده است. مغزه‌های کوچکتر از اندازه‌ی BX، در حین مغزه‌گیری خرد می‌شوند.



شکل ۳-۱۴- مغزه‌گیری در سنگ. (الف) مغزه‌گیر تک‌لوله، (ب) مغزه‌گیر با لوله‌ی مضاعف

1 - Rock coring
2 - Core barrel
3 - bit
4 - Diamond
5 - Tungsten
6 - Carbide
7 - Single-tube core barrel
8 - Double-tube core barrel

Scanned with CamScanner

هنگامی که نمونه‌ی مغزه، به دست آمد، عمقی که نمونه از آن اخذ شده است به منظور ارزیابی‌های آتی باعث ثبت شود. برپایه‌ی طول مغزه‌ی به دست آمده در هر راه[1] مغزه‌گیری، می‌توان نسبت‌های زیر را تعریف کرد:

(الف بازده مغزه‌گیری[2] $= \frac{\text{طول مغزه‌ی به دست آمده}}{\text{طول مغزه‌گیری}}$ (۴۱-۳)

و

(ب کیفیت مغزه‌گیری[3] (RQD) $= \frac{\text{مجموع طول مغزه‌های سنگی به دست آمده با طول بزرگتر از ۱۰۰ میلیمتر}}{\text{طول مغزه‌گیری}}$

(۴۲-۳)

وقتی که بازده‌ی مغزه‌گیری مساوی واحد شود، نشان دهنده‌ی سنگ سالم و بدن درز است. سنگ‌های خیلی درزردار، دارای بازده‌ی مغزه‌گیری ۰/۵ و یا کمتر هستند. دیر[4] (۱۹۶۳) برحسب نسبت RQD، سنگ‌ها را به به صورت جدول ۳-۹ طبقه‌بندی می‌کند:

جدول ۳-۸- مشخصات مغزه‌گیرها و قطر مغزه‌ی به دست آمده

مدل لوله‌ی مغزه‌گیر	قطر خارجی لوله مغزه‌گیر mm	مدل لوله‌ی حفاری	قطر خارجی لوله mm	قطر گمانه mm	قطر مغزه‌ی به دست آمده، mm
EX	36.51	E	33.34	38.1	22.23
AX	47.63	A	41.28	50.8	28.58
BX	58.74	B	47.63	63.5	41.28
NX	74.61	N	60.33	76.2	53.98

جدول ۳-۹- توصیف کیفی سنگ برحسب RQD

RQD	کیفیت سنگ
1-0.9	عالی
0.9-0.75	خوب
0.75-0.5	نسبتاً خوب- متوسط
0.5-0.25	بد
0.25-0	خیلی بد

1 - Run
2 - Recovery ratio
3 - Rock quality designation (RQD)
4 - Deere

Scanned with CamScanner

۳-۱۳- گزارش کاوش خاک (گزارش ژئوتکنیک)

در انتهای برنامه‌ی شناسایی صحرایی، نمونه‌های خاک و سنگ اخذ شده از اعماق زمین، تحت مشاهدات چشمی و آزمایش‌های آزمایشگاهی قرار می‌گیرند. سپس به منظور استفاده‌ی مهندس طراح، گزارش شناسایی صحرایی[1] (یا به اصطلاح متداول در ایران، گزارش مکانیک خاک) تهیه می‌شود. این گزارش معمولاً حاوی اطلاعات زیر است:

۱- هدف
۲- شرح عمومی از سازه‌ای که آزمایش‌ها برای آن انجام می‌شود.
۳- وضعیت زمین‌شناسی منطقه
۴- وضعیت زهکشی منطقه
۵- جزئیات گمانه‌زنی
۶- توصیف شرایط زیرسطحی با استفاده از نمونه‌های جمع‌آوری شده
۷- سطح آب زیرزمینی مشاهده شده در گمانه
۸- نوع شالوده‌ی انتخابی و بار مجاز آن با توجه به معیارهای گسیختگی برشی، نشست و اطلاعات دیگر مثل ضریب فشار خاک
۹- مسائل اجرایی که در حین اجرای شالوده ممکن است با آن برخورد شود.
۱۰- دامنه و محدودیت‌های مطالعات انجام شده

در انتهای گزارش، نمودارها و جداول زیر پیوست می‌گردد:
۱- نقشه‌ی منطقه با مشخص کردن محل پروژه
۲- محل گمانه‌ها نسبت به سازه
۳- لوگ گمانه (نمودار گمانه) (شکل ۳-۱۵)
۴- نتایج آزمایش‌های آزمایشگاهی
۵- سایر نمودارهایی که ارائه‌ی آنها لازم است.

منظور از لوگ و یا نمودار گمانه که در بند ۳ از آن یاد شد، نمایش وضعیت زیرسطحی به دست آمده از گمانه در نمودار می‌باشد. در شکل ۳-۱۵ یک لوگ گمانه نشان داده شده است.

---

1 - Soil exploration report

Scanned with CamScanner

عنوان پروژه مرکز خرید
محل نقاطع خیابان Hill و Miner تاریخ June 7,2020
شماره گمانه ۴ روش گمانه‌زنی مته مارپیچ توخالی تراز زمین ۱۳۲/۲ فوت

توصیف خاک	DEPTH (ft) AND SAMPLE NUMBER	STANDARD PENETRATION NUMBER, N_{60}	MOISTURE CONTENT, w (%)	توضیحات
لای ماسه‌دار				
رس لای‌دار قهوه‌ای کم‌رنگ (CL)	SS-1	13	11	حد مایع = 32 PI = 9
سطح آب زیرزمینی June 14, 1997	SS-2	5	24	
رس نرم (CL)	ST-1	6	28	حد مایع = 44 PI = 26 مقاومت فشاری = q_u محدود نشده = 850 lb/ft²
ماسه و شن متراکم انتهای گمانه @22 ft	SS-3	32		

SS - نمونه‌ی بدست آمده توسط نمونه‌گیر شکاف‌دار، ST - نمونه‌ی بدست آمده توسط نمونه‌گیر شلبی

شکل ۳-۱۵- لوگ (نمودار) گمانه

۳-۱۴- خلاصه

این فصل نگاه اجمالی به شناسایی زیرسطحی دارد که در آن مباحث زیر مطرح شده است:

- برنامه‌ریزی اکتشافات تحت‌الارضی، شامل جمع‌آوری اطلاعات موجود، اکتشاف و جست‌وجوهای دقیق صحرایی.
- گمانه‌ها عموماً توسط مته‌های مارپیچ ساخته می‌شوند. حفاری‌های دورانی، گمانه‌زنی‌های تزریقی و حفاری پرکاشن روش‌های پیشرفته‌ی دیگری برای حفر گمانه می‌باشند.

Scanned with CamScanner

- نمونه‌های خاک حین حفاری توسط نمونه‌گیر شکافدار استاندارد، نمونه‌گیر جدار نازک و نمونه‌گیر پیستونی بدست می‌آید.
- مقاومت نفوذ استاندارد می‌تواند با مقاومت فشاری محدود نشده‌ی خاک‌های چسبنده همبستگی داشته باشد (بخش ۳-۶). در خاک‌های دانه‌ای، این پارامتر می‌تواند به تراکم نسبی و زاویه‌ی اصطکاک مرتبط باشد (بخش ۳-۷).
- سایر آزمایش‌های درجا عبارتنداز برش پره، فشارسنج گمانه و آزمایش نفوذ مخروط (بخش‌های ۳-۹، ۳-۱۰ و ۳-۱۱).
- مغزه‌گیری در سنگ، با اتصال میله‌ی حفاری به لوله‌ی مغزه‌گیر انجام می‌گیرد. سرمته به انتهای لوله مغزه‌گیر متصل می‌شود. بازده مغزه‌گیری و کیفیت مغزه‌گیری پارامترهایی برای ارزیابی کیفیت سنگ می‌باشند (بخش ۳-۱۲).

مسائل فصل سوم

۳-۱- ASTMD 1587-08 ویرایش ۲۰۱۴، ابعاد زیر را برای نمونه‌گیر لوله‌ای فولادی جدارنازک به منظور نمونه‌گیری از آزمایش‌های ژئوتکنیک پیشنهاد می‌کند.

ضخامت جدار t (mm)	قطر خارجی D_o (mm)
1.24	50.8
1.65	76.2
3.05	127

نسبت مساحت را برای هر حالت محاسبه کنید. کدام نمونه‌گیر برای آزمایش‌های مشخصات خاک زیر مناسب می‌باشد؟

۱- منحنی دانه‌بندی ۲- حدود اتربرگ ۳- تحکیم ۴- مقاومت فشاری محدود نشده

۳-۲- طی برنامه اکتشافات صحرایی خاک، برای نمونه‌گیری انتخاب‌های زیر وجود دارد:

۱- نمونه‌گیر لوله‌ای شلبی A با قطر خارجی $D_o = 101.6$ mm و قطر داخلی $D_i = 98.4$ mm

۲- نمونه‌گیر لوله‌ای شلبی B با قطر خارجی $D_o = 89$ mm و قطر داخلی $D_i = 85.7$ mm

۳- نمونه‌گیر قاشقی با قطر خارجی $D_o = 50.8$ mm و قطر داخلی $D_i = 34.9$ mm نسبت مساحت را برای هر حالت محاسبه نموده و مناسب بودن هر یک را برای آزمایش‌های مندرج در مسئله ۳-۱ تعیین نمایید.

۳-۳- جدول زیر نتایج آزمایش نفوذ استاندارد (SPT) در خاک ماسه‌ای است. مطلوبست تعیین عدد نفوذ استاندارد $(N_1)_{60}$ در اعماق مختلف. توجه شود که حین حفاری گمانه به آب زیرزمینی برخورد نشده است. فرض نمایید که وزن مخصوص متوسط ماسه $18.7\ kN/m^3$ می‌باشد. از رابطه لیائو- ویتمن (رابطه‌ی ۳-۱۰) با فرض $p_a = 100\ kN/m^2$ استفاده نمایید.

Scanned with CamScanner

عمق	N60
1.0	10
2.5	12
4	14
5.5	15
7	17

۳-۴- برای مقطع خاک مسئله ۳-۳، مطلوبست محاسبه‌ی زاویه‌ی اصطکاک متوسط ϕ' با استفاده از رابطه‌ی کول‌هاوی و ماین (رابطه‌ی ۳-۲۴). فرض کنید $p_a \approx 100\ kN/m^2$

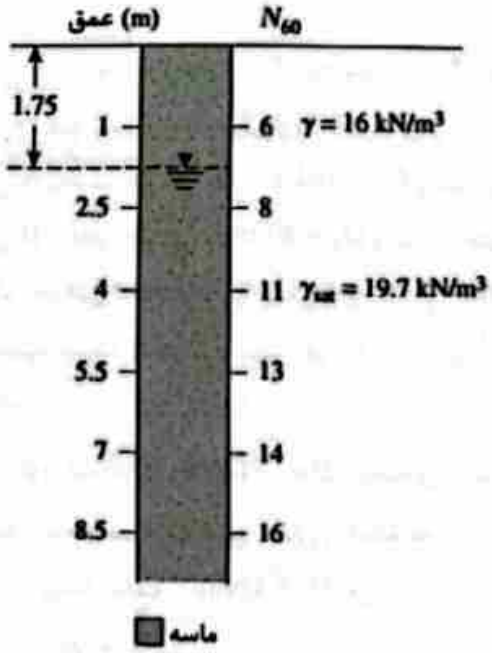
۳-۵- جدول زیر نتایج آزمایش نفوذ استاندارد را در خاک ماسه‌ای نشان می‌دهد.

عمق	N60
0.5	6
2.0	9
3.5	12
5.0	14
6.5	17

برای این خاک ماسه‌ای فرض کنید که متوسط اندازه‌ی دانه‌ها، D_{50}، مساوی ۱ میلیمتر و وزن مخصوص آن ۱۸/۵ کیلونیوتن برمترمکعب است. با استفاده از رابطه‌ی کوبرنوفسکی و ایشی‌هارا (رابطه‌ی ۳-۱۸- ب) فرض کنید $p_a = 100\ kN/mm^2$

۳-۶- فرض کنید خاک مسئله ۳-۵، ماسه‌ی تمیز و ریز متوسط باشد، با استفاده از روش مایرهوف (۱۹۵۷- رابطه ۳-۱۹)، تغییرات تراکم نسبی را با عمق بدست آورید.

۳-۷- نمودار گمانه‌ی نشان داده شده در شکل ۳-۱۶ را در نظر بگیرید. با استفاده از رابطه‌ی کول‌هاوی و ماین (رابطه‌ی ۳-۲۴) زاویه اصطکاک زهکشی شده‌ی متوسط ϕ' را با فرض $p_a = 100\ kN/m^2$ به دست آورید.



شکل ۳-۱۶

Scanned with CamScanner

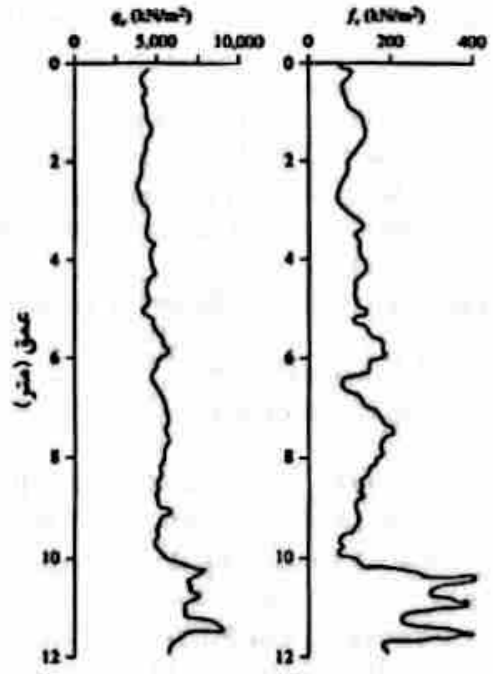
۳-۸- با مراجعه به مسئله‌ی ۳-۷ و شکل ۳-۱۶، با فرض شالوده‌ی مربع ۱/۵×۱/۵ متر که در عمق ۱ متر ساخته می‌شود، مطلوبست تخمین مقادیر N_{60} و ϕ'

۳-۹- با مراجعه به شکل ۳-۱۶، مطلوب است تعیین تغییرات مقاومت نفوذ مخروط q_c برحسب عمق با استفاده از رابطه‌ی ۳-۳۹ و مقادیر a و c معرفی شده توسط کول‌هاوی و ماین (جدول ۳-۷). فرض کنید $D_{50} = 0.46$ mm

۳-۱۰- با مراجعه به شالوده‌ی مسئله‌ی ۳-۸، برای محاسبه نشست الاستیک شالوده لازم است مدول الاستیسیته خاک در دست باشد. با استفاده از q_c مسئله‌ی ۳-۹ و رابطه‌ی ۳-۳۳، تغییرات مدول الاستیسیته با عمق را برای پروفیل خاک نشان داده شده در شکل ۳-۱۶ رسم کنید.

۳-۱۱- در لایه‌ای از رس اشباع آزمایش نفوذ مخروط انجام شده است. مقاومت نوک مخروط در عمق ۵ متری از سطح زمین مساوی $q_c = 1150\ kN/m^2$ بدست آمده است. اگر وزن مخصوص رس اشباع مساوی ۱۷/۸ کیلونیوتن بر مترمکعب باشد، با استفاده از رابطه‌ی ۳-۳۵ مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی رس را به دست آورید.

۳-۱۲- در شکل ۳-۱۷ نتایج مقاومت نوک q_c و مقاومت اصطکاک جدار f_c حاصل از مطالعات صحرایی به کمک آزمایش نفوذ مخروط نشان داده شده است. شالوده‌ی مربع به ابعاد $B = 1.5$ m در عمق ۱ متری از سطح زمین قرار است روی این خاک احداث شود. نوع خاک را تا عمق 2B از زیر شالوده تخمین بزنید. از نمودار رابرتسون (شکل ۳-۱۳) استفاده کنید.



شکل ۳-۱۷

۳-۱۳- با استفاده از نتایج مسئله ۳-۱۲، مقدار N_{60} برای این لایه چقدر خواهد بود. از شکل ۳-۱۳ استفاده نمایید.

۳-۱۴- شالوده‌ی مسائل ۳-۱۲ و ۳-۱۷ را در نظر بگیرید.

(الف) زاویه اصطکاک ϕ' متوسط را در محدوده‌ی 2B تعیین کنید. فرض نمایید که وزن مخصوص خشک متوسط در این محدود ۱۷ کیلونیوتن برمترمکعب است.

(ب) با استفاده از رابطه‌ی ۳-۳۳، مدول الاستیسیته‌ی متوسط را در محدوده‌ی 2B برای محاسبات نشست تعیین کنید.

۳-۱۵- طی مطالعات صحرایی ژئوتکنیک، به طول ۴/۵ متر مغزه‌گیری در سنگ انجام شد که نتیجه‌ی آن ۲/۵ متر مغزه‌ی سنگی بود. مجموع طول قطعات سنگ حاصل به طول ۱۰۱/۶ میلیمتر و یا بزرگتر مساوی ۲/۱ متر بود. مطلوبست تعیین: نسبت بازده و علامت کیفیت سنگ. از جدول ۳-۹ برای تشریح کیفیت سنگ استفاده کنید.

فهرست مآخذ

American Association of State Highway and Transportation Officials (1967). *Manual of Foundation Investi-*
gations, National Press Building, Washington, D.C.

American Society of Civil Engineers (1972). "Subsurface Investigation for Design and Construction of Foundations of Buildings, Part I," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,* ASCE, Vol. 98, No. SM5, 481–490.

American Society for Testing and Materials (1991). *Annual Book of ASTM Standards,* Vol. 04.08. Philadel- phia, PA.

Anagnostopoulos, A., Koukis, G., Sabatakakis, N., and Tsiambaos, G. (2003). "Empirical Correlation of Soil Parameters Based on Cone Penetration Tests (CPT) for Greek Soils," *Geotechnical and Geological Engineering,* Vol. 21, No. 4, 377–387.

Bazaraa, A. R. (1967). *Use of the Standard Penetration Test for Estimating Settlements of Shallow Foundations on Sand,* Ph.D. Dissertation, Civil Engineering Department, University of Illinois, Champaign-Urbana, IL.

Burland, J. B. and Burbidge, M. C. (1985). "Settlement of Foundation on Sand and Gravel," *Proceedings,*
Institute of Civil Engineers, Part I, Vol. 7, 1325–1381.

Chen, J-R. (2004). *Axial Behavior of Drilled Shafts in Gravelly Soils,* Ph.D. Thesis, Cornell University, Ithaca, NY.

Cubrinovski, M. and Ishihara, K. (1999). "Empirical Correlation Between SPT *N*-Value and Relative Density for Sandy Soils," *Soils and Foundations,* Vol. 39, No. 5, 61–92.

Deere, D. U. (1963). "Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes," *Felsmechanik und Ingenieurgeologie,* Vol. 1, No. 1, 16–22.

Hara, A., Ohta, T., Niwa, M., Tanaka, S., and Banno, T. (1974). "Shear Modulus and Shear Strength of Cohesive Soil," *Soils and Foundations,* Vol. 14, No. 3, 1–12.

Hatanaka, M. and Uchida, A. (1996). "Empire Correlation between Penetration Resistance and Internal Friction Angle of Sandy Soil," *Soils and Foundations,* Vol. 36, No. 4, 1–10.

Kulhawy, F. H. and Mayne, P. W. (1990). *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design,*

Scanned with CamScanner

Final Report (EL-6800) submitted to Electric Power Research Institute (EPRI), Palo Alto, CA.

Liao, S. and Whitman, R. V. (1986). "Overburden Correction Factor for SPT in Sand," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 112, No. 3, 373–377.

Menard, L. (1965). "Rules for Calculation of Bearing Capacity and Foundation Settlement Based on Pressuremeter Tests," *Proceedings*, 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, Canada, Vol. 2, 295–299.

Meyerhof, G. G. (1957). "Discussion on Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing," *Proceedings*, Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3, 110.

Osterberg, J. O. (1952). "New Piston-Type Sampler," *Engineering News Record*, April 24.

Peck, R. B., Hanson, W. E., and Thornburn, T. H. (1974). *Foundation Engineering*, 2nd ed., Wiley, NY.

Robertson, P. K. and Campanella, R. G. (1983). "Interpretation of Cone Penetration Tests. Part I: Sand,"
Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, No. 4, 718–733.

Robertson, P. K., Campanella, R. G., Gillespie, D., and Greig, J. (1986). "Use of Piezometer Cone Data," in *Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, Geotechnical Special Publication No. 6*, American Society of Civil Engineers, 1236–1280.

Schmertmann, J. H. (1975). "Measurement of *in situ* Shear Strength," *Proceedings*, Specialty Conference on
in situ Measurement of Soil Properties, ASCE, Vol. 2, 57–138.

Schmertmann, J. H., Hartman, J. P. and Brown, P. R. (1978). "Improved Strain Influence Diagrams," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 104, No. GT8, 1131–1135.

Seed, H. B., Arango, I., and Chan, C. K. (1975). *Evaluation of Soil Liquefaction Potential during Earthquakes*, Report No. EERC 75-28, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F., and Chung, R. M. (1985). "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 111, No. 12, 1426–1445.

Skempton, A. W. (1986). "Standard Penetration Test Procedures and the Effect in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging and Overconsolidation," *Geotechnique*, Vol. 36, No. 3, 425–447.

Sowers, G. B. and Sowers, G. F. (1970). *Introductory Soil Mechanics and Foundations*, Macmillan, NY.

Szechy, K. and Varga, L. (1978). *Foundation Engineering—Soil Exploration and Spread Foundation*,
Akademiai Kiado, Hungary.

Terzaghi, K., Peck, R. B., and Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 3rd Ed., Wiley, NY.

Trofimenkov, J. G. (1974). "General Reports: Eastern Europe," *Proceedings*, European Symposium of Penetration Testing, Stockholm, Sweden, Vol. 2.1, 24–39.

Wolff, T. F. (1989). "Pile Capacity Prediction Using Parameter Functions," in *Predicted and Observed Axial Behavior of Piles, Results of a Pile Prediction Symposium*, sponsored by Geotechnical Engineering Division, ASCE, Evanston, IL., June 1989, ASCE Geotechnical Special Publication No. 23, 96–106.

Scanned with CamScanner

فصل چهارم

ابزاربندی و پایش در مهندسی ژئوتکنیک[1]

۴-۱- معرفی

پروژه‌های مهندسی ژئوتکنیک شامل یک و یا چند فعالیت زیر است:

۱. عملیات خاکی (Earthwork)
۲. خاکبرداری (Excavation)
۳. بهسازی خاک (Ground Improvement)
۴. فونداسیون (شالوده) (Foundation)
۵. دیوارهای حایل (Retaining walls)
۶. خاکبرداری مهار شده (Braced Excavation)
۷. خاکریزی (Embankment)
۸. سدسازی (Dam)
۹. تونل‌زنی (Tunneling)
۱۰. کوله‌های پل (Bridge Abutment)

تحلیل و طراحی ژئوتکنیک بر پایه‌ی پروفیل (نیمرخ) ساده شده‌ی خاک و مدل سایت[2] می‌باشد. اصول مکانیک خاک معمولاً با مفروضاتی مثل همگنی، ایزوتروپی (همسانگردی) و مدل‌های پایه (مور- کولمب، الاستیک خطی، صلب- خمیری) به کار گرفته می‌شوند. در شرایط میدانی پروژه، ممکن است این مفروضات واقعیت نداشته باشند. این مفروضات و تقریبات ما را قادر می‌سازند که در چهارچوب واقع گرایانه‌ای به حل قابل قبولی برای مسئله دست پیدا کنیم. عدم قطعیت‌هایی نیز در پارامترهای ژئوتکنیکی حاصل از کاوش‌های محدود صحرایی و بارهای طراحی حاصل از ترکیب‌های بارگذاری ناشی می‌شود. ضرایب اطمینان به کارگرفته شده در طراحی مقداری از این ناشناخته‌ها را جبران می‌کند، لیکن هیچ راهی بهتر از پایش رفتار خاک طی دوران بهره‌برداری به منظور کاهش ریسک‌های طراحی نمی‌باشد.

در حالیکه اندازه‌گیری‌های انجام شده در برنامه کاوش‌های صحرایی، بصورت یکباره بوده و در زمان و مکان محدودی صورت می‌گیرد، اندازه‌گیری‌های انجام شده در زمان پایش ادامه‌دار بوده و در دوره‌ی زمانی طولانی صورت می‌گیرد. اگر چه در هر دو مطالعه از ابزارهایی استفاده می‌شود، لیکن نوع ابزارها با یکدیگر متفاوت بوده و برای مقاصد متفاوتی به کار گرفته می‌شود. از آنجاییکه کاوش‌های صحرایی معمولاً قبل از

---

1 - Instrumentation and Monitoring in Geotechnical Engineering
2 - Site Model

Scanned with CamScanner

مراحل طراحی صورت می‌گیرد، ابزاربندی‌های پایش می‌تواند حین مراحل طراحی، اجرا و در دوران بهره‌برداری انجام شود.

۴-۲- نیاز به ابزاربندی

ابزاربندی ژئوتکنیکی عبارت است از استفاده از ابزارهای خاصی برای پایش عملکرد خاک و سازه متکی بر خاک. بعضی از دلایل ابزاربندی به شرح زیرند:

(الف) اعتبارسنجی طرح[1]

پایش مراحل ساخت و عملکرد سازه مستقل از فرضیات و روش طراحی، شیوه‌ی مورد پسندی در مسائل مهندسی است. وقتی‌که روش طراحی نسبتاً جدید است و یا مفروضات مسئله مورد سوال است، اهمیت پایش و ابزاربندی بیشتر می‌شود. به عنوان مثال انجام آزمایش بارگذاری شمع به منظور اعتبارسنجی ظرفیت باربری آن و یا ثبت نشست‌ها در خاکریز احداث شده روی لایه‌های خاک تراکم‌پذیر.

(ب) کنترل روش اجرا

در صورت استفاده از ابزاربندی و پایش حین اجرا، می‌توان با جمع‌آوری اطلاعات و تحلیل آنها، در صورت نیاز تغییراتی در توالی و سرعت اجرا به منظور حصول نتایج بهتر بوجود آورد. مثال خوب در این خصوص پایش وضعیت جداره‌ها و ساختمان‌های مجاور حین گودبرداری‌های عمیق می‌باشد.

(پ) اعتبارسنجی عملکرد دراز مدت

عملکرد بهره‌برداری بعضی سازه‌ها نظیر زهکشی پشت دیوار حایل و نیروی بوجود آمده در مهارهای دیوارهای مهار شده در پروژه‌های ساحل‌سازی و دیواره‌های ساحلی ممکن است لازم گردد که با ابزاربندی مناسب قابل حصول است.

(ت) ایمنی

ابزاربندی می‌تواند از نزدیکی زمان وقوع خرابی آگاهی دهد. به عنوان مثال در مناطقی که مستعد لغزش، زلزله و سونامی هستند، سیستم‌های هشداردهنده اهمیت خاصی یافته‌اند.

(ث) تضمین کیفیت

ابزاربندی می‌تواند این تضمین را بدهد که عملیات اجرایی طبق مشخصات، صورت گرفته و وسیله‌ی مفیدی برای تضمین کیفیت است.

---

1 - Design Verification

Scanned with CamScanner

(ج) ادله حقوقی

در منازعات حقوقی که ممکن است حین پروژه بوجود آید (به عنوان مثال ارتعاشات ناشی از انفجار در ساختمان‌های مجاور)، اطلاعات ضبط شده توسط ابزارها، می‌تواند ادله‌ی حقوقی قوی باشد.

(چ) توسعه مرزهای دانش

ابزاربندی ژئوتکنیکی نقش مهمی در پژوهش و توسعه مرزهای دانش دارد. وقتی روش اجرایی جدید یا نظریه‌های نوین توسعه داده می‌شود، ابزاربندی مناسب و کسب اطلاعات میدانی، می‌تواند به اعتباربخشی سریعتر این روش‌ها و نظریه‌ها کمک نماید.

۴-۳- اندازه‌گیری‌های ژئوتکنیکی

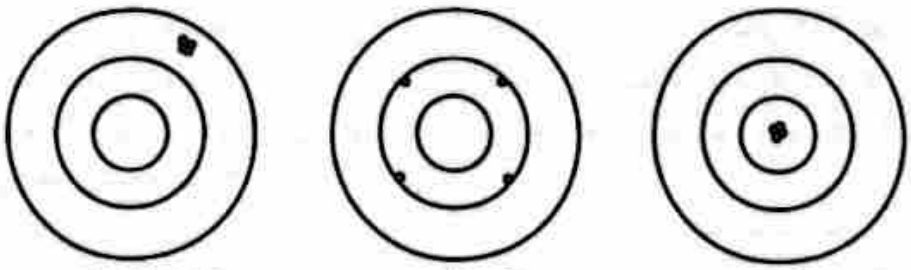
جدول ۴-۱ خلاصه‌ای از ابزاربندی‌های ژئوتکنیکی برای تعیین پارامترهای خاک را نشان می‌دهد. عواملی که در انتخاب ابزار خاص لازمست مورد توجه قرار گیرند، عبارتنداز:

دامنه[1] (Range): بالاترین و پایین‌ترین قرائت.

قدرت تفکیک[2] (Resolution): کوچکترین تغییری که قابل قرائت است.

جدول ۴-۱- ابزار مورد استفاده برای پارامترهای مختلف

ابزار	پارامتر
پیزومتر	فشار آب حفره‌ای
سلول فشارسنج خاک	فشار خاک
بارسنج	بارگذاری
کرنش‌سنج	کرنش
قطرسنج، LVDT، شیب‌سنج، کشش‌سنج، صفحه‌ی نشست‌سنج	تغییرشکل
لرزه‌نگار، ژئوفون	ارتعاش
دماسنج، ترموکوپل، ترمیستور	دما



(الف) دقیق و غیرصحیح (ب) غیردقیق و صحیح (پ) دقیق و صحیح

شکل ۴-۱- صحت و دقت (الف) دقیق و غیرصحیح، (ب) غیردقیق ولی صحیح، (پ) دقیق و صحیح (دانیکلیف ۱۹۹۳)

1 - Range
2 - Resolution

Scanned with CamScanner

صحت[1] (Accuracy) : میزان نزدیکی قرائت به مقدار واقعی.
دقت[2] (Precission): قابلیت تکرار یا تولید مجدد.
دانیکلیف (Dunnicliff 1993) بین دقت و صحت مطابق شکل ۴-۱ تفاوت قائل شد. در شکل ۴-۱- الف اندازه‌گیری‌ها نزدیک هم هستند و دقت وجود دارد، ولی از مقدار واقعی دور هستند، پس صحت ندارند. در شکل ۴-۱- ب، اندازه‌گیری‌ها فرق می‌کنند (عدم دقت)، ولی مقدار متوسط نزدیک مقدار واقعی است (صحت)، در این حالت تعداد قرائت‌های زیاد این اطمینان را می‌دهد که مقدار متوسط، مقدار واقعی است.
شکل ۴-۱-پ، اندازه‌گیری‌ها نزدیک هم است و نزدیک مقدار واقعی (صحیح و دقیق).
با افزایش قدرت تفکیک، دقت، وضوح و صحت، قیمت ابزار افزایش می‌یابد.

۴-۴- ابزارهای ژئوتکنیکی

بعضی از ابزارهای اندازه‌گیری ژئوتکنیکی که در این فصل مورد بحث قرار می‌گیرند، عبارتنداز:

الف: پیزومتر[3] (فشارسنج آب حفره‌ای)

اندازه‌گیری فشار حفره‌ای برای بررسی شرایط اولیه‌ی زمین و همچنین پایش اضافه فشار حفره‌ای حین عملیات اجرایی نظیر خاکریزی، شمع‌کوبی و یا فعالیت‌های زیر بسیار مهم می‌باشد.

- تراز آب زیرزمینی و نوسانات آن
- پیش‌بارگذاری لایه‌های رسی
- کاوش‌های پایداری شیب
- احیای زمین
- احداث خاکریزی
- تراکم دینامیکی
- اندازه‌گیری فشار حفره‌ای پشت دیوار حایل و دیوارهای دیافراگمی
- ردیابی دبی و امتداد حرکت رگه‌های آلودگی

پیزومتر لوله‌ای ایستاده[4] که پیزومتر گازاگرانده نیز نامیده می‌شود، وسیله‌ی بسیار ساده‌ای است که در آن آب زیرزمینی در تراز مخصوصی درون آن بالا می‌رود و تراز آب پایش می‌شود (شکل ۴-۲- الف). ترازسنج آب[5] که ترازسنج[6] نامیده می‌شود، برای اندازه‌گیری سطح آب مورد استفاده قرار می‌گیرد (شکل ۴-۲- ب). عیب این دستگاه نیاز به زمان طولانی برای قرائت در خاک‌ها با نفوذپذیری کم و عدم امکان کنترل از راه دور[7] می‌باشد، در نتیجه عملکرد آن بصورت دستی است.

---

1 - Accuracy
2 - Precision
3 - Piezometer
4 - Standpipe Piezometer
5 - Water level Indicator
6 - Dipmeter
7 - Remote Control

Scanned with CamScanner



(الف) (ب) (پ)

شکل ۴-۲

(الف) پیزومتر لوله‌ای ایستاده، (ب) ترازسنج آب، (پ) پیزومتر سیم ارتعاشی

انواع دیگر پیزومتر وجود دارد که کارایی چندگانه دارند، نظیر سیم ارتعاشی[1] (شکل ۴-۲- پ)، پیزومترهای هوای فشرده[2]، هیدرولیکی[3] و کرنش‌سنجی[4]. این پیزومترها می‌توانند درون چاه گمانه نصب شده و یا در زمین دفن شوند. میان آن‌ها، پیزومتر سیم ارتعاشی بسیار معمول است. تاخیر زمانی آن‌ها قابل صرفنظر بوده و بسیار حساس هستند.

(ب) سلول فشارسنج خاک[5]

سلول فشارسنج خاک که سلول فشار کل خاک (TPC) نیز نامیده می‌شود، وسیله‌ای برای تعیین فشار کل خاک در محل نصب آن می‌باشد. از این ابزار در داخل خاک (زیر خاکریزها)، سطح جانبی دیوارهای حائل، سازه‌های مدفون، شمع‌ها و کالورت‌ها (زیرگذرها) استفاده می‌شود.



شکل ۴-۳- سلول فشارسنج خاک

1 - Vibrating Wire
2 - Pneumatic
3 - Hydraulic
4 - Strain Gauge
5 - Earth Pressure Cell

Scanned with CamScanner

برای اندازه‌گیری تغییرات فشار خاک، باید یک سری فشارسنج در محل‌های موردنظر نصب نمود. در شکل ۴-۳ سلول‌های فشارسنج هیدرولیکی که از ورا رسان‌های سیم مرتعش استفاده می‌کنند، نشان داده شده است[1]. قطر معمول این سلول‌ها ۲۰۰ تا ۳۰۰ میلیمتر است و فشارسنج‌های کوچکتر از دقت کافی برخوردار نمی‌باشد.

(پ) بارسنج[2] (نیروسنج)

بارسنج‌ها (نیروسنج‌ها) در اشکال مختلف یافت می‌شوند. از آنها برای اندازه‌گیری نیرو در آزمایش بارگذاری، و تعیین بارهای بهره‌برداری در سنگ‌دوزها[3]، خاک‌دوزها[4]، مهارهای کششی[5]، قیدهای فشاری[6] و شمع‌ها[7] استفاده می‌شود. آزمایش بارگذاری بدین ترتیب است که با استفاده از جک هیدرولیک نیرو به تدریج افزایش یافته و همراه با افزایش نیرو، کرنش و تغییرمکان مربوطه نیز اندازه‌گیری می‌شود. این اندازه‌گیری‌ها به کمک بارسنج برای اندازه‌گیری بار و LVDT برای اندازه‌گیری تغییرمکان انجام می‌شود. از بارسنج‌ها در آزمایش بارگذاری شمع نیز استفاده می‌شود. شکل ۴-۴، چیدمان[8] آزمایش بارگذاری را نشان می‌دهد که در آن جک بارگذاری، بارسنج و LVDT[9]ها مشخص است.



شکل ۴-۴- بارسنج و LVDTهای به کاررفته در آزمایش بارگذاری شمع

---

1 - Transducer (انتقال دهنده نیرو)
2 - Load Cell
3 - Rock Bolt
4 - Ground Anchor
5 - Tie Back
6 - Strut
7 - Piles
8 - Setup
9 - Linear Variable Differential Transformer (وسیله اندازه‌گیری تغییرمکان)

Scanned with CamScanner

(ت) شیب‌سنج[1]

شیب‌سنج لوله‌ای است که بصورت افقی یا قائم درون خاک نصب شده و نیشتر[2] (پروب)ی از داخل آن عبور داده می‌شود که قادر است زاویه (در نتیجه شیب) را در امتداد عمود بر محور پروب اندازه‌گیری نماید. بدین ترتیب شیب لوله و یا تغییرمکان جانبی و قائم آن اندازه‌گیری می‌شود. شکل ۴-۵ شیب‌سنجی را متشکل از لوله همراه با پروب و سیم متصل به پروب نشان می‌دهد. لوله شیب‌سنج را می‌توان درون خاک و یا متصل به جدار جانبی سازه نصب نمود. برای اندازه‌گیری میزان تغییرمکان در پایداری شیب‌ها، باید از یک سری شیب‌سنج استفاده نمود. به کمک شیب‌سنج افقی می‌توان نشست زیر فونداسیون‌ها را اندازه‌گیری نمود.

از شیب‌سنج می‌توان برای اندازه‌گیری نشست‌های درازمدت، پتانسیل خرابی و هشداردهنده شروع خرابی استفاده نمود. از این ابزار می‌توان در شیب‌ها، خاکریزها، نزدیک سپرها، دیوارهای دیافراگمی و یا در مجاورت عملیات تونل‌سازی استفاده نمود. وجود شیار در لوله‌ی شیب‌سنج حرکت مستقیم پروب را درون لوله تضمین می‌کند.

(ث) صفحات نشست‌سنج[3]

صفحه‌ی نشست وسیله‌ی ساده‌ای متشکل از صفحه افقی و میله‌ی قائم متصل به آن است. این وسیله در محلی که اندازه‌گیری نشست آن موردنظر است، نصب می‌شود (شکل ۴-۶). با استفاده از دوربین نقشه‌برداری، تراز راس لوله ثبت می‌شود که به کمک آن نشست صفحه اندازه‌گیری می‌شود. برای اندازه‌گیری تراز، وجود مرجع ثابت نقشه‌برداری ضروری است. از نشست‌سنج برای اندازه‌گیری نشست در خاکریزی‌ها و پیش‌بارگذاری استفاده می‌شود.

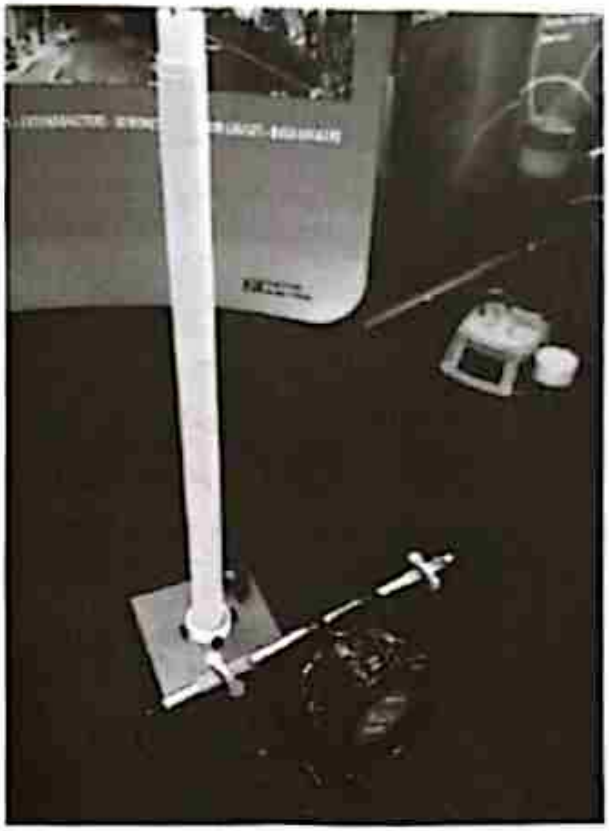
(ج) کرنش‌سنج[4]

از کرنش‌سنج‌ها برای اندازه‌گیری کرنش استفاده می‌شود (شکل ۴-۷). به کمک آن‌ها کرنش مهارهای کششی، کرنش طولی شمع‌ها، کرنش سطح سپرها، و دیوارهای حایل به دست می‌آید. شکل ۴-۷ کرنش‌سنج نصب شده روی نمونه‌ی استوانه‌ای سنگ را نشان می‌دهد که قرار است مورد آزمایش فشاری محدود نشده قرار گیرد. از این کرنش‌سنج‌ها قرار است برای اندازه‌گیری کرنش طولی و محیطی استفاده شود. با استفاده از نظریه‌های الاستیک می‌توان کرنش را به تنش تبدیل کرد.

---

1 - Inclinometer
2 - Probe
3 - Settlement Plates
4 - Strain Gauge

Scanned with CamScanner



شکل ۴-۵- شیب‌سنج



شکل ۴-۶- صفحه‌ی نشست‌سنج

Scanned with CamScanner



شکل ۴-۷- کرنش‌سنج



(الف) (ب)

شکل ۴-۸- (الف) ابزاربندی شمع، (ب) تحلیل‌گر کوبش شمع

سایر انواع ابزاردقیق

PDA:

شکل ۴-۸- الف ابزاربندی شمعی را نشان می‌دهد که قرار است حین کوبش، آزمایش PDA[1] روی آن صورت گیرد. امروزه پایش میدانی و راه دور (تحت شبکه[2]) شمع بسیار متداول شده است.

1 - Pile Driving Analyzer (تحلیل کوبش شمع)
2 - Web-based Monitoring

Scanned with CamScanner

شکل ۴-۸- ب وسیله‌ی قابل حملی را برای این منظور نشان می‌دهد. با استفاده از سیستم‌های تحت شبکه، می‌توان نتایج مربوط به شمع‌کوبی را از فاصله‌ی هزاران کیلومتر قرائت نمود.

دوران‌سنج[1]

دوران‌سنج‌ها برای پایش تغییر شیب یا دوران مورد استفاده قرار می‌گیرند. از آنها می‌توان برای سنجش دوران دیوارهای حایل، کوله‌های پل، شیب سنگ‌ها استفاده نمود.

درازش‌سنج[2]

از درازش‌سنج برای اندازه‌گیری تغییر در فاصله بین دو نقطه استفاده می‌شود.

دوربین‌های مداربسته[3]

از دوربین‌های مداربسته تحت شبکه می‌توان برای پایش دائمی نقاط پرخطر با ریسک بالا استفاده نمود.

۴-۵- طرح‌ریزی برنامه‌ی ابزاربندی

گام‌های کلیدی و عوامل تاثیرگذار در طرح‌ریزی ابزاربندی ژئوتکنیکی عبارتند از:

(الف) شرایط میدانی (سایت)

شناخت کافی از شرایط زمین، شامل زمین‌شناسی و مکانیسم‌های مورد انتظار که رفتار سازه را کنترل می‌کند، درک بهتری از مسئله مورد انتظار بوجود آورده و انتخاب نوع ابزار دقیق را تسهیل می‌کند.

(ب) هدف از ابزاربندی

کارفرما معمولاً هدف برنامه ابزاربندی را مشخص می‌کند. ابزاربندی می‌تواند مربوط به دوره‌ی طرح، اجرا و یا بهره‌برداری باشد. ابزاربندی می‌تواند برای کنترل‌های دوران ساخت، جمع‌آوری ادله برای منازعات حقوقی و یا موارد مذکور در بند ۴-۲ باشد.

(پ) تعریف متغیرهای پایش

برحسب ماهیت پروژه، پارامترهای بحرانی برای پایش در محل مشخص وجود دارد. با مقداری مخارج اضافی می‌توان پارامترهای تکمیلی را به منظور همبستگی با سایر پارامترها مورد پایش قرار داد.

---

1 - Tilt Meter
2 - Extensometer
3 - Web Cams

Scanned with CamScanner

(ت) پیش‌بینی رفتار

مهندس ژئوتکنیک طراحی ابزاربندی، باید انتظار خود را تعریف نماید. مهندس طراح به منظور حصول عملکرد مورد انتظار سازه می‌تواند از محاسبات پایه تا مدل‌سازی‌های عددی ماهرانه استفاده نماید. این اطلاعات به مهندس ژئوتکنیک طراح ابزاربندی به منظور تعیین پارامترهای مورد پایش کمک می‌نماید.

(ث) پلان ابزارهای یدکی

برای ابزارهایی که امکان انسداد و خرابی دارند و فرانت‌های آنها مهم است، باید یدک مناسب در پلان ابزاربندی دیده شود.

(ج) انتخاب ابزاردقیق

انتخاب ابزار باید براساس عوامل زیر باشد:

شرایط محیطی، عملکرد تجهیز (دقت، صحت، تفکیک و دامنه)، ثبت و نگهداری داده‌ها، عمر مفید و قیمت. تجهیز باید دارای استحکام، قابلیت اعتماد و توانایی عملکرد در دوره‌ی زمانی کار برحسب شرایط محیطی باشد (با دوام).

(چ) طرح‌ریزی جانمایی ابزاربندی

پلان جانمایی ابزار باید طوری باشد که تاثیر آن حداکثر باشد.

(خ) تهیه ابزار

خرید ابزار باید از سازندگان معتبر که تولیدات آن دارای سوابق خوبی از نظر عملکرد، دقت، واسنجی (کالیبراسیون)، مشخصات فنی و قیمت باشد، تهیه گردد.

(د) نصب ابزار

نصب ابزار باید در محل‌های مشخص شده در نقشه‌ها و طبق مشخصات فنی ارائه شده باشد.

(ذ) پایش

نتایج حاصل از پایش باید به دقت ثبت، تحلیل، تفسیر و گزارش شوند.

۴-۶- پروژه‌های متداول پایش

پک در سال ۱۹۶۹ اهمیت ابزاربندی و پایش را در مهندسی ژئوتکنیک در سه زمینه‌ی پژوهش، طراحی، اجرا و رفتارسنجی سازه و خاک مورد تاکید قرار داد. پروژه‌های ژئوتکنیکی که ابزاربندی آن مورد تاکید است عبارتند از:

- پایش نشست و فشار آب حفره‌ای در زیر خاکریز واقع بر رس نرم.

Scanned with CamScanner

- پایش بار و نشست شمع‌های درجا.
- پایش بار و تغییرشکل (درازش) مهارهای دیوار حایل و سپرها.
- پایش تغییرشکل جانبی جدار خاکبرداری بخصوص در مجاورت ساختمان.
- پایش ارتعاشات حین انفجار در مجاورت مناطق و ساختمان‌های مسکونی.
- پایش تغییرشکل سپرها.
- پایش تغییرشکل خاک در عملیات احداث تونل.

۴-۷- خلاصه

با پیچیده‌تر شدن پروژه‌های ژئوتکنیکی، اهمیت ابزاربندی و پایش بیشتر می‌شود. پایش و ابزاربندی در مراحل مختلف شناسایی، طراحی، اجرا و عملکرد سازه برای اندازه‌گیری تغییرشکل‌ها، نشست‌ها، بارها، فشار و کرنش‌ها برای دوره‌ی مشخصی مورد استفاده قرار می‌گیرد. برای اطمینان از عملکرد مناسب ابزارها، نیاز به طراحی دقیق، انتخاب مناسب ابزارها، ثبت و تحلیل داده‌ها می‌باشد.

فهرست مآخذ

Dunnicliff, J. (1993). *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*, Wiley-Interscience, New York.

Peck, R. B. (1969). "Advantages and Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics," 9th Rankine Lecture, *Geotechnique*, 19(2), 171–187.

Scanned with CamScanner

فصل پنجم

بهسازی خاک[1] و اصلاح زمین[2]

۵-۱- مقدمه

خاک طبیعی موجود در محل عملیات ساختمانی، همواره به طور کامل مناسب برای تحمل سازه‌ی موردنظر نیست. یک یا چند لایه‌ی خاک ممکن است مشکل‌ساز بوده و نیاز به بهسازی داشته باشد. به عنوان مثال در نهشته‌های دانه‌ای، خاک طبیعی ممکن است خیلی شل باشد و نشست الاستیک زیادی از خود نشان دهد. در چنین حالتی لازم است که قبل از احداث ساختمان، خاک متراکم شود تا وزن مخصوص و در نتیجه مقاومت برشی آن افزایش یابد.

گاهی مواقع لایه‌ی فوقانی خاک نامطلوب است و باید برداشته شده و با خاکی با کیفیت بهتر که شالوده برروی آن قابل احداث باشد، عوض گردد. خاکی که از آن به عنوان خاکریز استفاده می‌شود، برای رسیدن به استحکام کافی، باید متراکم شود. همچنین در مناطق پست برای افزایش ارتفاع زمین، خاکریزی و تراکم لازم می‌گردد.

زمانیکه خاک نامناسب در اعماق بیشتری از زمین واقع شده باشد، تعویض خاک یا تراکم آن تقریباً ناممکن است. در این حالت تکنیک‌های دیگری مانند تراکم ارتعاشی، زهکشی قائم، اختلاط عمیق و ستون‌های سنگی مورد استفاده قرار می‌گیرند.

گاهی مواقع در اعماق کم، به لایه‌های نرم و اشباع رس برخورد می‌شود. برحسب بار شالوده و ضخامت لایه‌ی رسی، ممکن است نشست‌های قابل توجهی در سازه به وجود آید. برای جلوگیری از چنین نشست‌هایی، لازم است تکنیک‌های خاصی برای بهبود وضعیت خاک به کار گرفته شود.

در این فصل به طور خلاصه تکنیک‌های مختلف برای بهبود کیفیت خاک به منظورهای زیر، مورد بحث قرار می‌گیرد:

۱- کاهش نشست سازه (سختی کم خاک)
۲- بهبود مقاومت برشی خاک و در نتیجه افزایش ظرفیت باربری آن
۳- افزایش ضریب اطمینان در مقابل لغزش شیروانی خاکریزها و سدهای خاکی
۴- کاهش خصوصیات جمع‌شدگی و تورم خاک

این فصل به ۷ بخش اصلی تقسیم می‌شود: (۱) تراکم[3]، (۲) تراکم ارتعاشی[4]، (۳) پیش‌تحکیمی[5]، (۴) زهکشی به وسیله‌ی چاه‌های ماسه‌ای[6]، (۵) تثبیت خاک با تزریق مواد افزودنی[7]، شامل تزریق برفشار

---

1 - Soil improvement
2 - Ground modification
3 - Compaction
4 - Vibroflotation
5 - Precompression
6 - Sand drain
7 - Soil stabilization by admixture

Scanned with CamScanner

(جت گروتینگ) و اختلاط عمیق، (۶) استفاده از ستون‌های سنگی[1] و ترانشه‌های پرشده به وسیله‌ی خاک‌های دانه‌ای[2] در رس‌های ضعیف و (۷) استفاده از ژئوگرید[3].

۵-۲- تراکم- اصول کلی

تراکم قدیمی‌ترین و ساده‌ترین تکنیک برای بهسازی زمین است. در صورتی که مقدار کمی آب به خاک اضافه شده و سپس با انرژی (کوشش) مشخصی متراکم شود، خاک تا وزن مخصوص خشک مشخصی متراکم خواهد شد. با افزایش تدریجی میزان رطوبت همان خاک و استفاده از انرژی تراکم یکسان، وزن مخصوص خشک خاک نیز افزایش پیدا خواهد کرد. این موضوع به علت آن است که آب نقش روان‌کننده در خاک بازی می‌کند و باعث می‌شود که دانه‌های خاک راحتتر روی یکدیگر بلغزند و به وضعیت متراکم‌تری برسند. افزایش وزن مخصوص خشک با افزایش میزان رطوبت، تا حد مشخصی امکان‌پذیر است و بعد از آن، افزایش بیشتر رطوبت، باعث کاهش وزن مخصوص خشک خاک خواهد شد. میزان رطوبتی که به ازای آن حداکثر وزن مخصوص خشک به دست می‌آید، **میزان رطوبت بهینه نامیده**[4] می‌شود. بهترین مشخصات ژئوتکنیکی خاک هنگامی حاصل می‌شود که تراکم در نزدیکی رطوبت بهینه انجام شود. این مشخصات از طریق انجام آزمایش‌های تراکم در آزمایشگاه بدست می‌آیند.

آزمایش‌های استاندارد آزمایشگاهی که برای تعیین حداکثر وزن مخصوص خشک و تعیین میزان رطوبت بهینه برای خاک‌های مختلف مورد استفاده قرار می‌گیرند، عبارتنداز:

(الف) آزمایش پروکتور استاندارد (ASTM D-698)

(ب) آزمایش پروکتور اصلاح شده (ASTM D-1557)

هر دو آزمایش در قالبی به حجم $0.944\times10^{-3}\ m^3$ انجام می‌شوند. در آزمایش اول، جرم چکش تراکم ۲/۴۹ کیلوگرم و ارتفاع سقوط آن ۳۰۵ میلیمتر (۱۲ اینچ) و در آزمایش دوم جرم چکش تراکم ۴/۵۴ کیلوگرم و ارتفاع سقوط آن ۴۵۷ میلیمتر (۱۸ اینچ) می‌باشد. در هر دو آزمایش خاک در لایه‌های متعدد به کمک سقوط آزاد چکش تراکم، متراکم می‌شود. برای تعیین میزان رطوبت بهینه، خاک با رطوبت‌های مختلف متراکم شده و در انتها، وزن مخصوص خشک γ_d اندازه‌گیری می‌شود. با رسم نمودار γ_d در مقابل درصد میزان رطوبت $\omega(\%)$، حداکثر وزن مخصوص خشک و میزان رطوبت بهینه تعیین می‌شود. در جداول ۵-۱ و ۵-۲ مشخصات هر دو آزمایش پروکتور ارائه شده است.

شکل ۵-۱، نمودار تغییرات γ_d را در مقابل $\omega(\%)$ برای لای رس‌دار نشان می‌دهد که از آزمایش پروکتور اصلاح شده به دست آمده است. از این شکل، مشاهدات زیر قابل نتیجه‌گیری است:

۱- حداکثر وزن مخصوص خشک و میزان رطوبت بهینه، بستگی به میزان انرژی تراکم دارند.

۲- هر چه انرژی تراکم بیشتر باشد، حداکثر وزن مخصوص خشک نیز بیشتر خواهد شد.

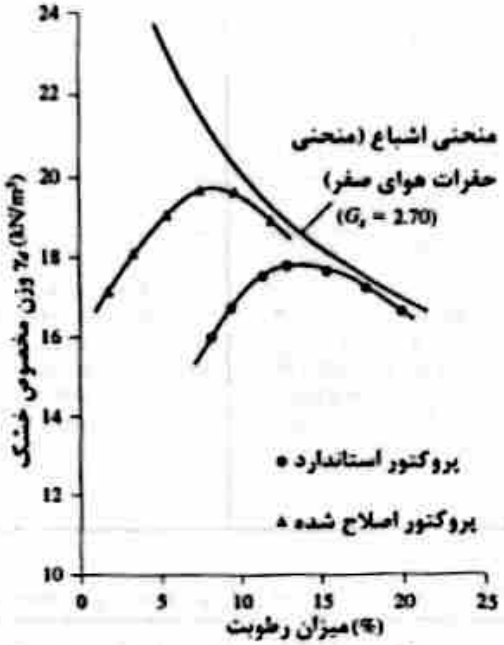
۳- هر چه انرژی تراکم بیشتر باشد، میزان رطوبت بهینه کوچکتر خواهد شد.

---

1 - Stone column
2 - Granular trenches
3 - Geogrid
4 - Optimum moisture content

Scanned with CamScanner

۴- هیچ قسمت از منحنی تراکم نمی‌تواند در سمت راست منحنی اشباع (منحنی حفرات هوای صفر)[1] قرار گیرد. وزن مخصوص خشک در حالت اشباع (γ_{zav}) ، برای میزان رطوبت مشخص، حداکثر تئوریک γ_d می‌باشد و بدان مفهوم است که تمام فضای حفرات توسط آب پر شده است.



شکل ۵-۱- منحنی تراکم پروکتور استاندارد و اصلاح شده برای لای رس‌دار

وزن مخصوص خشک حالت اشباع از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$\gamma_{zav} = \frac{\gamma_w}{\frac{1}{G_s} + \omega} \qquad (۱-۵)$$

که در آن:

γ_w = وزن مخصوص آب

G_s = چگالی دانه‌ها

ω = میزان رطوبت

۵- مقدار وزن مخصوص خشک حداکثر و میزان رطوبت بهینه‌ی نظیر، برای خاک‌های مختلف متفاوت است.

با استفاده از نتایج آزمایشگاهی تراکم (γ_d در مقابل ω)، می‌توان مشخصات فنی تراکم خاک را در کارگاه مشخص کرد.

---

1 - Zero air- void curve

Scanned with CamScanner

جدول ۵-۱- مشخصات فنی آزمایش پروکتور استاندارد (بر پایه‌ی ASTM-D 698)

ردیف	روش A	روش B	روش C
Diameter of mold	101.6 mm	101.6 mm	152.4 mm
Volume of mold	944 cm^3	944 cm^3	2124 cm^3
Mass (weight) of hammer	2.5 kg	2.5 kg	2.5 kg
Height of hammer drop	304.8 mm	304.8 mm	304.8 mm
Number of hammer blows per layer of soil	25	25	56
Number of layers of compaction	3	3	3
Energy of compaction	600 kN.m/m^3	600 kN.m/m^3	600 kN.m/m^3
Soil to be used	Portion passing No. 4 (4.75-mm) sieve. May be used if 20% *or less* by weight of material is retained on No. 4 sieve	Portion passing 9.5-mm sieve. May be used if soil retained on No. 4 sieve *is more than* 20% and 20% *or less* by weight is retained on 9.5-mm sieve.	Portion passing 19.0-mm sieve. May be used if *more than* 20% by weight of material is retained on 9.5 mm sieve and *less than* 30% by weight is retained on 19.00-mm sieve.

جدول ۵-۲- مشخصات فنی آزمایش پروکتور اصلاح شده (بر پایه‌ی ASTM-D1557)

ردیف	روش A	روش B	روش C
Diameter of mold	101.6 mm	101.6 mm	152.4 mm
Volume of mold	944 cm^3	944 cm^3	2124 cm^3
Mass (weight) of hammer	4.54 kg	4.54 kg	4.54 kg
Height of hammer drop	457.2 mm	457.2 mm	457.2 mm
Number of hammer blows per layer of soil	25	25	56
Number of layers of compaction	5	5	5
Energy of compaction	2700 kN.m/m^3	2700 kN.m/m^3	2700 kN.m/m^3
Soil to be used	Portion passing No. 4 (4.75-mm) sieve. May be used if 20% *or less* by weight of material is retained on No. 4 sieve	Portion passing 9.5-mm sieve. May be used if soil retained on No. 4 sieve *is more than* 20% and 20% *or less* by weight is retained on 9.5-mm sieve.	Portion passing 19.0-mm sieve. May be used if *more than* 20% by weight of material is retained on 9.5 mm sieve and *less than* 30% by weight is retained on 19.00-mm sieve.

Scanned with CamScanner

در جدول زیر برخی از ملزومات نمونه که توسط U.S Navy (1982) و هوسمان (۱۹۹۰) پیشنهاد شده است به صورت خلاصه ارائه شده است.

Fill used for	% of $\gamma_{d\,max}$ from modified Proctor	Moisture content range about optimum (%)
Roads:	90–105*	−2 to +2
Depth of 0–0.5 m	90–95*	−2 to +2
Depth > 0.5 m		
Small earth dam	90–95	−1 to +3
Large earth dam	95	−1 to +2
Railway embankment	95	−2 to +2
Foundation for structure	95	−2 to +2
Backfill behind walls/trenches	90	−2 to +2
Canal linings of clays	90	−2 to +2
Drainage blanket or filter	90	Thoroughly wet

*Depending on soil type, traffic, and function of the layer

در اکثر حالات، از پیمانکار خواسته می‌شود که به تراکمی در حدود ۹۰ درصد (یا بیشتر) تراکم آزمایشگاهی برسد. میزان تراکم[1] (RC) طبق رابطه‌ی زیر تعریف می‌شود:

$$RC = \frac{\gamma_{d(field)}}{\gamma_{d(max)}} \qquad (۲-۵)$$

در فصل ۲ مفهوم تراکم نسبی[2] (برای تراکم خاک‌های دانه‌ای) طبق رابطه‌ی زیر تعریف شد:

$$D_r = \left[\frac{\gamma_d - \gamma_{d(min)}}{\gamma_{d(max)} - \gamma_{d(min)}}\right]\frac{\gamma_{d(max)}}{\gamma_d}$$

که در آن:

D_r = تراکم نسبی

γ_d = وزن مخصوص خشک تراکم در کارگاه

$\gamma_{d(max)}$ = وزن مخصوص خشک حداکثر به دست آمده در آزمایشگاه

$\gamma_{d(min)}$ = وزن مخصوص خشک حداقل به دست آمده در آزمایشگاه

در تراکم خاک‌های دانه‌ای در کارگاه، درجه‌ی تراکم اغلب براساس تراکم نسبی بیان می‌شود. مقایسه‌ی میزان تراکم و تراکم نسبی نشان می‌دهد که:

$$RC = \frac{A}{1 - D_r(1 - A)} \qquad (۳-۵)$$

که در آن:

$$A = \frac{\gamma_{d(min)}}{\gamma_{d(max)}}$$

1 - Relative compaction
2 - Relative density

Scanned with CamScanner

۵-۳- روابط تجربی برای تراکم

مهندسین ژئوتکنیک ماهر، با معاینه‌ی خاک مرطوب بین انگشتان می‌توانند تخمینی از رطوبت بهینه داشته باشند. برای رس‌ها، میزان رطوبت بهینه براساس آزمایش پروکتور استاندارد چیزی حدود ۲ تا ۴ درصد کمتر از حد خمیری است که برای رس‌های خمیری (پلاستیک) در انتهای پایینی محدوده قرار دارد. در ماسه‌ها، میزان رطوبت بهینه بطور تقریبی کمترین میزان رطوبتی است که در آن قطره‌ای آب در اثر فشردن نمونه خارج می‌شود. در خاک‌های ریزدانه تحت آزمایش پروکتور استاندارد، رطوبت بهینه حدود ۸۰ تا ۸۵ درصد درجه‌ی اشباع است. وقتی تحت رطوبت بهینه متراکم شوند، رطوبت بهینه به ۹۰ تا ۹۵ درصد درجه‌ی اشباع می‌رسد. اختلاف میزان رطوبت بهینه و حداکثر دانسیته‌ی خشک[1] (تراکم) بین آزمایش پروکتور استاندارد و اصلاح شده بیشتر برای خاک‌های رسی است تا ماسه‌ای. حداکثر دانسیته‌ی خشک (وزن مخصوص خشک) در آزمایش پروکتور استاندارد، در حدود ۸۵ تا ۹۷ درصد آزمایش پروکتور اصلاح شده است. میزان رطوبت بهینه تحت آزمایش پروکتور اصلاح شده حدود ۲ تا ۵ درصد کمتر از مقدار مشابه در آزمایش پروکتور استاندارد است (هوسمان ۱۹۹۰).

عمر[2] و همکاران نتایج آزمایش پروکتور اصلاح شده را روی ۳۱۱ نمونه‌ی منتشر کردند. از میان آنها، ۴۵ نمونه خاک‌های شنی (GP، GP-GM، GW، GW-GM و GM)، ۲۶۴ نمونه خاک‌های ماسه‌ای (SP، SP-SM، SW، SW-SM، SC، SC-SM و SM) و دوتای آنها رس با پلاستیسیته‌ی (خمیری) کم بودند. تمام آزمایش‌های تراکم با استفاده از روش C استاندارد ASTM-1557 به منظور اجتناب از اصلاح برای درشت‌دانه‌ها بودند. بر پایه‌ی این آزمایش‌ها، روابط همبستگی زیر حاصل شد:

$$\rho_{d(max)}(kg/m^3) = \left[4{,}804{,}574G_s - 195.55(LL)^2 + 156.971(R\#4)^{0.5} - 9{,}527{,}830\right]^{0.5} \quad (۴-۵)$$

$$\ln(\omega_{opt}) = 1.195\times10^{-4}(LL)^2 - 1.964G_s - 6.617\times10^{-5}(R\#4) + 7.651 \quad (۵-۵)$$

که در آن:

$\rho_{d(max)}$ = حداکثر جرم مخصوص (دانسیته) خشک

ω_{opt} = میزان رطوبت بهینه

G_s = چگالی دانه‌ها

LL = حدمایع برحسب درصد

$R\#4$ = درصد مانده روی الک نمره ۴ (روزنه‌ی ۴/۷۵ میلیمتر)

روابط ۵-۴ و ۵-۵ از آن جهت شامل حدمایع هستند که خاک‌های مورد مطالعه شامل ماسه‌ی لای‌دار و رس‌دار می‌باشند. برای خاک‌های دانه‌ای با کمتر از ۱۲ درصد ریزدانه (عبوری از الک ۲۰۰)، تراکم نسبی

---

1 - Dry density
2 - Omar

Scanned with CamScanner

(دانسیته‌ی نسبی) معیار مناسب‌تری می‌باشد. بر پایه ۵۵ آزمایش روی ماسه‌ی تمیز (کمتر از ۵ درصد عبوری از الک ۲۰۰)، پاترا و همکاران (۲۰۱۰)، روابط زیر را پیشنهاد نمودند.

$$D_r = AD_{50}^{-B} \quad (۶-۵)$$

$$A = 0.216\ell nE - 0.850 \quad (۷-۵)$$

$$B = -0.03\ell nE + 0.306 \quad (۸-۵)$$

که در آن:

D_r = تراکم نسبی حداکثر

$E\left(kN.m/m^3\right)$ = انرژی تراکم

D_{50} = متوسط اندازه‌ی ذرات

گورتوک و سیریدهاران (۲۰۰۴)، روابط زیر را برای رطوبت بهینه و حداکثر وزن مخصوص خشک برحسب حد خمیری (PL) برای خاک‌های چسبنده (رسی) ارائه دادند.

$$\omega_{opt}(\%) = \left[1.95 - 0.38\left(\log E\right)\right](PL) \quad (۹-۵)$$

$$\gamma_{d(max)}\left(kN/m^3\right) = 22.68e^{-0.0183\omega_{opt}(\%)} \quad (۱۰-۵)$$

که در آن:

PL = حد خمیری (٪)

E = انرژی تراکم $\left(kN.m/m^3\right)$

$E = 2700\ kN.m/m^3$ (برای پروکتور اصلاح شده)

بنابراین:

$$\omega_{opt}(\%) \approx 0.65(PL)$$

و

$$\gamma_{d(max)}(kN/m^3) = 22.68e^{-0.012(PL)}$$

عثمان و همکاران (۲۰۰۸) بر پایه‌ی نتایج آزمایش‌های تراکم انجام شده روی خاک‌های ریزدانه (چسبنده) روابط همبستگی زیر را ارائه نمودند.

$$\omega_{opt}(\%) = \left(1.99 - 0.165LnE\right)(PI) \quad (۱۱-۵)$$

$$\gamma_{d(max)} = L - M\omega_{opt} \quad (۱۲-۵)$$

که در آن:

$$L = 14.34 + 1.195LnE \quad (۱۳-۵)$$

$$M = -0.19 + 0.073LnE \quad (۱۴-۵)$$

ω_{opt} = میزان رطوبت بهینه (٪)

PI = نشانه‌ی خمیری (درصد)

Scanned with CamScanner

$\gamma_{d(max)}$ = وزن مخصوص خشک حداکثر (kN/m^3)

E = انرژی تراکم ($kN.m/m^3$)

متو و همکاران (۲۰۰۹) بر پایه تحلیل ۷۱ نتیجه‌ی آزمایش روی خاک‌های ریزدانه روابط زیر را برای میزان رطوبت بهینه و وزن مخصوص خشک حداکثر برای آزمایش پروکتور اصلاح شده ارائه نمودند. ($E = 2700\ kN.m/m^3$)

$$\omega_{opt}(\%) = -0.86(LL) + 3.04\left(\frac{LL}{G_s}\right) + 2.2 \qquad (۱۵-۵)$$

و

$$\gamma_{d(max)}(kN/m^3) = 40.316\left(\omega_{opt}^{-0.295}\right)\left(PI^{0.032}\right) - 2.4 \qquad (۱۶-۵)$$

که در آن:

LL = حد مایع (٪)

PI = نشانه‌ی خمیری (٪)

G_s = چگالی دانه‌ها

مثال ۵-۱:

برای خاک دانه‌ای اطلاعات زیر در دست است:

- $G_s = 2.6$
- حد مایع برای عبوری از الک نمره ۴۰ مساوی ۲۰
- درصد عبوری از الک نمره ۴ مساوی ۲۰

با استفاده از روابط ۵-۴ و ۵-۵ مطلوبست تعیین حداکثر وزن مخصوص خشک و میزان رطوبت بهینه برپایه‌ی آزمایش پروکتور اصلاح شده.

حل:

از رابطه‌ی ۵-۴ داریم:

$$\rho_{d(max)}(kg/m^3) = \left[4{,}804{,}574G_s - 195.55(LL)^2 + 156{,}971(R\#4)^{0.5} - 9{,}527{,}830\right]^{-0.5}$$

$$= \left[4{,}804{,}574(2.6) - 195.55(20)^2 + 156{,}971(20)^{0.5} - 9{,}527{,}830\right]^{-0.5}$$

$$= 1894\ kg/m^3$$

از رابطه‌ی ۵-۵ داریم:

$$Ln(\omega_{opt}) = 1.195\times10^{-4}(LL)^2 - 1.964G_s - 6.617\times10^{-5}(R\#4) + 7.651$$

$$= 1.195\times10^{-4}(20)^2 - 1.964(2.6) - 6.617\times10^{-5}(20) + 7.651$$

$$= 2.591$$

$$\omega_{opt} = 13.35\%$$

Scanned with CamScanner

مثال ۵-۲

برای خاکی با ۴ درصدعبوری ازالک ۲۰۰، مطلوبست تعیین حداکثر تراکم نسبی با فرض استفاده از آزمایش پروکتور اصلاح شده. داریم: $D_{50} = 1.4\ mm$

حل:

برای پروکتور اصلاح شده $E = 2700\ kN.m/m^3$ است.

از رابطه‌ی ۵-۷: $A = 0.216LnE - 0.850 = (0.216)(Ln2700) - 0.850 = 0.857$

از رابطه‌ی ۵-۸: $B = -0.03LnE + 0.306 = -(0.03)(Ln2700) + 0.306 = 0.069$

ازرابطه‌ی ۵-۶: $D_r = AD_{50}^{-B} = (0.857)(1.4)^{-0.069} = 0.837 = 83.7\%$

مثال ۵-۳

برای خاک رس لای‌دار $LL = 43$ و $PL = 18$ می‌باشد. مطلوبست تخمین وزن مخصوص خشک حداکثر با استفاده از آزمایش پروکتور اصلاح شده. از رابطه‌ی ۵-۱۲ استفاده کنید.

حل:

برای آزمایش پروکتور اصلاح شده $E = 2700\ kN.m/m^3$ می‌باشد. از روابط ۵-۱۳ و ۵-۱۴ داریم:

$$L = 14.34 + 1.195LnE = 14.34 + 1.195Ln(2700) = 23.78$$

$$M = -0.19 + 0.073LnE = -0.19 + 0.073Ln(2700) = 0.387$$

از رابطه‌ی ۵-۱۱ داریم:

$$\omega_{opt}(\%) = (1.99 - 0.165LnE)(PI)$$
$$= [1.99 - 0.165Ln(2700)](43 - 18)$$
$$= 17.16\%$$

از رابطه ۵-۱۲ می‌توان نوشت:

$$\gamma_{d(max)} = L - M\omega_{opt} = 23.78 - (0.387)(17.16) = 17.14\ kN/m^3$$

۵-۴- تراکم کارگاهی

روش عادی برای تراکم کارگاهی استفاده از غلتک است. انواع متداول غلتک به قرار زیر می‌باشند:

۱- غلتک چرخ استوانه‌ای صاف
۲- غلتک چرخ لاستیکی
۳- غلتک پاچه‌بزی
۴- غلتک ارتعاشی

شکل ۵-۲ غلتک چرخ استوانه‌ای صافی را نشان می‌دهد که قادر به تولید ارتعاش قائم در حین حرکت است. غلتک چرخ استوانه‌ای صاف برای غلتک زدن بستر و پرداخت خاکریزهای ماسه‌ای و رسی مناسب است. پوشش آن ۱۰۰ درصد و فشار تماس آن بین ۳۰۰ تا ۴۰۰ کیلونیوتن برمترمربع می‌باشد. در لایه‌های ضخیم، این نوع غلتک قادر به تولید وزن مخصوص تراکم یکنواخت نیست.

Scanned with CamScanner

غلتک‌های چرخ‌لاستیکی[1] (شکل ۵-۳) از خیلی لحاظ بهتر از غلتک‌های چرخ استوانه‌ای صاف می‌باشند. این غلتک‌ها متشکل از اتاقک خیلی سنگین (تا ۲۰۰۰ کیلونیوتن) و محورهای متعدد چرخ می‌باشند. در هر محور ۴ تا ۶ چرخ به فواصل نزدیک قرار دارند. فشار زیر چرخ‌ها حدود ۶۰۰ تا ۷۰۰ کیلونیوتن برمترمربع و پوشش چرخ‌ها حدود ۷۰ تا ۸۰ درصد می‌باشد. از غلتک‌های چرخ لاستیکی می‌توان برای تراکم خاک‌های ماسه‌ای و رسی استفاده نمود. تراکم خاک به وسیله‌ی غلتک‌های چرخ لاستیکی به علت ترکیب دو عمل فشار و ورز دادن می‌باشد.



شکل ۵-۲- غلتک چرخ استوانه‌ای صاف ارتعاشی



شکل ۵-۳- غلتک چرخ لاستیکی

1 - Pneumatic rubber- tired roller

Scanned with CamScanner

غلتک‌های پاچه‌بزی[1] (شکل ۵-۴) متشکل از چرخ‌های استوانه‌ای با برجستگی‌های[2] بزرگ در روی آن می‌باشند. سطح مقطع هر کدام از برجستگی‌ها در حدود ۲۵ تا ۹۰ سانتیمترمربع می‌باشد. این غلتک‌ها در تراکم خاک‌های رسی، موثرترین می‌باشند. فشار تماس در زیر برجستگی‌ها در حدود ۱۵۰۰ تا ۷۵۰۰ کیلونیوتن برمترمربع می‌باشد. حین تراکم کارگاهی، عبورهای اولیه، قسمت تحتانی لایه و عبورهای بعدی، قسمت‌های فوقانی را متراکم می‌نمایند.

غلتک‌های ارتعاشی (لرزنده) در تراکم خاک‌های دانه‌ای موثر می‌باشند. مرتعش‌کننده‌ها را می‌توان به غلتک‌های چرخ استوانه‌ای، چرخ لاستیکی و یا پاچه‌بزی نصب کرد تا امواج تراکم به لایه‌ی خاک تحت تراکم فرستاده شود. اشکال ۵-۲ و ۵-۴ به ترتیب غلتک چرخ استوانه‌ای و غلتک پاچه‌بزی ارتعاشی (لرزنده) را نشان می‌دهند.

در حالت کلی، تراکم کارگاهی بستگی به عوامل متعددی نظیر نوع غلتک، نوع خاک، میزان رطوبت، ضخامت لایه، سرعت عبور غلتک، و تعداد عبور غلتک دارد. شکل ۵-۵- الف تغییرات وزن مخصوص خشک تراکم رس سنگین را برحسب تعداد عبور غلتک چرخ لاستیکی نشان می‌دهد.



شکل ۵-۴- غلتک پاچه‌بزی ارتعاشی (لرزنده)

در جدول زیر متغیرهای سه نمودار شکل ۵-۵- الف نشان داده شده است.

شکل ۵-۵- ب نشان دهنده‌ی تغییرات وزن مخصوص تراکم برحسب عمق، برای خاک ماسه‌ای موجود در تپه‌های ماسه‌ای (تلماسه) می‌باشد که به وسیله‌ی غلتک چرخ استوانه‌ای ارتعاشی (لرزنده) متراکم شده است. وزن غلتک مورد استفاده برای این تراکم ۵۵/۷ کیلونیوتن و قطر استوانه ۱/۱۹ متر می‌باشد.

---

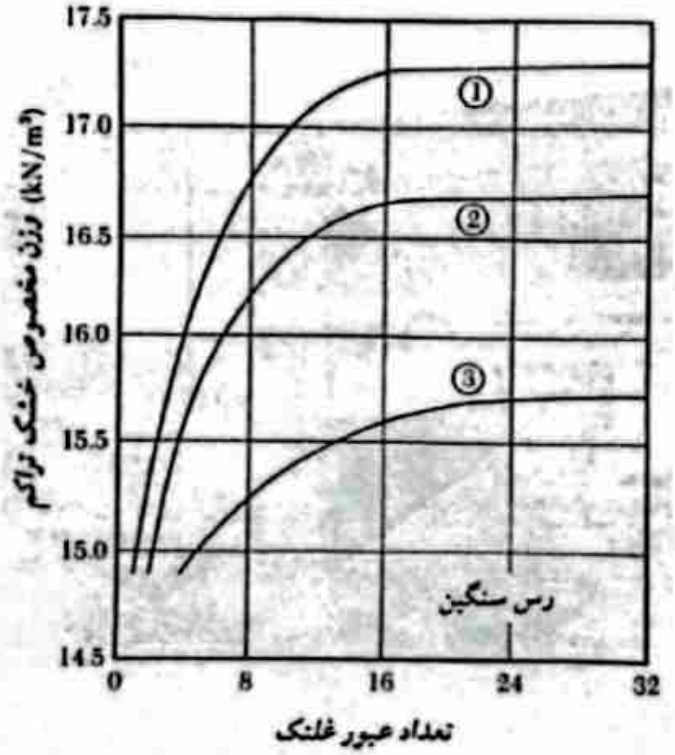
1 - Sheepsfoot rollers

۲- به این برجستگی، گلمیخ می‌گویند.

Scanned with CamScanner

جدول ۵-۳- جزئیات متغیرهای نمودارهای شکل ۵-۵- الف

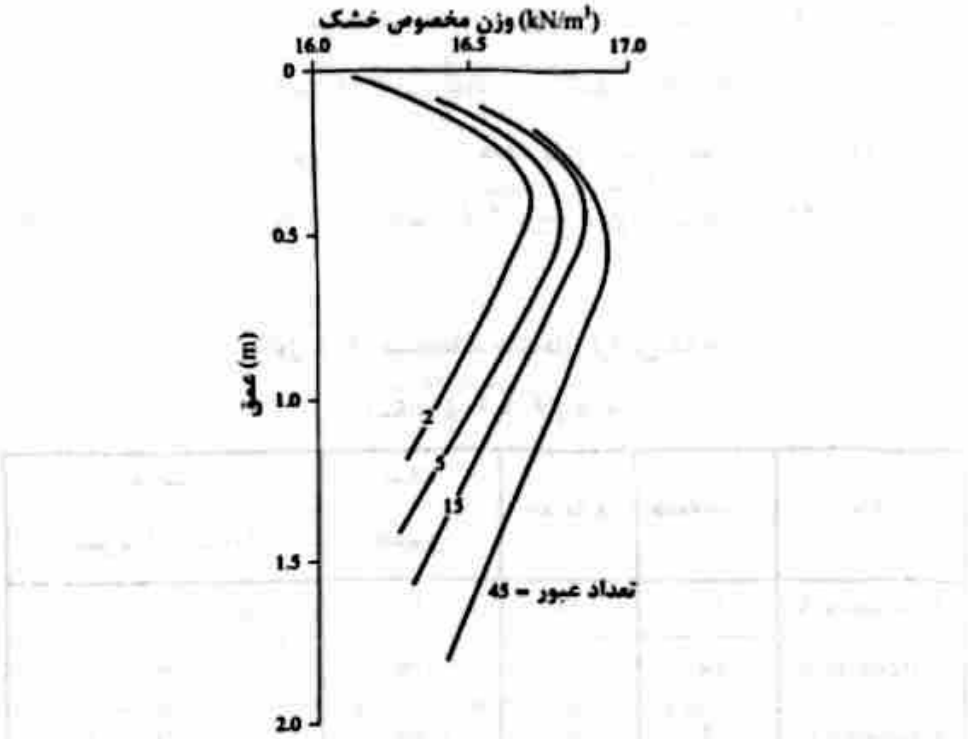
شماره‌ی منحنی	1	2	3
(٪) میزان رطوبت	19.0	20.0	24.0
(٪) میزان رطوبت بهینه در آزمایش پروکتور استاندارد	22.8	22.8	22.8
(kN) وزن غلتک	416.0	416.0	120.0
(kN) بار چرخ	99.6	49.8	13.3
(kN/m^2) فشار چرخ	966.0	621.0	248.4
(mm) ضخامت لایه در حالت شل	305.0	305.0	229.0



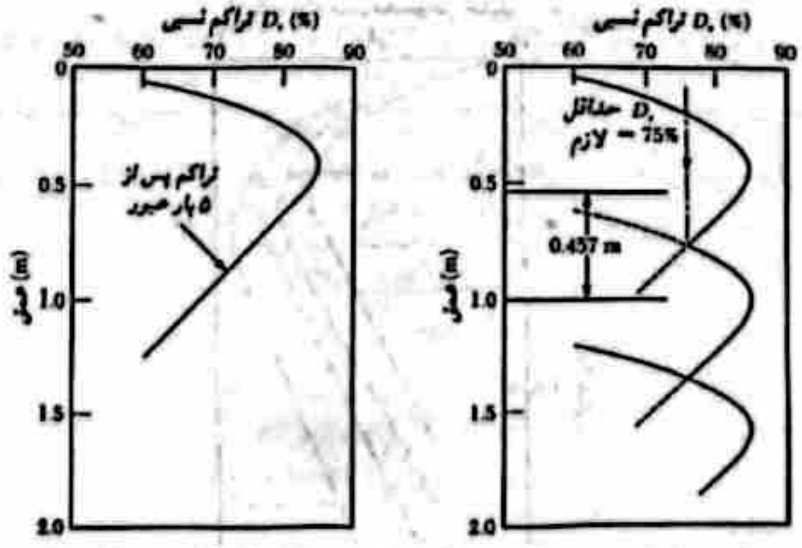
شکل ۵-۵- الف- ارتباط بین وزن مخصوص خشک تراکم برای ضخامت ۱۵۰ میلیمتری فوقانی خاک و تعداد عبور غلتک چرخ لاستیکی

ضخامت لایه‌ی خاک نیز ۲/۴۴ متر انتخاب شده است. مطالعه‌ی منحنی‌های تراکم شکل ۵-۵- ب نشان می‌دهد که در هر عمق، با افزایش تعداد عبور غلتک، وزن مخصوص خشک افزایش می‌یابد. لیکن پس از ۱۵ بار عبور، سرعت افزایش وزن مخصوص خشک کاهش می‌یابد. نکته‌ی قابل توجه دیگر در شکل ۵-۵- ب، تغییرات وزن مخصوص با عمق در هر منحنی می‌باشد. این منحنی‌ها نشان می‌دهند که وزن مخصوص خشک و در نتیجه تراکم نسبی D_r در حدود عمق ۰/۵ متر به حداکثر می‌رسد و با کاهش و یا افزایش عمق نسبت به این عمق، مقدار وزن مخصوص خشک کاهش می‌یابد. علت کاهش وزن مخصوص خشک در اعماق

کوچکتر از ۰/۵ متر، فقدان فشار محدودکننده در این اعماق می‌باشد. با داشتن منحنی‌هایی شبیه به منحنی شکل ۵-۵- ب، می‌توان ضخامت هر لایه خاک را در تراکم کارگاهی تعیین نمود. روش کار در شکل ۵-۵- پ نشان داده شده است (اپولونیا، و ویتمن- ۱۹۶۹)



شکل ۵-۵- ب- تغییرات وزن مخصوص خشک با عمق برای لایه‌ای به ضخامت ۲/۴۴ متر



شکل ۵-۵- پ- روشی برای تعیین ضخامت هر لایه خاک در تراکم کارگاهی، حداقل تراکم نسبی مورد نیاز پس از تراکم، ۷۵ درصد می‌باشد.

۵-۵- کنترل تراکم رس

رس متراکم معمولاً به عنوان لایه‌ی نفوذناپذیر (ناتراوا) در هسته‌ی سدهای خاکی، لایه‌ی نفوذناپذیر (ناتراوا) در مخازن و دریاچه‌های مصنوعی، روکش خاکریزها مورد استفاده قرار می‌گیرد. چون دیدگاه اصلی در استفاده از این لایه‌ها، ناترواپی است، ضریب نفوذپذیری (ضریب هدایت هیدرولیکی) k عامل کنترل کننده‌ی این لایه‌هاست. معمولاً هدف این است که ضریب نفوذپذیری کمتر از 10^{-7} cm/sec باشد. در صورتیکه با حداقل درجه اشباع به تراکم مطلوب برسیم، این هدف قابل حصول است. این موضوع را می‌توان با مشخصه‌های تراکم سه خاک تشریح شده در جدول ۵-۴ شرح داد (اوتمن و لوتیج ۱۹۹۴).

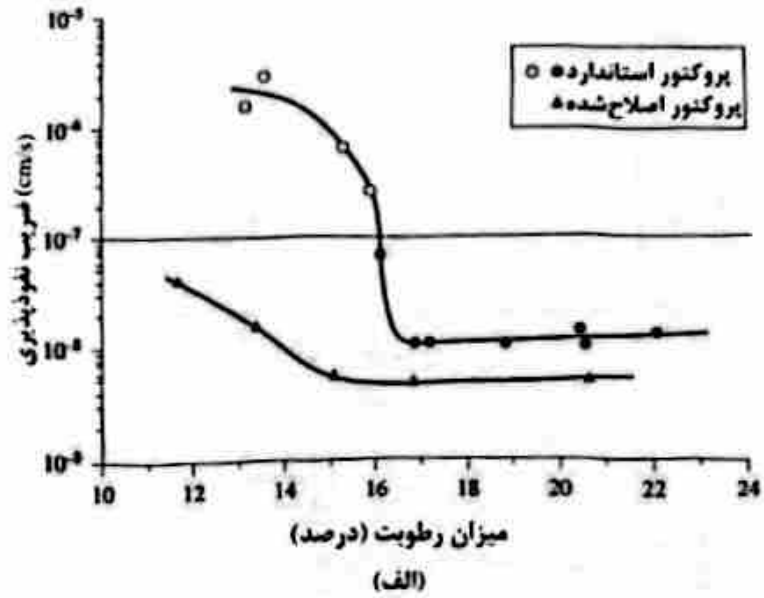
جدول ۵-۴- مشخصات خاک‌های گزارش شده

در اشکال ۵-۶، ۵-۷ و ۵-۸

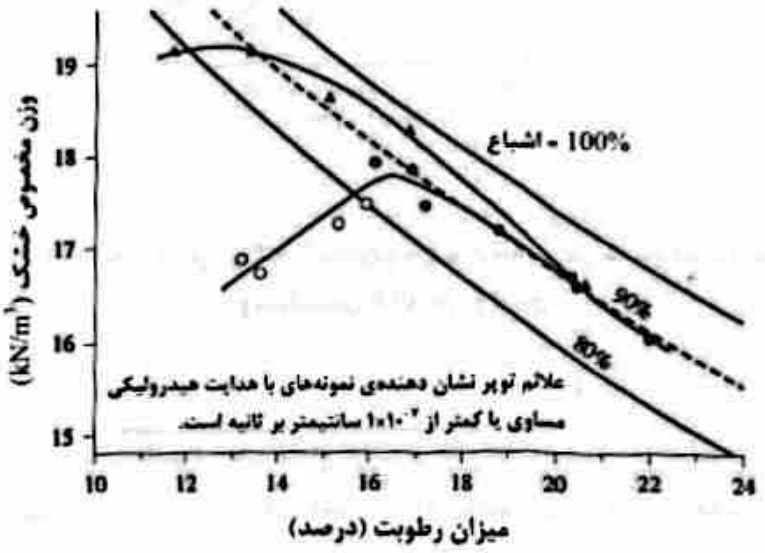
خاک	طبقه‌بندی	حد مایع	نشانه خمیری	درصد عبوری از الک ۲۰۰
Wisconsin A	CL	34	16	85
Wisconsin B	CL	42	19	99
Wisconsin C	CH	84	60	71

اشکال ۵-۶، ۵-۷ و ۵-۸ نشان دهنده‌ی نتایج آزمایش پروکتور استاندارد و اصلاح شده و ضریب نفوذپذیری نمونه‌های متراکم شده می‌باشد. نقاط توپر نشان دهنده نمونه‌هایی با ضریب نفوذپذیری مساوی و کمتر از 10^{-7} cm/s می‌باشد. مطالعه اشکال نشان می‌دهد که نقاط توپر به موازات منحنی اشباع قرار می‌گیرند.

Scanned with CamScanner

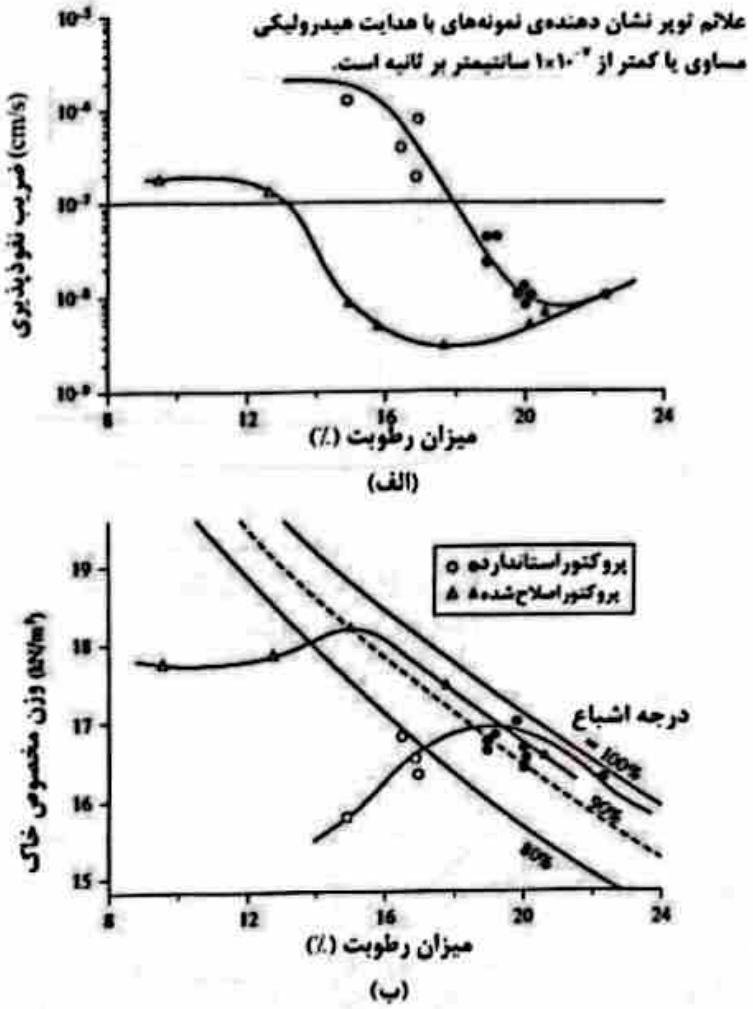


(الف)



(ب)

شکل ۵-۶- نتایج آزمایش پروکتور استاندارد و اصلاح شده و ضرایب نفوذپذیری خاک وسیکانسین A
(اوتمان و لوتیج)

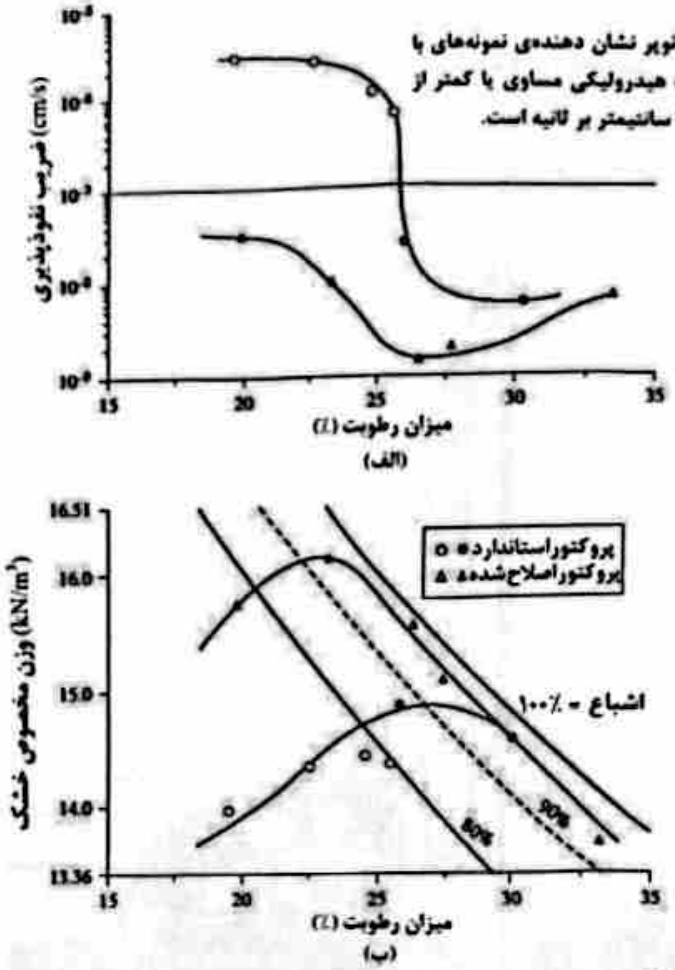


شکل ۵-۷- نتایج آزمایش پروکتور استاندارد و اصلاح شده و ضریب نفوذپذیری برای خاک ویسکانسین B (اوتمان و لوتیج)

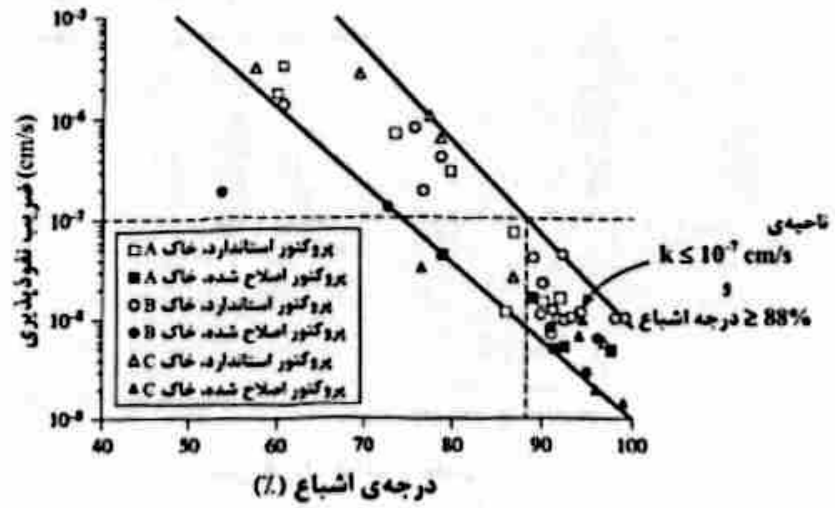
شکل ۵-۹ نشان دهنده‌ی تاثیر درجه‌ی اشباع تراکم بر ضریب نفوذپذیری می‌باشد. از این شکل مشاهده می‌شود اگر در نظر باشد ضریب نفوذپذیری کمتر از $۱۰^{-۷}$ سانتیمتر بر ثانیه باشد، خاک باید با درجه اشباع حداقل ۸۸ درصد متراکم شود.

در انجام عملیات تراکم کارگاهی، با خاک‌ها با ترکیبات مختلف روبرو می‌شویم. مختصر تغییری در مقدار ریزدانه‌ها، مقدار ضریب نفوذپذیری را تغییر می‌دهد. در نتیجه با در نظر گرفتن امکان برخورد با خاک‌های مختلف در سایت، روش ارائه شده می‌تواند در انتخاب معیار حداقل درجه‌ی اشباع برای تراکم لایه‌های نفوذناپذیر (ناتروا) کمک کند.

Scanned with CamScanner



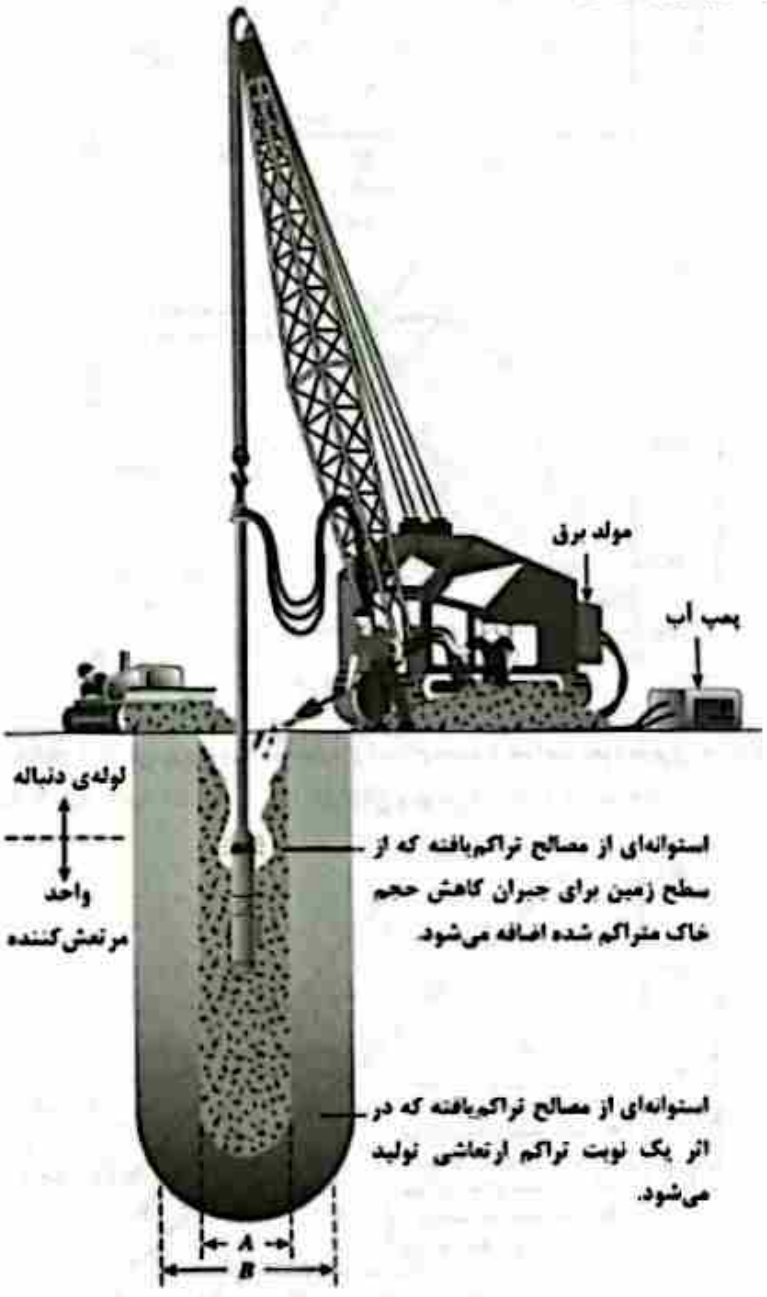
شکل ۵-۸- نتایج آزمایش پروکتور استاندارد و اصلاح شده و ضرایب نفوذپذیری خاک ویسکانسین C (اوتمان و لوتیج)



شکل ۵-۹- تاثیر درجه‌ی اشباع بر ضریب نفوذپذیری خاک‌های ویسکانسین A، B و C (اوتمان و لوتیج)

۵-۶- تراکم ارتعاشی

تراکم ارتعاشی تکنیکی برای تراکم در جای لایه‌های ضخیم نهشته‌های دانه‌ای شل می‌باشد. این روش در دهه‌ی ۱۹۳۰ در آلمان ابداع شده است. در شکل ۵-۱۰ مجموعه‌ی تجهیزات کار به همراه نیشتر[1] مرتعش کننده که طول آن حدود ۲/۱۵ متر می‌باشد، نشان داده شده است. ارتعاش نیشتر مرتعش کننده ناشی از دوران جرم برون‌محور درون آن می‌باشد.



شکل ۵-۱۰- تراکم ارتعاشی

1 - Probe

دوران این جرم، باعث ارتعاش افقی نیشتر مرتعش‌کننده می‌شود. در بالا و نوک نیشتر مرتعش‌کننده سوراخ‌هایی برای تزریق جت‌آب وجود دارد. نیشتر مرتعش‌کننده به یک لوله‌ی دنباله وصل می‌شود.
مطابق شکل ۵-۱۱، فرآیند کامل تراکم در چهار مرحله به شرح زیر انجام می‌شود:

مرحله‌ی ۱- جت‌آب نوک نیشتر مرتعش کننده بازشده و نیشتر شروع به نفوذ در زمین دانه‌ای شل می‌کند.

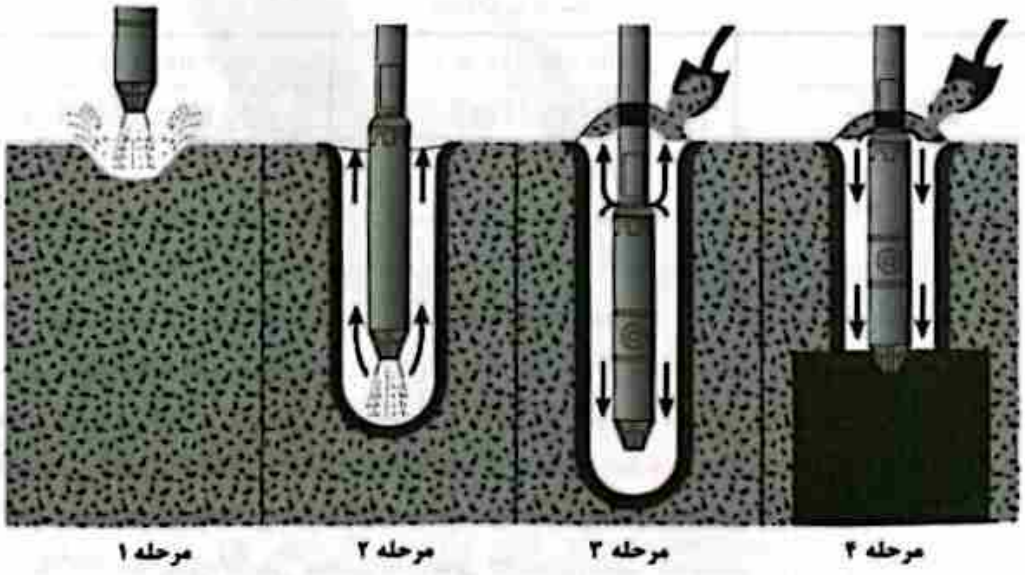
مرحله‌ی ۲- جت‌آب وضعیت سریع (جوشش) در خاک ایجاد کرده و باعث می‌شود که نیشتر مرتعش‌کننده به داخل خاک نفوذ کند.

مرحله‌ی ۳- مصالح دانه‌ای از بالا درون سوراخ حفره شده ریخته می‌شوند. جت‌آب نوک نیشتر قطع شده و جت‌آب واقع در بالای آن شروع به کار می‌کند. این جت مصالح دانه‌ای را به سمت پایین می‌راند.

مرحله‌ی ۴- نیشتر مرتعش‌کننده به تدریج و مرحله‌ای و در هر مرحله حدود ۳۰ سانتیمتر به بالا کشیده می‌شود. در هر مرحله اجازه‌ی حدود ۳۰ ثانیه ارتعاش به نیشتر مرتعش‌کننده داده می‌شود.

در جدول ۵-۵ مشخصات دستگاه‌های تراکم ارتعاشی که به طور معمول مورد استفاده قرار می‌گیرند، ارائه شده است.

برحسب نوع دستگاه به کاررفته، ناحیه‌ای که در اطراف یک مرحله نیشتر زدن متراکم می‌شود، بسته به قدرت دستگاه مورد استفاده دارد. برای دستگاه ۳۰ اسب بخار، شعاع تاثیر تراکم حدود ۱/۸ تا ۲/۱ متر و برای دستگاه ۱۰۰ اسب بخار در حدود ۳ متر می‌باشد.



شکل ۵-۱۱- فرآیند کامل تراکم در روش تراکم ارتعاشی

Scanned with CamScanner

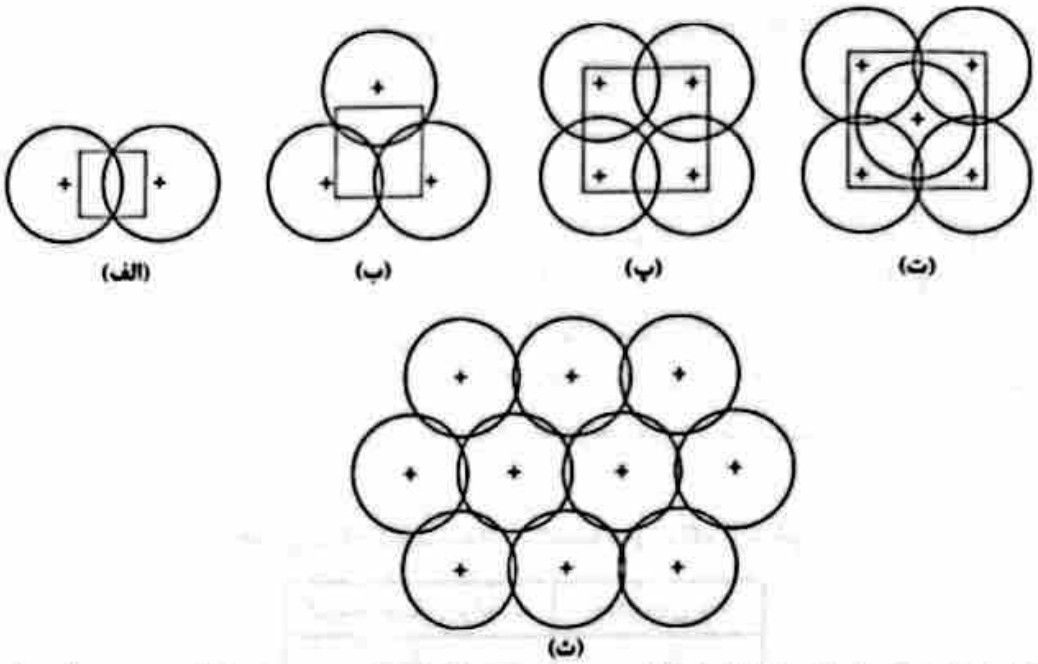
جدول ۵-۵- انواع دستگاه‌های تراکم ارتعاشی

نوع موتور	۱۰۰ اسب الکتریکی و هیدرولیکی (۷۵ کیلووات)	۳۰ اسب الکتریکی (۲۳ کیلووات)
(الف) نیشتر مرتعش‌کننده		
طول	2.1 m (7.0 ft)	1.86 m (6.11 ft)
قطر	406 mm (16 in.)	381 mm (15 in.)
وزن	17.8 kN (4000 lb)	17.8 kN (4000 lb)
حداکثر تغییرمکان	12.5 mm (0.49 in.)	7.6 mm (0.3 in.)
نیروی گریز از مرکز	160 kN (18 ton)	89 kN (10 ton)
(ب) وزن برون‌محور		
وزن	1.2 kN (260 lb)	0.76 kN (170 lb)
مقدار برون‌محوری	38 mm (1.5 in.)	32 mm (1.25 in.)
طول	610 mm (24 in.)	390 mm (15.25 in.)
سرعت	1800 rpm	1800 rpm
(پ) پمپ آب		
دبی جریان	0-1.6 m^3/min (0-400 gal/min)	0-0.6 m^3/min (0-150 gal/min)
فشار	700-1050 kN/m^2 (100-150 lb/in^2)	700-1050 kN/m^2 (100-150 lb/$in.^2$)
(ت) لوله دنباله		
قطر	305 mm (12 in.)	305 mm (12 in.)
وزن	3.65 kN/m (250 lb/ft)	3.65 kN/m (250 lb/ft)

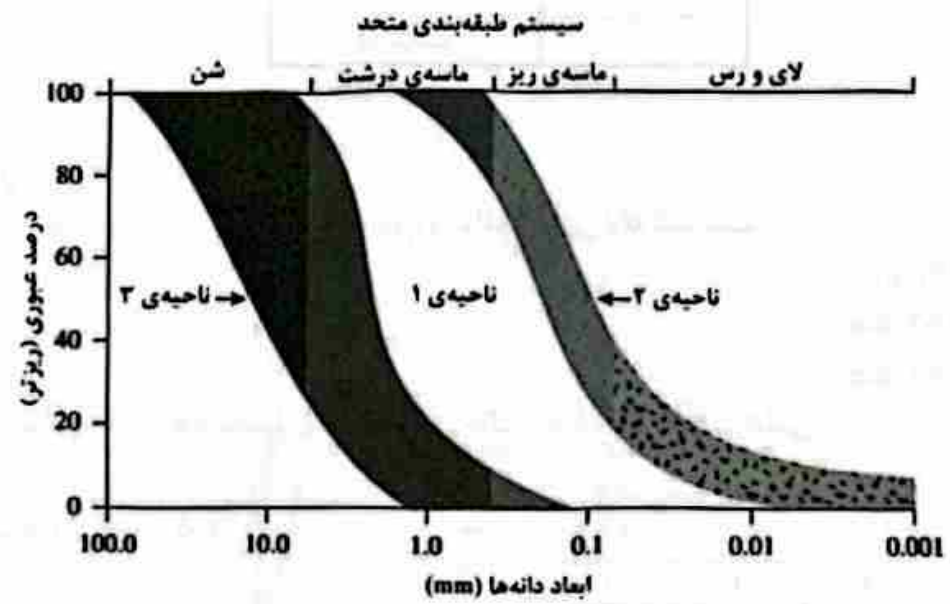
فواصل نقاطی که برای نیشتر زدن زمین توسط نیشتر مرتعش‌کننده انتخاب می‌شود، بستگی به شعاع تاثیر تراکم داشته و باید طوری تنظیم گردد که دوایر تاثیر تراکم با یکدیگر پوشش داشته باشند (شکل ۵-۱۲).

موفقیت در تراکم به عوامل متعددی بستگی دارد که مهمترین آن‌ها، دانه‌بندی خاک و همچنین نوع مصالحی است که به عنوان پرکننده‌ی سوراخ نیشتر، حین تراکم مورد استفاده قرار می‌گیرد. خاک‌هایی که منحنی دانه‌بندی آنها در ناحیه‌ی ۱ از شکل ۵-۱۳ قرار می‌گیرد، مناسبترین خاک برای تراکم توسط روش ارتعاشی می‌باشند. خاک‌هایی را که در آن‌ها مقادیر قابل توجهی ماسه ریزدانه و یا لای وجود دارد، به سختی می‌توان توسط تراکم ارتعاشی متراکم کرد و کوشش تراکم زیادی برای این کار لازم است. ناحیه‌ی ۲ در شکل ۵-۱۳، حد پایین تقریبی منحنی دانه‌بندی خاک‌هایی است که مستعد تراکم توسط روش ارتعاشی هستند.

Scanned with CamScanner



شکل ۵-۱۲- الگوهای تیپ از فواصل لوله‌ی مدرج نیشتر برای فونداسیون ستونی (الف، ب، پ، ت) و برای تراکم روی یک سطح گسترده (ث)



شکل ۵-۱۳- محدوده‌ی موثر برای منحنی دانه‌بندی خاک‌های مستعد برای تراکم توسط روش ارتعاشی

خاک‌هایی که منحنی دانه‌بندی آن‌ها در ناحیه‌ی ۳ قرار می‌گیرد، دارای مقادیر قابل توجهی شن هستند. در چنین خاک‌هایی سرعت نفوذ واحد مرتعش‌کننده (نیشتر) کم است و باید توجیه اقتصادی استفاده از روش تراکم ارتعاشی مورد بررسی قرار گیرد.

Scanned with CamScanner

منحنی دانه‌بندی مصالحی که به عنوان پرکننده، حین تراکم مورد استفاده قرار می‌گیرند، عامل مهمی در کنترل سرعت تراکم می‌باشد. براون (۱۹۷۷) کمیتی به نام عدد تناسب[1] (S_N) برای مصالح پرکننده به صورت زیر پیشنهاد کرد.

$$S_N = 1.7\sqrt{\frac{3}{(D_{50})^2}+\frac{1}{(D_{20})^2}+\frac{1}{(D_{10})^2}} \qquad (۱۷-۵)$$

که در آن D_{50}، D_{20} و D_{10}، قطر دانه‌هایی (برحسب میلیمتر) هستند که به ترتیب ۵۰ درصد، ۲۰ درصد و ۱۰ درصد مصالح از آن‌ها ریزترند. هرچه مقدار S_N کوچکتر باشد، مصالح پرکننده مناسبتر هستند. کیفیت مصالح پرکننده برحسب S_N که توسط براون ارائه شده، به شرح جدول ۵-۶ می‌باشند:

جدول ۵-۶- کیفیت مصالح پرکننده برای تراکم ارتعاشی

کیفیت مصالح پرکننده	محدوده‌ی S_N
عالی	0-10
خوب	10-20
نسبتاً خوب	20-30
بد	30-50
غیرمناسب	>50

مثال

در زیر، جزئیات خاک پرکننده مربوط به پروژه‌ی تراکم ارتعاشی ارائه شده است:

$D_{10} = 0.36$ mm

$D_{30} = 0.52$ mm

$D_{50} = 1.42$ mm

مطلوب است تعیین عدد تناسب S_N و طبقه‌بندی خاک پرکننده برای تراکم ارتعاشی.

حل:

با استفاده از رابطه‌ی ۵-۱۷ داریم:

$$S_N = 1.7\sqrt{\frac{3}{(D_{50})^2}+\frac{1}{(D_{20})^2}+\frac{1}{(D_{10})^2}}$$

$$= 1.7\sqrt{\frac{3}{(1.42)^2}+\frac{1}{(0.52)^2}+\frac{1}{(0.36)^2}} = 6.1$$

طبقه‌بندی: عالی

---

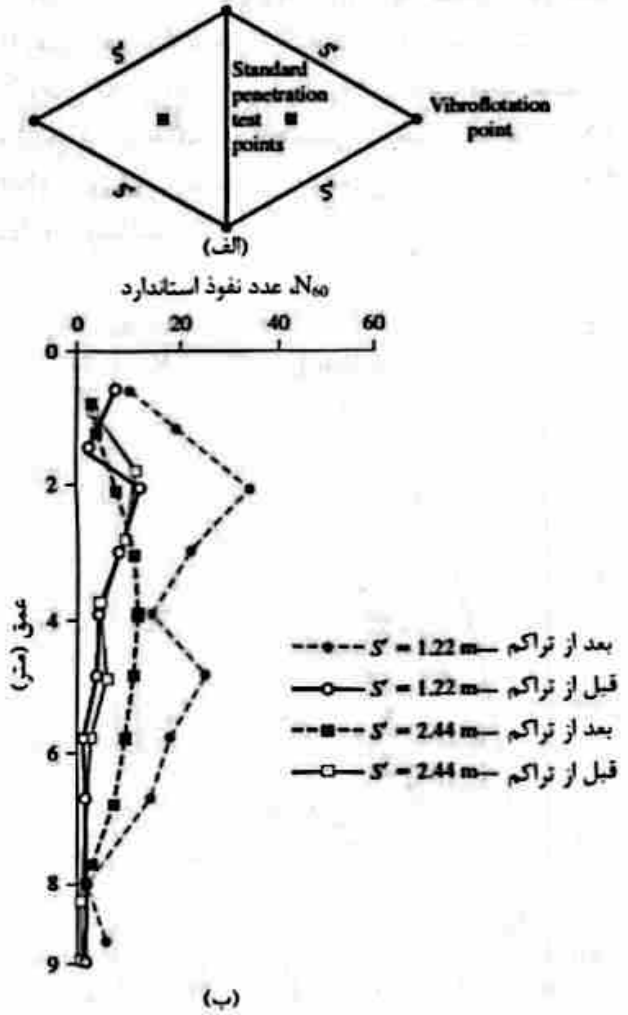
1 - Suitability

باسور و بیوتانو (۱۹۶۹) مطالعات میدانی عالی درخصوص سودمندی تراکم ارتعاشی انجام دادند. پروژه‌ی موردنظر بهسازی لایه‌ی ۹ متری از ماسه‌ی شل برای احداث ساختمان سه طبقه‌ی اداری روی آن بود. برای تراکم ارتعاشی آرایش نقاط ارتعاش مطابق شکل ۵-۱۴- الف، و در جمع به تعداد ۱۶ نقطه با فواصل ۱/۲، ۱/۵، ۱/۸ و ۲/۴ متر بود. قبل از انجام آزمایش در نقاط شروع تراکم، آزمایش نفوذ استاندارد در مرکز آرایش مثلثی انجام و پس از انجام تراکم آزمایش مجدد در همان نقاط صورت پذیرفت.

در شکل ۵-۱۴- ب نتایج تغییرات N_{60} با عمق قبل و بعد از آزمایش برای فواصل ۱/۲ و ۲/۴ متری نشان داده شده است. از این شکل نتیجه‌گیری می‌شود:

- برای تمام مقادیر S'، مقدار N_{60} بعد از تراکم، با افزایش عمق، کاهش می‌یابد.
- افزایش N_{60} مبین افزایش تراکم نسبی ماسه است.
- با افزایش فاصله S'، تراکم ماسه کاهش می‌یابد. در $S' = 1.2\,m$ به بزرگترین مقادیر در تمام عمق می‌رسیم. در مقابل برای $S' = 2.4$ افزایش قابل ملاحظه‌ای در N_{60} ملاحظه نمی‌شود.

طی ۵۰ سال گذشته تراکم دینامیکی بطور موفقیت‌آمیزی در پروژه‌های مختلف مورداستفاده قرارگرفته است.



شکل ۵-۱۴- (الف) آرایش نقاط تراکم ارتعاشی (ب) تغییرات نتایج آزمایش نفوذ استاندارد N_{60} قبل و بعد از تراکم ارتعاشی برحسب فواصل S'

Scanned with CamScanner

۵-۷- تراکم به وسیله‌ی انفجار

انفجار تکنیکی است که به طور موفقیت‌آمیزی برای تراکم مصالح دانه‌ای در پروژه‌های متعدد به کار گرفته شده است. اندازه‌ی دانه‌های خاکی که برای تراکم توسط روش انفجار مناسب هستند، مشابه حالت تراکم ارتعاشی می‌باشند. در این روش مواد منفجره (خرج) در عمق مشخص در زیر سطح زمین در خاک اشباع کار گذاشته شده و سپس منفجر می‌شوند. فواصل جانبی مواد بین ۳ تا ۱۰ متر می‌باشد. برای رسیدن به تراکم مورد نیاز، غالباً بین ۳ تا ۵ انفجار لازم است. با این روش می‌توان به تراکمی به میزان ۸۰ درصد تا عمق ۲۰ متر در یک منطقه‌ی وسیع دست یافت. مواد منفجره معمولاً در عمقی مساوی $\frac{۲}{۳}$ ضخامت لایه مورد تراکم، کارگذاشته می‌شوند. منطقه‌ی نفوذ با استفاده از خرج دینامیت ۶۰ درصد از رابطه‌ی ۵-۱۸ به دست می‌آید (مایکل ۱۹۷۰).

$$r = \sqrt{\frac{W_{EX}}{C}} \qquad (۵-۱۸)$$

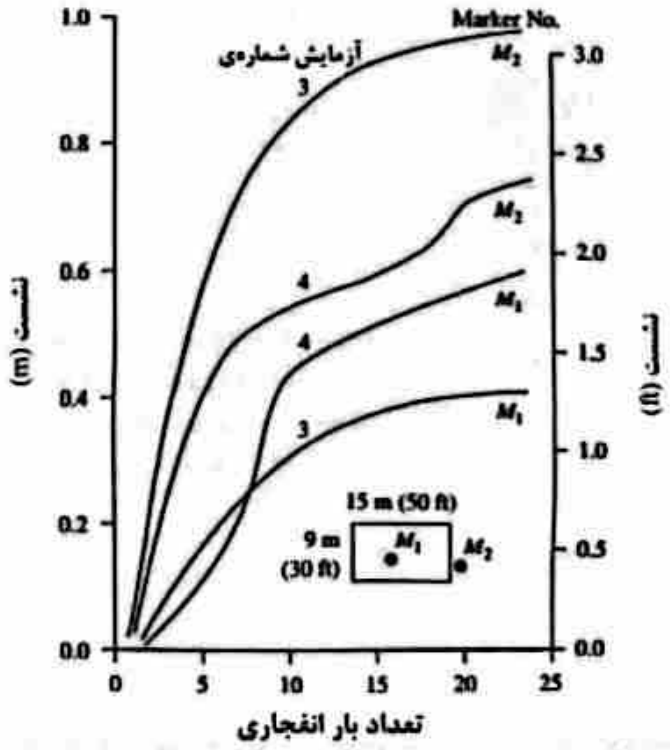
که در آن:

r = عمق نفوذ W_{EX} = وزن مواد منفجره (دینامیت ۶۰ درصد)

C = مساوی 0.0122 وقتی که W_{EX} برحسب کیلوگرم و r برحسب متر است.

مساوی 0.0025 وقتی که W_{EX} برحسب پوند و r برحسب فوت است.

در شکل ۵-۱۵، نتایج تراکم خاک توسط انفجار در زمینی به ابعاد ۹×۱۵ متر نشان داده شده است. میشل (Mitchell 1970) برای این آزمایش از ۲۰ خرج ۲/۰۹ کیلوگرم (۴/۶ پوندی) ژلامیت شماره ۱ (Gelamite No1) استفاده نموده است.



شکل ۵-۱۵- نشست خاک بصورت تابعی از تعداد بار انفجاری

۵-۸- پیش‌بارگذاری- کلیات

وقتی که لایه‌ی رس عادی تحکیم یافته با قابلیت فشردگی زیاد در عمق محدودی از سطح زمین قرار گرفته باشد و به علت احداث ساختمان، خاکریز جاده و یا سد خاکی، انتظار نشست زیاد داشته باشیم، استفاده از پیش‌بارگذاری برای حذف نشست‌های بعد از احداث ساختمان، قابل توصیه می‌باشد. با استفاده از شکل ۵-۱۶ می‌توان اصول پیش‌بارگذاری را تشریح کرد. مطابق شکل ۵-۱۶- الف، سربار ناشی از احداث ساختمان $\Delta\sigma'_{(p)}$ و ضخامت لایه‌ی رسی تحت تحکیم H_c در نظر گرفته می‌شود. حداکثر نشست در نتیجه‌ی تحکیم اولیه به علت سربار $\Delta\sigma'_{(p)}$ برابر است با:

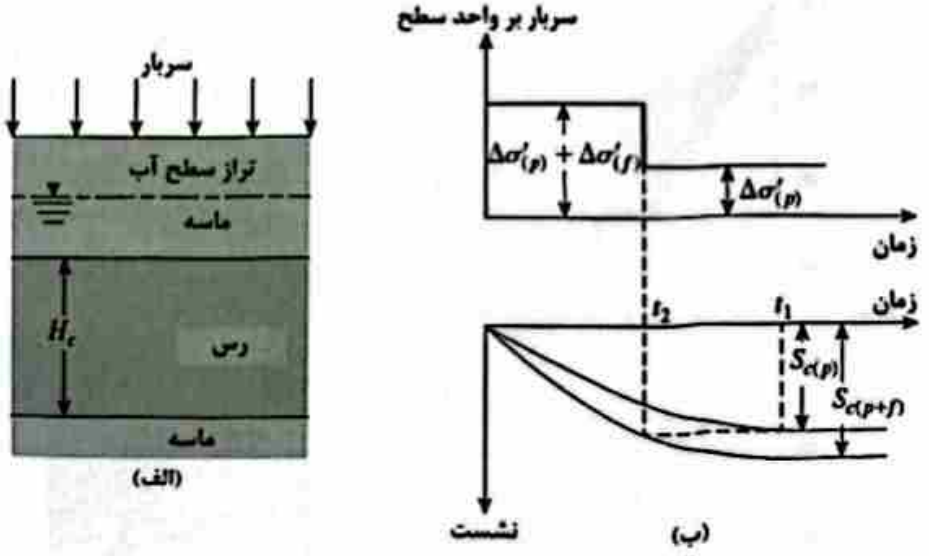
$$S_{c(p)} = \frac{C_c H_c}{1+e_o} \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'_{(p)}}{\sigma'_o} \qquad (۱۹-۵)$$

نمودار تغییرات نشست در مقابل زمان، تحت سربار ساختمان مطابق شکل ۵-۱۶- ب می‌باشد. این نمودار نشان می‌دهد که نشست $S_{c(p)}$ در زمان t_1 به وجود می‌آید.

حال اگر سربار $\Delta\sigma'_{(p)} + \Delta\sigma'_{(f)}$ در سطح زمین قرار داده شود، نشست $S_{c(p+f)}$ به علت تحکیم اولیه برابر خواهد شد با:

$$S_{c(p+f)} = \frac{C_c H_c}{1+e_o} \log \frac{\sigma'_o + \left[\Delta\sigma'_{(p)} + \Delta\sigma'_{(f)}\right]}{\sigma'_o} \qquad (۲۰-۵)$$

در شکل ۵-۱۶- ب نمودار نشست- زمان برای سربار $\Delta\sigma'_{(p)} + \Delta\sigma'_{(f)}$ نیز نشان داده شده است.



شکل ۵-۱۶- اصول پیش‌بارگذاری

مطالعه‌ی شکل نشان می‌دهد که در این حالت نشست $S_{c(p)}$ در زمان t_2 که به مراتب کوچکتر از t_1 است رخ می‌دهد. بنابراین اگر قبل از احداث ساختمان اصلی، سربارى به مقدار $\Delta\sigma'_{(p)} + \Delta\sigma'_{(f)}$ در سطح زمین اعمال شود، در زمان t_2 نشست مورد انتظار $S_{c(p)}$ در لایه‌ی رسی به وجود می‌آید. اگر در این زمان سربار

برداشته شده و ساختمان اصلی با سربار دائم $\Delta\sigma'_{(p)}$ ساخته شود، نشست قابل توجهی رخ نخواهد داد. روش شرح داده شده، پیش‌بارگذاری نامیده می‌شود. سربار کل $\Delta\sigma'_{(p)} + \Delta\sigma'_{(f)}$ را می‌توان به وسیله‌ی خاکریز موقت اعمال کرد.

حصول رابطه‌ای برای تعیین $\Delta\sigma'_{(f)}$ و t_1

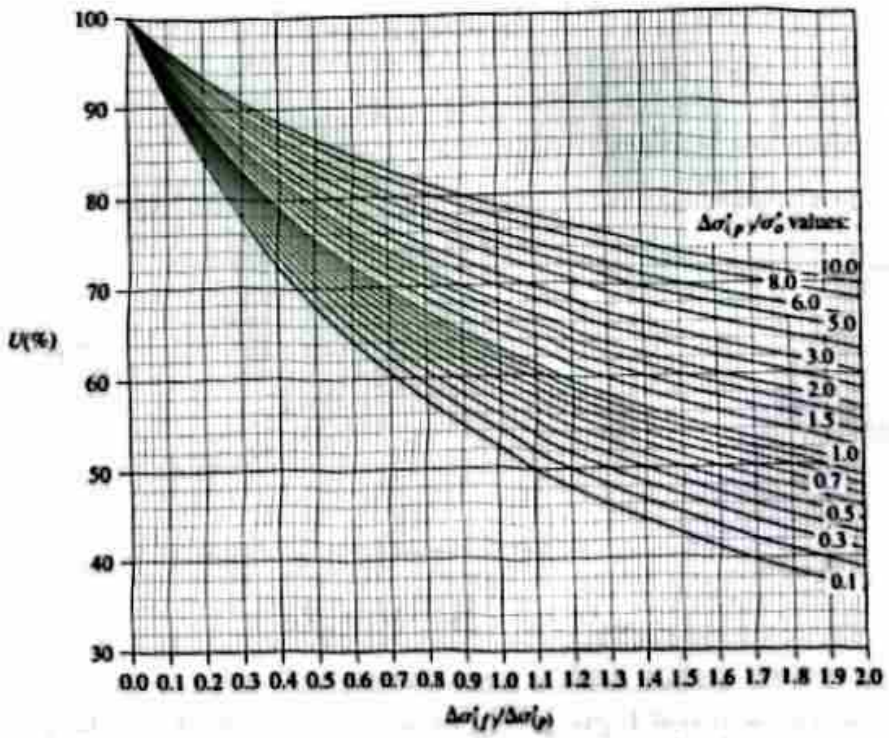
شکل ۵-۱۶- ب نشان می‌دهد که تحت سربار $\Delta\sigma'_{(p)} + \Delta\sigma'_{(f)}$، درجه‌ی تحکیم در زمان t_1 بعد از اعمال بار، می‌تواند طبق رابطه‌ی زیر بیان گردد:

$$U = \frac{S_{c(p)}}{S_{c(p+f)}} \qquad (۲۱-۵)$$

با قراردادن روابط ۵-۱۹ و ۵-۲۰ در رابطه‌ی ۵-۲۱ نتیجه می‌دهد:

$$U = \frac{\log\left[\dfrac{\sigma'_o + \Delta\sigma'_{(p)}}{\sigma'_o}\right]}{\log\left[\dfrac{\sigma'_o + \Delta\sigma'_{(p)} + \Delta\sigma'_{(f)}}{\sigma'_o}\right]} = \frac{\log\left[1 + \dfrac{\Delta\sigma'_{(p)}}{\sigma'_o}\right]}{\log\left\{1 + \dfrac{\Delta\sigma'_{(p)}}{\sigma'_o}\left[1 + \dfrac{\Delta\sigma'_{(f)}}{\Delta\sigma'_{(p)}}\right]\right\}} \qquad (۲۲-۵)$$

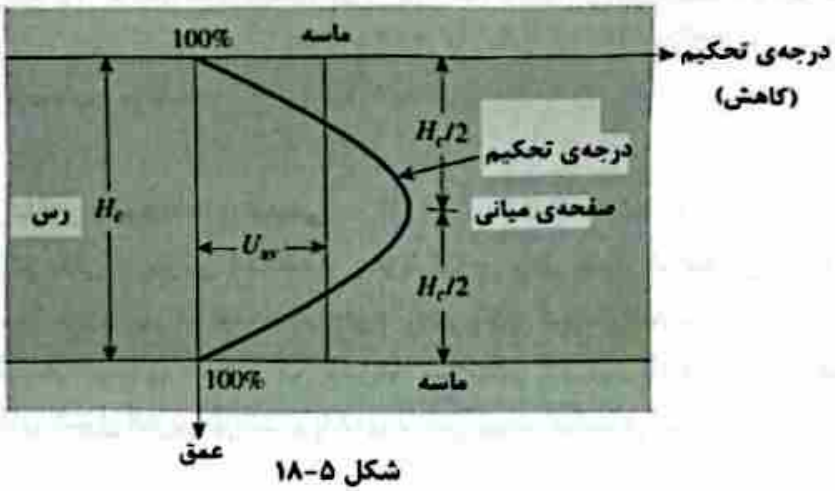
شکل ۵-۱۷، مقدار U را برای ترکیبات مختلف $\Delta\sigma'_{(p)}/\sigma'_o$ و $\Delta\sigma'_{(f)}/\Delta\sigma'_{(p)}$ نشان می‌دهد.



شکل ۵-۱۷- نمودار $\Delta\sigma'_{(f)}/\Delta\sigma'_{(p)}$ در مقابل U برای مقادیر مختلف $\Delta\sigma'_{(p)}/\sigma'_o$ (رابطه‌ی ۵-۲۲)

Scanned with CamScanner

همان‌طور که شکل ۵-۱۷ نشان می‌دهد، درجه‌ی تحکیم مورد اشاره در رابطه‌ی ۵-۲۲، واقعاً درجه‌ی تحکیم متوسط در زمان t_2 می‌باشد. لیکن اگر درجه‌ی تحکیم متوسط برای تعیین زمان t_2 مورد استفاده قرار گیرد، ممکن است بعضی مسائل اجرایی به وجود آید. این مسئله از آنجا ناشی می‌شود که با حذف سربار پیش‌بارگذاری و قرار دادن بار سازه، قسمتی از لایه‌ی رسی که نزدیک سطح زهکشی قرار دارد، شروع به تورم و قسمتی که در وسط لایه قرار دارد، به نشست خود ادامه می‌دهد (شکل ۵-۱۸). در بعضی مواقع ممکن است نشست بعد از احداث ساختمان نیز ادامه یابد.



شکل ۵-۱۸

روش محافظه‌کارانه که می‌تواند برای حل این مسئله مورد استفاده قرار گیرد، این است که U موجود در رابطه‌ی ۵-۲۲، درجه‌ی تحکیم صفحه‌ی میانی در نظر گرفته شود (جانسون- ۱۹۷۰). حال از رابطه‌ی ۲-۷۷ داریم:

$$U = f(T_v) = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \left(\frac{2}{M^2}\right) e^{-M^2 T_v}$$

که در آن:

T_v = عامل زمان = $c_v t_2 / H^2$

c_v = ضریب تحکیم

t_2 = زمان

H = حداکثر مسیر زهکشی (مساوی $H_c/2$ برای زهکشی دوطرفه و مساوی H_c برای زهکشی یکطرفه)

تغییرات U (درجه‌ی تحکیم صفحه‌ی میانی) در مقابل T_v در شکل ۵-۱۹ نشان داده شده است.

روش تعیین پارامترهای پیش‌بارگذاری

حین عملیات پیش‌بارگذاری میدانی، دو مسئله ممکن است برای مهندس پیش بیاید:

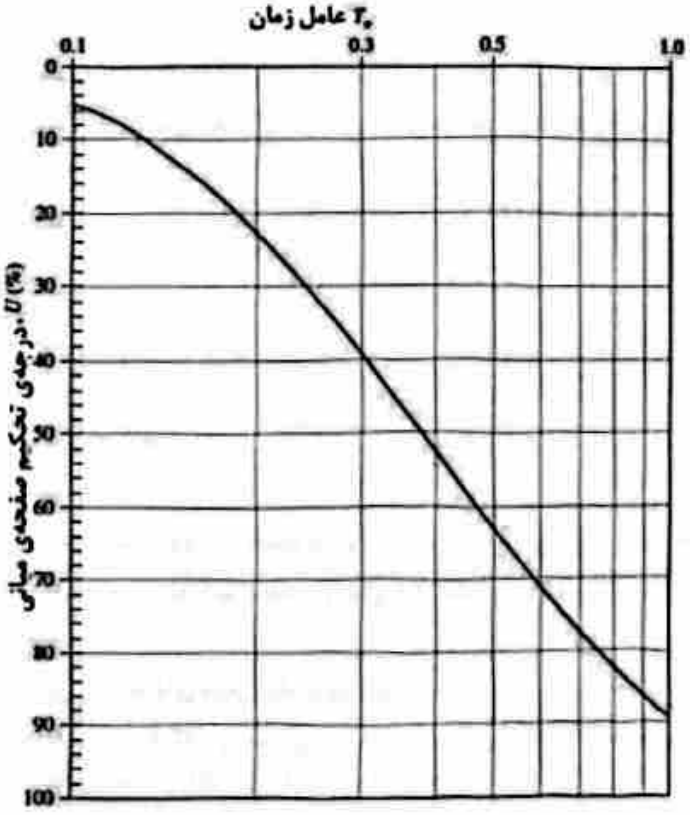
۱- مقدار $\Delta\sigma'_{(f)}$ داده شده است، لیکن باید t_2 محاسبه گردد. در چنین حالتی، σ'_0 و $\Delta\sigma'_{(p)}$ تعیین شده و مقدار U با استفاده از رابطه‌ی ۵-۲۲ یا شکل ۵-۱۷ به دست می‌آید. برای این مقدار U، T_v از شکل ۵-۱۹ تعیین شده و سپس t_2 از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود.

$$t_2 = \frac{T_v H^2}{c_v} \qquad (۲۳-۵)$$

۲- گاهی مواقع لازم می‌شود که برای مقدار مشخص t_2 ، مقدار $\Delta\sigma'_{(f)}$ محاسبه شود. در چنین حالتی، ابتدا باید T_v محاسبه شود. سپس با مراجعه به شکل ۵-۱۹، درجه‌ی تحکیم صفحه‌ی میانی، U به دست می‌آید. با تعیین مقدار U، با مراجعه به شکل ۵-۱۷، مقدار $\Delta\sigma'_{(f)}/\Delta\sigma'_{(p)}$ و در نتیجه مقدار $\Delta\sigma'_{(f)}$ لازم محاسبه می‌گردد.

مثال‌هایی از پیش‌بارگذاری و توصیه‌های عمومی

جانسون (۱۹۷۰) گزارش عالی از بررسی استفاده از پیش‌بارگذاری برای بهبود شرایط پی در پروژه‌های مختلف ارائه داد. ازجمله پروژه‌هایی که توسط وی مورد بررسی قرار گرفتند، عبارت بودند از: سازه‌های کنترل مسیل مورگانزا در نزدیکی باتون راگ لوئیزیانا، سازه‌های کنترل الدریور در نزدیکی ناچز می‌سی‌سی‌پی، و سازه‌های کنترل الدریور اوربانک و پایانه‌ی دریایی پورت الیزابت در نیویورک.



T_v	U (%)
0.05	0.31
0.10	5.07
0.15	13.58
0.20	22.77
0.25	31.46
0.30	39.32
0.40	52.55
0.50	62.92
0.60	71.03
0.70	77.36
0.80	82.31
0.90	86.18
1.00	89.2
1.50	96.86

شکل ۵-۱۹- نمودار تغییرات درجه‌ی تحکیم صفحه‌ی میانی در مقابل عامل زمان

Scanned with CamScanner

متغیرهای متعددی در طرح و اجرای صحیح پیش‌بارگذاری دخیل هستند. معمولاً در عمل اطلاعات به دست آمده از چند گمانه برای تعیین بار پیش‌بارگذاری و مدت بارگذاری مورد استفاده قرار می‌گیرند. به همین علت تعیین اعداد دقیق برای طرح پیش‌بارگذاری مشکل است. طی دوران پیش‌بارگذاری، لازم است عملیات اندازه‌گیری نشست ادامه داشته باشد. این اندازه‌گیری‌ها ممکن است تغییر در طراحی را دیکته نمایند.

مثال ۵-۴

شکل ۵-۱۶ را در نظر بگیرید. حین احداث پل شاهراهی، انتظار می‌رود که بار دائمی متوسط، بار وارد بر لایه‌ی رسی را به میزان ۱۱۵ کیلونیوتن برمترمربع افزایش دهد. فشار متوسط موثر سربار در وسط لایه‌ی رسی مساوی ۲۱۰ کیلونیوتن برمترمربع می‌باشد. داریم:

$$H_c = 6\,m\ ,\ C_c = 0.28\ ,\ e_o = 0.9\ ,\ c_v = 0.36\,m^2\ /\ \text{ماه}$$

رس عادی تحکیم یافته است.

مطلوب است تعیین:

الف: نشست تحکیم اولیه پل بدون انجام پیش‌بارگذاری

ب: تعیین فشار سربار $\Delta\sigma'_{(f)}$ لازم برای حذف نشست کل تحکیم اولیه به وسیله‌ی پیش‌بارگذاری ظرف ۹ ماه.

حل:

قسمت اول:

نشست کل تحکیم اولیه را می‌توان ازرابطه‌ی ۵-۱۹ تعیین نمود:

$$S_{c(p)} = \frac{C_c H_c}{1+e_o}\log\left[\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'_{(p)}}{\sigma'_o}\right] = \frac{(0.28)(6)}{1+0.9}\log\left[\frac{210+115}{210}\right]$$

$$= 0.1677\,m = 167.7\,mm$$

قسمت ب:

$$T_v = \frac{c_v t_2}{H^2}$$

$c_v = 0.36\,m^2/\text{ماه}$

$H = 3\,m$ (زهکشی دوطرفه)

$t_2 = 9$ ماه

بنابراین:

$$T_v = \frac{(0.36)(9)}{3^2} = 0.36$$

توجه: کل سربار اعمالی طی ۹ ماه برابر است با:

$$\Delta\sigma'_{(p)} + \Delta\sigma'_{(f)} = 115 + 207 = 322\ kN/m^2$$

Scanned with CamScanner

طبق شکل ۵-۱۹ برای $T_v = 0.36$، مقدار U مساوی ۴۷ درصد می‌باشد. در نتیجه:

$$\Delta\sigma'_{(p)} = 115\ kN/m^2$$

بنابراین:

$$\sigma'_o = 210\ kN/m^2$$

$$\frac{\Delta\sigma'_{(p)}}{\sigma'_o} = \frac{115}{210} = 0.548$$

طبق شکل ۵-۱۷، برای $U = 47\%$ و $\Delta\sigma'_{(p)}/\sigma'_o = 0.548$ مقدار $\Delta\sigma'_{(f)}/\Delta\sigma'_{(p)} \approx 1.8$ می‌باشد.

بنابراین:

$$\Delta\sigma'_{(f)} = (1.8)(115) = 207\ kN/m^2$$

۵-۹- چاه‌های زهکش ماسه‌ای[1]

استفاده از چاه‌های زهکش ماسه‌ای، روش دیگری برای تسریع فرآیند نشست تحکیم لایه‌های رسی نرم عادی تحکیم یافته و حصول پیش‌تحکیم قبل از احداث شالوده می‌باشد. در سیستم چاه‌های ماسه‌ای، ابتدا طبق طرح منظم، سوراخ‌هایی در فواصل منظم در لایه‌ی رسی حفر می‌شود. سپس سوراخ‌ها توسط ماسه با نفوذپذیری بالا پر می‌شود (به شکل ۵-۲۰- الف مراجعه شود). بعد از پرکردن سوراخ‌ها به وسیله‌ی ماسه، سربارِی به سطح زمین اعمال می‌شود. این سربار باعث افزایش فشار آب حفره‌ای در لایه‌ی رسی می‌شود. فشار اضافی آب حفره‌ای در لایه‌ی رسی به وسیله‌ی زهکشی زایل می‌گردد (هم در امتداد قائم به طرف لایه‌های نفوذپذیر فوقانی و تحتانی و هم در امتداد شعاعی به طرف چاه‌های زهکش). وجود چاه‌های زهکش باعث تسریع زهکشی و در نتیجه تسریع فرآیند نشست تحکیم می‌شوند.

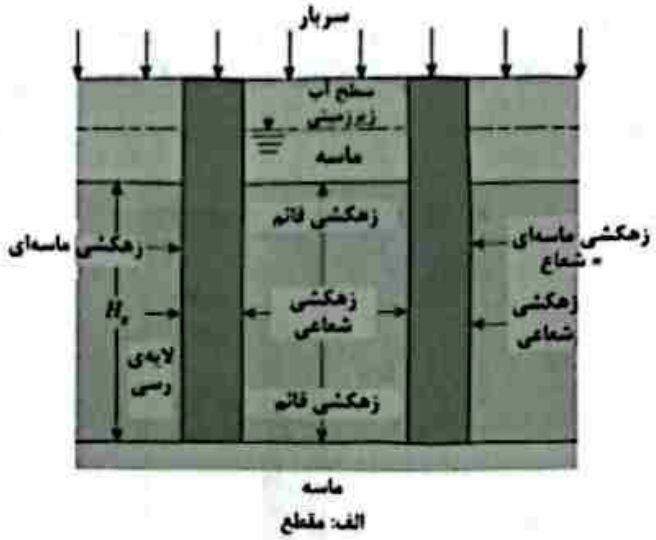
شعاع چاه‌های زهکش مساوی r_w می‌باشد (شکل ۵-۲۰- الف). شکل ۵-۲۰- ب، پلان قرارگیری چاه‌های زهکش ماسه‌ای را نشان می‌دهد. همان‌طور که از این شکل پیداست منطقه‌ای که زهکشی آن در امتداد شعاعی به طرف چاه زهکش اتفاق می‌افتد، استوانه‌ای به قطر d_e می‌باشد.

برای تعیین شدت سرباری که لازم است بر سطح زمین وارد شود و همچنین زمان تاثیر آن، از شکل ۵-۱۶ و معادله‌ی مربوطه استفاده می‌شود:

$$U_{v,r} = \frac{\log\left[1 + \dfrac{\Delta\sigma'_{(p)}}{\sigma'_o}\right]}{\log\left\{1 + \dfrac{\Delta\sigma'_{(p)}}{\sigma'_o}\left[1 + \dfrac{\Delta\sigma'_{(f)}}{\Delta\sigma'_{(p)}}\right]\right\}} \qquad (۲۴-۵)$$

---

1 - Sand drain



شکل ۵-۲۰- چاه‌های زهکش

علائم $\Delta\sigma'_{(p)}$، σ'_0، و $\Delta\sigma'_{(f)}$ مشابه علائم رابطه‌ی ۵-۲۲ می‌باشند، لیکن، برخلاف رابطه‌ی ۵-۲۲، سمت چپ رابطه‌ی ۵-۲۴ به عوض درجه‌ی تحکیم صفحه‌ی میانی، درجه‌ی تحکیم متوسط می‌باشد. علت این موضوع، وجود زهکشی شعاعی علاوه بر زهکشی در امتداد قائم می‌باشد. اگر $U_{v,r}$ را بتوان برای هر زمان دلخواه t_2 محاسبه نمود (به شکل ۵-۱۶- ب مراجعه شود)، به راحتی می‌توان سربار $\Delta\sigma'_{(p)} + \Delta\sigma'_{(f)}$ را از شکل ۵-۱۷ تعیین نمود. روش تعیین درجه‌ی تحکیم متوسط ($U_{v,r}$) در قسمت‌های بعدی ارائه می‌شود.

برای سربار و زمان تداوم معلوم t_2، درجه تحکیم متوسط به علت زهکش قائم و شعاعی با رابطه‌ی زیر بیان می‌شود:

$$U_{v,r} = 1-(1-U_r)(1-U_v) \qquad (۲۵-۵)$$

که در آن:

U_r = درجه‌ی تحکیم متوسط فقط با زهکش شعاعی

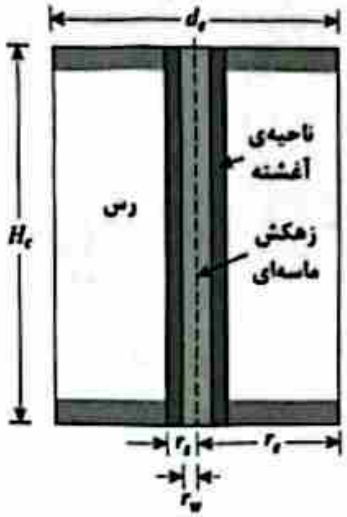
U_v = درجه‌ی تحکیم متوسط فقط با زهکش قائم

استفاده‌ی موفق از زهکش ماسه‌ای توسط جانسون گزارش شده است (۱۹۷۰). همانند پیش بارگذاری، در این حالت نیز حین اعمال سربار باید نشست ثابت مشاهده شود.

Scanned with CamScanner

درجه‌ی تحکیم متوسط فقط به علت زهکش شعاعی

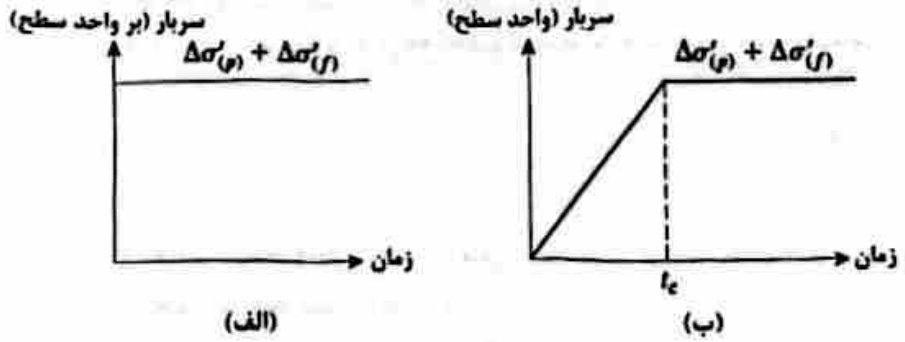
شکل ۵-۲۱ نمودار شماتیک زهکش ماسه‌ای را نشان می‌دهد. در این شکل r_w شعاع زهکش ماسه‌ای و $r_e = d_e/2$ شعاع ناحیه‌ی موثر زهکش است. توجه شود که حین اجرای زهکش ماسه‌ای، ناحیه‌ی مشخصی از محیط رسی احاطه‌کننده‌ی آن آغشته[1] می‌شود و بدینوسیله ضریب نفوذپذیری رس تغییر می‌کند.



شکل ۵-۲۱- نمودار شماتیک زهکش ماسه‌ای

در شکل r_e فاصله‌ی شعاعی از مرکز زهکش تا لبه‌ی انتهایی ناحیه‌ی دست خورده است. حال برای تعیین رابطه‌ی درجه‌ی تحکیم متوسط، از نظریه‌ی کرنش‌های مساوی استفاده می‌شود. دو حالت برای اعمال سربار می‌توان متصور شد که در شکل ۵-۲۲ نشان داده شده است. (به نمادهای نشان داده شده در شکل ۵-۱۶ توجه فرمایید). در حالت الف، سربار بصورت آنی (شکل ۵-۲۲- الف) و در حالت (ب) سربار بصورت خطی برحسب زمان (شیبدار- شکل ۵-۲۲- ب) اعمال شده است. در صورتیکه تمام سربار بصورت آنی اعمال شود، خواهیم داشت (بارون ۱۹۴۸):

$$U_r = 1 - \exp\left(\frac{-8T_r}{m}\right) \qquad (۲۶-۵)$$



شکل ۵-۲۲- عملکرد سربار

1 - Smeared

که در آن:

$$m = \frac{n^2}{n^2 - S^2}\ln\left(\frac{n}{S}\right) - \frac{3}{4} + \frac{S^2}{4n^2} + \frac{k_h}{k_s}\left(\frac{n^2 - S^2}{n^2}\right)\ln S \qquad (۲۷-۵)$$

که در آن:

$$n = \frac{d_e}{2r_w} = \frac{r_e}{r_w} \qquad (۲۸-۵)$$

$$S = \frac{r_s}{r_w} \qquad (۲۹-۵)$$

هم‌چنین:

k_h = ضریب نفوذپذیری رس در امتداد افقی در ناحیه بکر

k_s = ضریب نفوذپذیری افقی رس در ناحیه‌ی آغشته

T_r = عامل زمان بی‌بعد فقط برای زهکشی شعاعی

$$T_r = \frac{c_{vr} t_2}{d_e^2} \qquad (۳۰-۵)$$

c_{vr} = ضریب تحکیم فقط برای زهکشی شعاعی

$$c_{vr} = \frac{k_h}{\left[\frac{\Delta_e}{\Delta\sigma'(1+e_{av})}\right]\gamma_w} \qquad (۳۱-۵)$$

برای حالت بدون ناحیه آغشته: $r_s = r_w \ , \ k_h = k_s \ , \Rightarrow S = 1$

در نتیجه رابطه ۵-۲۷ بصورت زیر درمی‌آید:

$$m = \left(\frac{n^2}{n^2 - 1}\right)\ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \qquad (۳۲-۵)$$

جدول ۵-۷ مقادیر U_r را برای مقادیر مختلف T_r و n ارائه می‌دهد.

وقتی‌که سربار بصورت خطی اعمال می‌شود و ناحیه‌ی آغشته وجود ندارد، خواهیم داشت (اولسون، ۱۹۷۷):

$$U_r = \frac{T_r - \frac{1}{A}\left[1 - \exp(-AT_r)\right]}{T_{rc}} \quad (\text{برای } T_r \le T_{rc}) \qquad (۳۳-۵)$$

و

$$U_r = 1 - \frac{1}{AT_{rc}}\left[\exp(AT_{rc}) - 1\right]\exp(-AT_{rc}) \quad (\text{برای } T_r \ge T_{rc}) \qquad (۳۴-۵)$$

که در آن

$$T_{rc} = \frac{c_{vr} t_c}{d_e^2} \quad (\text{برای تعریف } t_c \text{ به شکل ۵-۲۲- ب مراجعه شود}) \qquad (۳۵-۵)$$

و

$$A = \frac{2}{m} \qquad (۳۶-۵)$$

Scanned with CamScanner

جدول ۵-۷- تغییرات U_r برای مقادیر مختلف T_r و n- بدون ناحیه‌ی آغشته (روابط ۵-۲۶ و ۵-۳۲)

درجه‌ی تحکیم U_r (%)	عامل زمان T_r برای ($n = r_e/r_w$)				
	5	10	15	20	25
0	0	0	0	0	0
1	0.0012	0.0020	0.0025	0.0028	0.0031
2	0.0024	0.0040	0.0050	0.0057	0.0063
3	0.0036	0.0060	0.0075	0.0086	0.0094
4	0.0048	0.0081	0.0101	0.0115	0.0126
5	0.0060	0.0101	0.0126	0.0145	0.0159
6	0.0072	0.0122	0.0153	0.0174	0.0191
7	0.0085	0.0143	0.0179	0.0205	0.0225
8	0.0098	0.0165	0.0206	0.0235	0.0258
9	0.0110	0.0186	0.0232	0.0266	0.0292
10	0.0123	0.0208	0.0260	0.0297	0.0326
11	0.0136	0.0230	0.0287	0.0328	0.0360
12	0.0150	0.0252	0.0315	0.0360	0.0395
13	0.0163	0.0275	0.0343	0.0392	0.0431
14	0.0177	0.0298	0.0372	0.0425	0.0467
15	0.0190	0.0321	0.0401	0.0458	0.0503
16	0.0204	0.0344	0.0430	0.0491	0.0539
17	0.0218	0.0368	0.0459	0.0525	0.0576
18	0.0232	0.0392	0.0489	0.0559	0.0614
19	0.0247	0.0416	0.0519	0.0594	0.0652
20	0.0261	0.0440	0.0550	0.0629	0.0690
21	0.0276	0.0465	0.0581	0.0664	0.0729
22	0.0291	0.0490	0.0612	0.0700	0.0769
23	0.0306	0.0516	0.0644	0.0736	0.0808
24	0.0321	0.0541	0.0676	0.0773	0.0849
25	0.0337	0.0568	0.0709	0.0811	0.0890
26	0.0353	0.0594	0.0742	0.0848	0.0931
27	0.0368	0.0621	0.0776	0.0887	0.0973
28	0.0385	0.0648	0.0810	0.0926	0.1016
29	0.0401	0.0676	0.0844	0.0965	0.1059
30	0.0418	0.0704	0.0879	0.1005	0.1103
31	0.0434	0.0732	0.0914	0.1045	0.1148
32	0.0452	0.0761	0.0950	0.1087	0.1193
33	0.0469	0.0790	0.0987	0.1128	0.1239
34	0.0486	0.0820	0.1024	0.1171	0.1285
35	0.0504	0.0850	0.1062	0.1214	0.1332
36	0.0522	0.0881	0.1100	0.1257	0.1380
37	0.0541	0.0912	0.1139	0.1302	0.1429
38	0.0560	0.0943	0.1178	0.1347	0.1479
39	0.0579	0.0975	0.1218	0.1393	0.1529
40	0.0598	0.1008	0.1259	0.1439	0.1580
41	0.0618	0.1041	0.1300	0.1487	0.1632
42	0.0638	0.1075	0.1342	0.1535	0.1685
43	0.0658	0.1109	0.1385	0.1584	0.1739
44	0.0679	0.1144	0.1429	0.1634	0.1793
45	0.0700	0.1180	0.1473	0.1684	0.1849
46	0.0721	0.1216	0.1518	0.1736	0.1906
47	0.0743	0.1253	0.1564	0.1789	0.1964

Scanned with CamScanner

جدول ۵-۷- تغییرات U_r برای مقادیر مختلف T_r و n- بدون ناحیه‌ی آغشته (روابط ۵-۲۶ و ۵-۳۲)- ادامه

درجه‌ی تحکیم U_r (%)	عامل زمان T_r برای $n (= r_e/r_w)$				
	5	10	15	20	25
48	0.0766	0.1290	0.1611	0.1842	0.2023
49	0.0788	0.1329	0.1659	0.1897	0.2083
50	0.0811	0.1368	0.1708	0.1953	0.2144
51	0.0835	0.1407	0.1758	0.2020	0.2206
52	0.0859	0.1448	0.1809	0.2068	0.2270
53	0.0884	0.1490	0.1860	0.2127	0.2335
54	0.0909	0.1532	0.1913	0.2188	0.2402
55	0.0935	0.1575	0.1968	0.2250	0.2470
56	0.0961	0.1620	0.2023	0.2313	0.2539
57	0.0988	0.1665	0.2080	0.2378	0.2610
58	0.1016	0.1712	0.2138	0.2444	0.2683
59	0.1044	0.1759	0.2197	0.2512	0.2758
60	0.1073	0.1808	0.2258	0.2582	0.2834
61	0.1102	0.1858	0.2320	0.2653	0.2912
62	0.1133	0.1909	0.2384	0.2726	0.2993
63	0.1164	0.1962	0.2450	0.2801	0.3075
64	0.1196	0.2016	0.2517	0.2878	0.3160
65	0.1229	0.2071	0.2587	0.2958	0.3247
66	0.1263	0.2128	0.2658	0.3039	0.3337
67	0.1298	0.2187	0.2732	0.3124	0.3429
68	0.1334	0.2248	0.2808	0.3210	0.3524
69	0.1371	0.2311	0.2886	0.3300	0.3623
70	0.1409	0.2375	0.2967	0.3392	0.3724
71	0.1449	0.2442	0.3050	0.3488	0.3829
72	0.1490	0.2512	0.3134	0.3586	0.3937
73	0.1533	0.2583	0.3226	0.3689	0.4050
74	0.1577	0.2658	0.3319	0.3795	0.4167
75	0.1623	0.2735	0.3416	0.3906	0.4288
76	0.1671	0.2816	0.3517	0.4021	0.4414
77	0.1720	0.2900	0.3621	0.4141	0.4546
78	0.1773	0.2988	0.3731	0.4266	0.4683
79	0.1827	0.3079	0.3846	0.4397	0.4827
80	0.1884	0.3175	0.3966	0.4534	0.4978
81	0.1944	0.3277	0.4090	0.4679	0.5137
82	0.2007	0.3383	0.4225	0.4831	0.5304
83	0.2074	0.3496	0.4366	0.4992	0.5481
84	0.2146	0.3616	0.4516	0.5163	0.5668
85	0.2221	0.3743	0.4675	0.5345	0.5868
86	0.2302	0.3879	0.4845	0.5539	0.6081
87	0.2388	0.4025	0.5027	0.5748	0.6311
88	0.2482	0.4183	0.5225	0.5974	0.6558
89	0.2584	0.4355	0.5439	0.6219	0.6827
90	0.2696	0.4543	0.5674	0.6487	0.7122
91	0.2819	0.4751	0.5933	0.6784	0.7448
92	0.2957	0.4983	0.6224	0.7116	0.7812
93	0.3113	0.5247	0.6553	0.7492	0.8225

Scanned with CamScanner

جدول ۵-۷- تغییرات U_r برای مقادیر مختلف T_r و n- بدون ناحیه‌ی آغشته (روابط ۵-۲۶ و ۵-۳۲)- ادامه

درجه‌ی تحکیم U_r (%)	عامل زمان T_r برای $n (= r_s/r_w)$				
	5	10	15	20	25
94	0.3293	0.5551	0.6932	0.7927	0.8702
95	0.3507	0.5910	0.7382	0.8440	0.9266
96	0.3768	0.6351	0.7932	0.9069	0.9956
97	0.4105	0.6918	0.8640	0.9879	1.0846
98	0.4580	0.7718	0.9640	1.1022	1.2100
99	0.5391	0.9086	1.1347	1.2974	1.4244

درجه‌ی تحکیم متوسط فقط به علت زهکشی قائم

با استفاده از شکل ۵-۲۲- الف برای اعمال آنی سربار، از روابط زیر می‌توان درجه‌ی تحکیم را به علت زهکشی در امتداد قائم تعیین نمود:

$$T_v = \frac{\pi}{4}\left[\frac{U_v(\%)}{100}\right]^2 \quad (\text{برای } U_v = 0 \text{ to } 6\%)$$

و

$$T_v = 1.781 - 0.933\log[100 - U_v(\%)] \quad (\text{برای } U_v > 60\%)$$

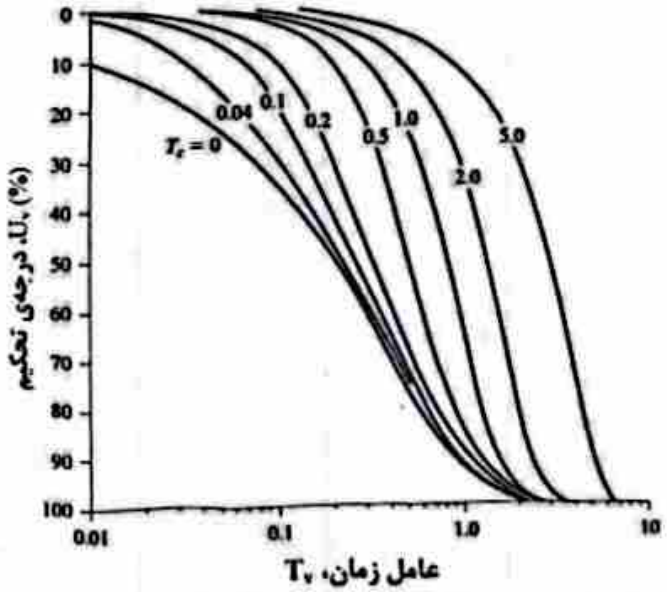
که در آن:

U_v = درجه‌ی تحکیم متوسط فقط به علت زهکشی قائم

$$T_v = \frac{c_v t_2}{H^2}$$

که در آن:

c_v = ضریب تحکیم فقط به علت زهکشی قائم



شکل ۵-۲۳- تغییرات U_v برحسب T_v و T_c (روابط ۵-۳۷ و ۵-۳۸)

Scanned with CamScanner

برای حالت بارگذاری شیبدار (شکل ۵-۲۲- ب) تغییرات U_v برحسب T_v مطابق رابطه‌ی زیر قابل بیان است (اولسون ۱۹۷۷).

برای $T_v \le T_c$:

$$U_v = \frac{T_v}{T_c}\left\{1 - \frac{2}{T_v}\Sigma\frac{1}{M^4}\left[1 - \exp\left(-M^2 T_v\right)\right]\right\} \qquad (۳۷-۵)$$

برای $T_v \ge T_c$:

$$U_v = 1 - \frac{2}{T_c}\Sigma\frac{1}{M^4}\left[\exp\left(M^2 T_c\right) - 1\right]\exp\left(-M^2 T_v\right) \qquad (۳۸-۵)$$

که در آن:

$$M = \frac{\pi}{2}(2m' + 1)$$

$$m' = 0, 1, 2, \ldots$$

$$T_c = \frac{c_v t_c}{H^2} \qquad (۳۹-۵)$$

که در آن:

H = طول حداکثر مسیر زهکشی قائم

شکل ۵-۲۳ تغییرات $U_v(\%)$ را برحسب T_c و T_v نشان می‌دهد.

مثال ۵-۵

مثال ۵-۴ را با اضافه کردن زهکش‌های ماسه‌ای تکرار نمایید. $r_w = 0.1\,m$، $d_e = 3m$ و $c_v = c_{vr}$. سربار بصورت آنی اعمال می‌شود (شکل ۵-۲۲- الف). فرض کنید ناحیه‌ی آغشته وجود ندارد.

حل:

قسمت الف:

همانند قبل، مقدار نشست تحکیم کل ۱۶۷/۷ میلیمتر خواهد بود.

قسمت ب:

با استفاده از مثال ۵-۴، $T_v = 0.36$ به دست می‌آید. از رابطه‌ی ۲-۷۸ داریم:

$$T_v = \frac{\pi}{4}\left[\frac{U_v(\%)}{100}\right]^2$$

یا:

$$U_v = \sqrt{\frac{4T_v}{\pi}} \times 100 = \sqrt{\frac{(4)(0.36)}{\pi}} \times 100 = 67.7\%$$

Scanned with CamScanner

هم‌چنین:

$$n = \frac{d_e}{2r_w} = \frac{3}{2\times 0.1} = 15$$

مجدداً

$$T_r = \frac{c_{vr} t_2}{d_e^2} = \frac{(0.36)(9)}{(3)^2} = 0.36$$

$$\text{جدول ۵-۷} \Rightarrow n = 15 \ , \ T_r = 0.36 \Rightarrow U_r = 77\%$$

$$U_{v,r} = 1-(1-U_v)(1-U_r) = 1-(1-0.67)(1-0.77)$$

$$= 0.924 = 92.4\%$$

$$\text{شکل ۵-۱۷} \ \Delta\sigma'_p/\sigma'_o = 0.548 \ , \ U_{v,r} = 92.4\% \Rightarrow \Delta\sigma'_f/\Delta\sigma'_p \approx 0.12$$

بنابراین

$$\Delta\sigma'_{(f)} = (115)(0.12) = 13.8 \text{ kN/m}^2$$

توجه: کل سربارى که طى ۹ ماه باید اعمال شود:

$$\Delta\sigma'_{(p)} + \Delta\sigma'_{(f)} = 115 + 13.8 = 128.8 \text{ kN/m}^2$$

ملاحظه می‌شود که استفاده از زهکش ماسه‌ای، مقدار سربار را به شدت کاهش می‌دهد.

مثال ۵-۶

فرض نمایید برای پروژه زهکشی ماسه‌ای شکل ۵-۲۱، رس عادی تحکیم یافته است. اطلاعات زیر در دست است:

رس:

$$H_c = 4.57 \text{ m} \quad \text{(زهکشی دوطرفه)}$$

$$C_c = 0.31$$

$$e_o = 1.1$$

فشار سربار موثر در وسط لایه رسی برابر است با:

$$\text{فشار سربار موثر} = 47.92 \text{ kN/m}^2$$

$$c_v = 106.15\times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{day}$$

مشخصات چاه زهکش:

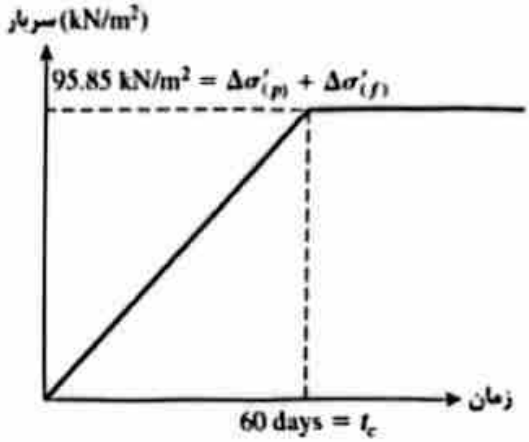
$$r_w = 0.091 \text{ m}$$

$$d_e = 1.83 \text{ m}$$

$$c_v = c_{vr}$$

Scanned with CamScanner

سربار مطابق شکل ۵-۲۴ اعمال می‌شود. فرض کنید که ناحیه‌ی آغشته وجود ندارد. مطلوبست محاسبه‌ی درجه‌ی تحکیم ۳۰ روز بعد از تکمیل سربار. همچنین نشست تحکیم را به علت فشار سربار محاسبه نمایید.



شکل ۵-۲۴- اعمال سربار بصورت شیبدار

حل:

از رابطه‌ی ۵-۳۹:

$$T_c = \frac{c_v t_c}{H^2} = \frac{\left(106.15\times10^{-4}\ m^2/day\right)(60)}{\left(\frac{4.57}{2}\right)^2} = 0.122$$

و

$$T_c = \frac{c_v t_c}{H^2} = \frac{\left(106.15\times10^{-4}\right)(30)}{\left(\frac{4.57}{2}\right)^2} = 0.061$$

با استفاده از شکل ۵-۲۳:

$$T_c = 0.123 \ ,\ T_v = 0.061 \Rightarrow U_v \approx 9\%$$

برای زهکش ماسه‌ای:

$$n = \frac{d_e}{2r_w} = \frac{6}{(2)(0.3)} = 10$$

از رابطه‌ی ۵-۳۵:

$$T_{rc} = \frac{c_{vr} t_c}{d_e^2} = \frac{\left(106.15\times10^{-4}\right)(60)}{(1.83)^2} = 0.19$$

و

$$T_r = \frac{c_{vr} t_c}{d_e^2} = \frac{\left(106.15\times10^{-4}\right)(30)}{(1.83)^2} = 0.095$$

مجدداً با استفاده از رابطه‌ی ۵-۳۳:

$$U_r = \frac{T_r - \frac{1}{A}\left[1-\exp(-AT_r)\right]}{T_{rc}}$$

و برای حالت بدون ناحیه آغشته:

$$m = \frac{n^2}{n^2-1}\ln(n) - \frac{3n^2-1}{4n^2} = \frac{10^2}{10^2-1}\ln(10) - \frac{3(10)^2-1}{4(10)^2} = 1.578$$

و

$$A = \frac{2}{m} = \frac{2}{1.578} = 1.267$$

در نتیجه:

$$U_r = \frac{0.095 - \frac{1}{1.267}\left[1-\exp(-1.267\times0.095)\right]}{0.19} = 0.03 = 3\%$$

از رابطه ی ۵-۲۵ داریم:

$$U_{v,r} = 1-(1-U_r)(1-U_v) = 1-(1-0.03)(1-0.09) = 0.117 = 11.7\%$$

نشست اولیه‌ی کل برابر است با:

$$S_{c(p)} = \frac{C_c H_c}{1+e_o}\log\left[\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'_{(p)} + \Delta\sigma'_f}{\sigma'_o}\right]$$

$$= \frac{(0.31)(4.57)}{1+1.1}\log\left(\frac{47.92+95.84}{47.92}\right) = 0.332\ \text{m}$$

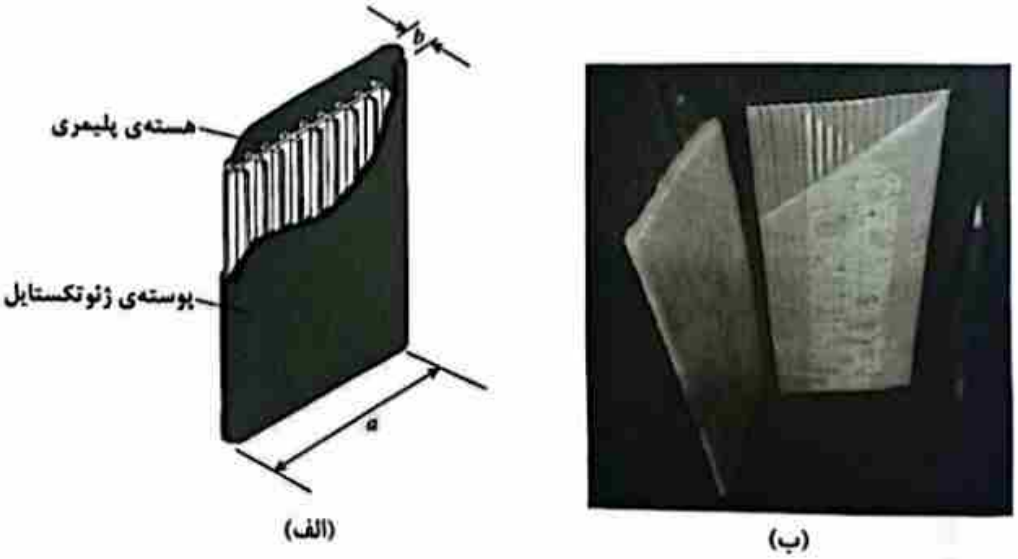
در نتیجه نشست پس از ۳۰ روز برابر است با:

$$S_{c(p)} U_{v,r} = (1.056)(0.117)(1000) = 37.67\,\text{mm}$$

Scanned with CamScanner

۵-۱۰- زهکش‌های قائم پیش‌ساخته (PVD)[1]

زهکش‌های قائم پیش‌ساخته (PVD) که به زهکش‌های فتیله‌ای یا نواری نیز معروف هستند، به عنوان جایگزینی برای زهکش‌های ماسه‌ای توسعه یافتند. با پیشرفت در علم مصالح و ساخت مصالح مهندسی، این زهکش‌ها از پلیمرهای مصنوعی مثل پلی‌پروپیلن و پلی‌اتیلن با چگالی بالا ساخته شدند. مطابق شکل ۵-۲۵، زهکش‌های PVD از هسته‌ی شیاردار از پلی‌اتیلن با پوششی از فیلتر ژئوتکستایل تشکیل می‌یابند. بعد از استقرار دستگاه مربوطه، این زهکش‌ها را می‌توان با سرعت ۰/۱ تا ۰/۳ متر بر ثانیه نصب کرد. تجارب حاصل مبین استفاده‌ی مفید از اینگونه زهکش‌ها در خاک‌ها با نفوذپذیری کم است. مزیت اصلی آنها بر زهکش‌های سنتی ماسه‌ای، عدم نیاز به سوراخکاری است. در اشکال ۵-۲۶- الف و ب دستگاه نصب PVDها نشان داده شده است.



شکل ۵-۲۵

طراحی PVD

ینگ (۱۹۹۷) با استفاده از روابط ۵-۲۶ تا ۵-۳۱ نمودارهایی برای طراحی PVDها ابداع نمود که در بخش بعدی ارائه می‌شود.

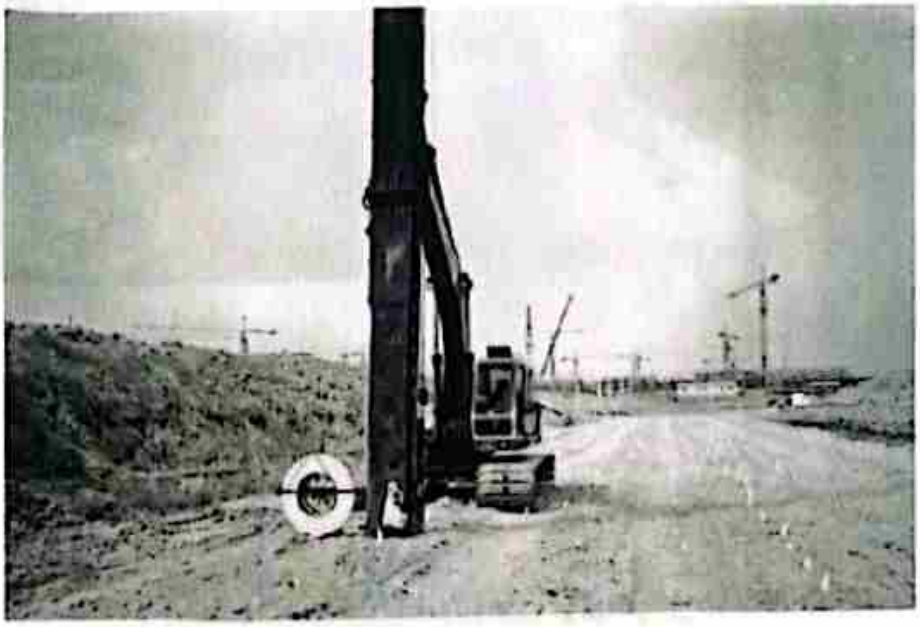
---

1 - Prefabricated vertical drain
2- Wick or strip drain

Scanned with CamScanner



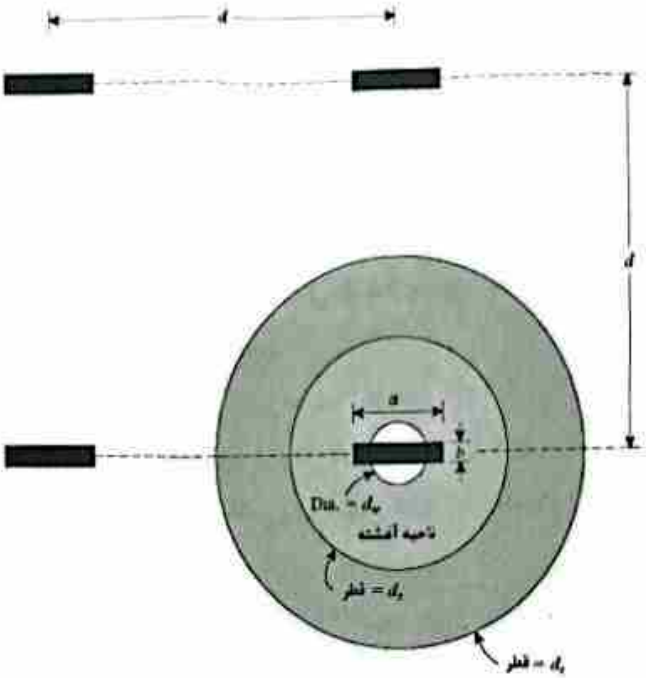
(الف)



(ب)

شکل ۵-۲۶- نصب PVDها در کارگاه (الف) نمای دور، (ب) نمای نزدیک

Scanned with CamScanner



شکل ۵-۲۷- آرایش مربعی زهکش‌های قائم پیش‌ساخته در پلان

شکل ۵-۲۷ نشان دهنده‌ی پلان آرایش مربعی PVDها می‌باشند. (برای تعریف a و b به شکل ۵-۲۵- الف مراجعه نمایید). قطر معادل PVDها را می‌توان بصورت زیر بیان کرد:

$$d_w = \frac{2(a+b)}{\pi} \qquad (۴۰-۵)$$

حال رابطه‌ی ۵-۲۶ بصورت زیر قابل بازنویسی است:

$$U_r = 1 - \exp\left(-\frac{8c_{vr}t}{d_w^2}\frac{d_w^2}{d_e^2 m}\right) = 1 - \exp\left(-\frac{8T_r'}{\alpha'}\right) \qquad (۴۱-۵)$$

که در آن:

d_e = قطر ناحیه‌ی موثر زهکشی = $2r_e$

$$T_r' = \frac{C_{vr}t}{d_w^2} \qquad (۴۲-۵)$$

$$\alpha' = n^2 m = \frac{n^4}{n^2 - S^2}\ln\left(\frac{n}{S}\right) - \left(\frac{3n^2 - S^2}{4}\right) + \frac{k_h}{k_s}\left(n^2 - S^2\right)\ln S \qquad (۴۳-۵)$$

و

$$n = \frac{d_e}{d_w} \qquad (۴۴-۵)$$

Scanned with CamScanner

از رابطه‌ی ۵-۴۱ داریم:

$$T_r' = -\frac{\alpha'}{8}\ln(1-U_r)$$

یا:

$$(T_r')_1 = \frac{T_r'}{\alpha'} = -\frac{\ln(1-U_r)}{8} \qquad (۴۵-۵)$$

جدول ۵-۸ تغییرات $(T_r')_1$ را برحسب U_r و شکل ۵-۲۸ نمودار α' را در مقابل n برای k_h/k_s مساوی ۵ و ۱۰ و S مساوی ۲ و ۳ نشان می‌دهد.

روش گام به گام برای طراحی PVDها به قرار زیر است:

گام ۱- زمان t_2 دسترس برای فرایند تحکیم و $U_{v,r}$ لازم (رابطه‌ی ۵-۲۴).

گام ۲- U_r مربوط به زمان t_2 به علت زهکشی قائم تعیین کنید. از رابطه ۵-۲۵ داریم:

$$U_r = 1 - \frac{1-U_{v,r}}{1-U_v} \qquad (۴۶-۵)$$

گام ۳- از رابطه‌ی ۵-۴۰ برای PVD مورد استفاده d_w را محاسبه کنید.

گام ۴- از روابط ۵-۴۵ و ۵-۴۶ $(T_r')_1$ را محاسبه کنید.

گام ۵- از رابطه‌ی ۵-۴۲ مقدار T_r' را محاسبه کنید.

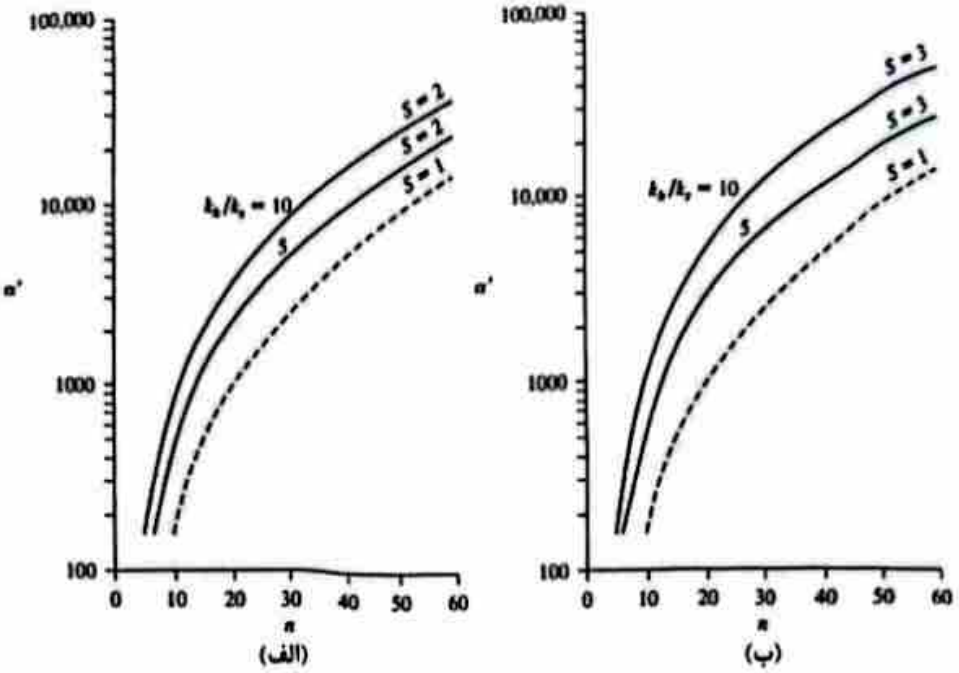
گام ۶- مقدار α' را محاسبه کنید.

$$\alpha' = \frac{T_r'}{(T_r')_1}$$

جدول ۵-۸- تغییرات $(T_r')_1$ برحسب U_r (رابطه‌ی ۵-۴۵)

$U_r(\%)$	$(T_r')_1$
0	0
5	0.006
10	0.013
15	0.020
20	0.028
25	0.036
30	0.045
35	0.054
40	0.064
45	0.075
50	0.087
55	0.100
60	0.115
65	0.131
70	0.150
75	0.173
80	0.201
85	0.237
90	0.288
95	0.374

Scanned with CamScanner



شکل ۵-۲۸- نمودار α' در مقابل n
(الف) S = 2 (ب) S = 3 (رابطه‌ی ۵-۴۳)

گام ۷- با استفاده از شکل ۵-۲۸ و α' به دست آمده از گام ۶، مقدار n را محاسبه کنید.
گام ۸- از رابطه‌ی ۵-۴۴ داریم:

$$d_e = n \times d_w$$

(d_e: گام ۷، d_w: گام ۳)

گام ۹- فواصل زهکش‌ها را از روابط زیر محاسبه کنید:

$$d = \frac{d_e}{1.05} \quad \text{(آرایش مثلثی)}$$

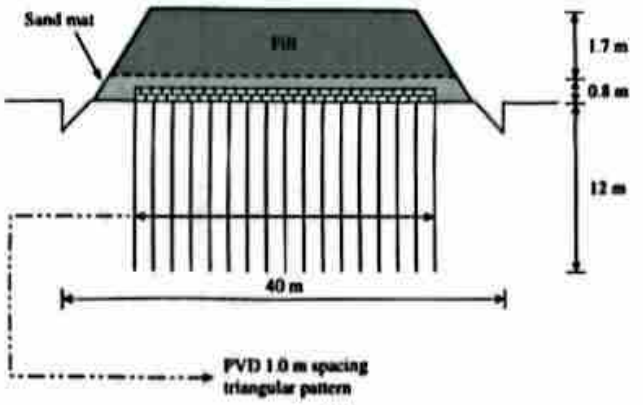
$$d = \frac{d_e}{1.128} \quad \text{(آرایش مربع)}$$

پژوهش موردی[1]

نصب PVD همراه با پیش‌بارگذاری روش موثری برای بهسازی لایه‌های رس نرم می‌باشد. شیبویا و هانا (۲۰۰۱) آزمایش پیش‌بارگذاری با خاکریزی تمام مقیاس در زمینی به ابعاد ۴۰×۴۰ متر در پلان روی لایه‌ای از رس نرم در نانگ گوهاو تایلند انجام دادند. مطابق شکل ۵-۲۹- الف PVDها با آرایش مثلثی در پلان نصب شده بودند. شکل ۵-۲۹-ب پله زمانی بارگذاری و نشست مرکز ناحیه‌ی بارگذاری را برحسب زمان نشان می‌دهد. حداکثر نشست بعد از چهار ماه رخ می‌دهد. تغییرات مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی c_u در عمق در دو حالت قبل و بعد از بارگذاری در شکل ۵-۲۹-پ نشان داده شده است. تغییرات c_u با عمق با

1 - Case Study

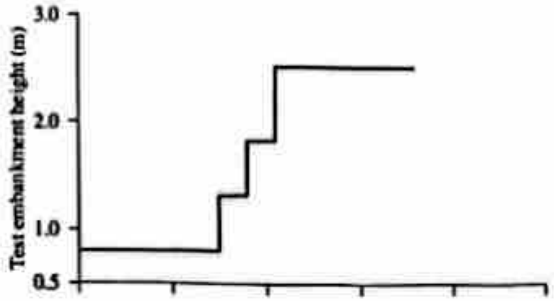
استفاده از آزمایش برش پره انجام شده است. مقاومت برشی زهکشی نشده در اعماق مختلف بین ۵۰ تا ۱۰۰ درصد افزایش پیدا کرده است.

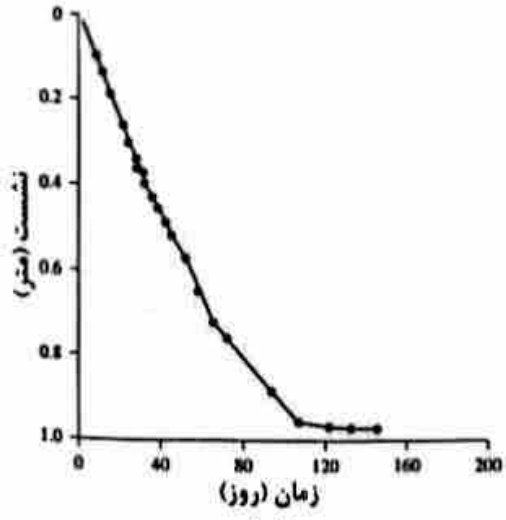


(الف)



(پ)





(ب)

شکل ۵-۲۹- آزمایش میدانی پیش‌بارگذاری با PVD

۵-۱۱- تثبیت خاک بوسیله‌ی آهک

همان‌طور که در بخش ۵-۱ اشاره شد، مواد افزودنی گه‌گاه برای پایداری (تثبیت) خاک‌ها، بخصوص خاک‌های ریزدانه، مورد استفاده قرار می‌گیرند. معمول‌ترین این مواد افزودنی، آهک[1]، مخلوط آهک و خاکستر بادی[2]، و سیمان[3] می‌باشد. اهداف اصلی از تثبیت خاک عبارتنداز (الف) اصلاح خاک، (ب) تسریع در عملیات ساختمانی، و (پ) بهبود مقاومت و پایایی خاک. در قسمت‌های بعد، اصول پایداری خاک به وسیله‌ی آهک، سیمان، و مخلوط آهک و خاکستر بادی مورد بحث قرار می‌گیرد.

آهک‌هایی که معمولاً برای پایدار نمودن خاک‌های ریزدانه مورد استفاده قرار می‌گیرند، عبارتند از: هیدرواکسید کلسیم یا آهک شکفته [$Ca(OH)_2$]، آهک زودگیر (CaO)، مخلوط هیدرواکسیدکلسیم و دولومیت (آهک دولومیتی) [$Ca(OH)_2.MgO$]، و دولومیت می‌باشند. مقدار آهک مورد استفاده برای پایدار کردن اغلب خاک‌ها معمولاً بین ۵ تا ۱۰ درصد وزن خاک متغیر است. وقتی که به خاک رس‌دار، آهک اضافه شود، واکنش‌های شیمیایی متعددی به وجود می‌آید. این واکنش‌ها عبارتند از تعویض کاتیون‌ها[4]، فلوکولاسیون- اگلومراسیون[5]، و واکنش‌های پوزولانی[6].

در واکنش‌های تعویض کاتیون، و فلوکولاسیون- اگلومراسیون، کاتیون‌های تک‌ظرفیتی[7] که همراه رس هستند، با یون‌های دوظرفیتی[8] کلسیم جایگزین می‌شوند. ترتیب تعویض کاتیون‌ها به قرار زیر است:

$$Al^{3+} > Ca^{2+} > Mg^{2+} > NH_4^+ > K^+ > Na^+ > Li^+$$

برپایه‌ی سری فوق، هر کاتیون می‌تواند جایگزین یون سمت راست شود. برای مثال، یون‌های کلسیم می‌توانند جایگزین یون‌های سدیم و پتاسیم رس شوند. فلوکولاسیون و اگلومراسیون می‌تواند باعث تغییر بافت خاک‌های رسی شود. ذرات رس تمایل به جفت شدن با یکدیگر و تشکیل ذرات بزرگ دارند. این واکنش‌ها باعث خواص زیر می‌شوند (الف) کاهش حد مایع (ب) افزایش حد خمیری (پ) کاهش نشانه‌ی خمیری (ت) افزایش حد انقباض (ث) افزایش کارایی (ج) بهبود خواص مقاومتی و تغییرشکل خاک. در جدول ۵-۹ تاثیر آهک را بر خواص پلاستیک خاک نشان می‌دهد.

واکنش‌های پوزولانی بین خاک و آهک شامل واکنش بین آهک و سیلیس و آلومینای خاک برای تشکیل مصالح سمانتاسیون است. برای مثال:

$$Ca(OH)_2 + SiO_2 \rightarrow CSH$$

↑

سیلیس رس

---

1 - Lime
2 - Lime- fly ash*
3 - Cement
4 - Cation exchange
5 - Flocculation- agglomeration
6 - Pozzolanic
7 - Monovalent
8 - Divalent

* خاکستر بجا مانده در کوره‌هایی که با ذغال‌سنگ کار می‌کنند. به آن خاکستر نرم و یا خاکستر سبک نیز می‌گویند.

که در آن:

$C = CaO$

$S = SiO_2$

$H = H_2O$

واکنش‌های پوزولانی می‌تواند برای مدت زمان طولانی ادامه داشته باشد.

جدول ۵-۹- تاثیر آهک بر خواص خمیری رس

خاک	طبقه‌بندی آشتو	بدون آهک		۵ درصد آهک	
		حد مایع	نشانه‌ی خمیری	حد مایع	نشانه‌ی خمیری
Bryce B	A-7-6(18)	53	29	NP	NP
Cowden B	A-7-6(19)	54	33	NP	NP
Drummer B	A-7-6(19)	54	31	NP	NP
Huey B	A-7-6(17)	46	29	NP	NP

خواص خاک تثبیت شده با آهک

مقاومت فشاری محدود نشده‌ی q_u خاک ریزدانه‌ی متراکم شده در رطوبت بهینه برحسب طبیعت خاک حدود ۱۷۰ تا ۲۱۰۰ کیلونیوتن برمترمربع است. با اضافه کردن ۳ تا ۵ درصد آهک و عمل‌آوری ۲۸ روزه‌ی آن، مقاومت فشاری می‌تواند به میزان ۷۰۰ کیلونیوتن برمترمربع افزایش یابد.

مقاومت کششی σ_T خاک‌های ریزدانه‌ی تثبیت شده با آهک افزایش می‌یابد. تولاک و همکاران (۱۹۷۰) رابطه‌ی زیر را بین σ_T و q_u پیشنهاد کردند:

$$\sigma_T(kN/m^2) = 47.54 + 50.6q_u(MN/m^2) \qquad (۴۷-۵)$$

در رابطه‌ی فوق σ_T مقاومت کششی غیرمستقیم است.

تامپسون (۱۹۶۶) رابطه‌ی زیر را برای تعیین مدول الاستیسیته (E_s) خاک‌های تثبیت شده با آهک ارائه داد:

$$E_s(MN/m^2) = 68.86 + 0.124q_u(kN/m^2) \qquad (۴۸-۵)$$

برای خاک تثبیت شده با ۵ درصد آهک نسبت پواسون μ_s بین ۰/۰۸ تا ۰/۱۲ (با متوسط ۰/۱۱) در تنش ۲۵ درصد ظرفیت فشاری نهایی (یا کمتر) می‌باشد. با افزایش تنش به ۵۰ تا ۷۵ درصد مقاومت فشاری نهایی مقدار μ_s به ۰/۲۷ تا ۰/۳۷ می‌رسد.

تثبیت خاک بوسیله‌ی آهک در کارگاه

تثبیت خاک به کمک آهک می‌تواند به وسیله‌ی یکی از روش‌های زیر انجام شود:

۱- مصالح درجا و یا مصالح قرضه[1] را می‌توان با مقدار کافی آهک به صورت درجا مخلوط کرد و پس از افزودن رطوبت مناسب، آن را متراکم نمود.

1 - Borrowed material

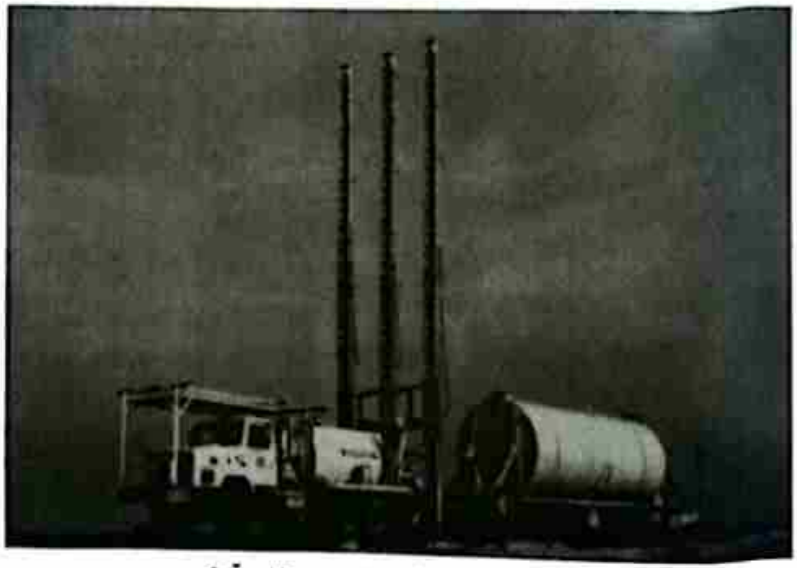
Scanned with CamScanner

۲- در مکان مشخص، خاک را می‌توان با مقادیر مشخص آهک و آب مخلوط نمود و مخلوط حاصل را به محل مناسب برده و متراکم نمود.

۳- دوغاب آهک را می‌توان به صورت تحت فشار به عمق ۴ تا ۵ متر تزریق نمود. شکل ۵-۳۰ وسیله‌ای را برای تزریق دوغاب آهک نشان می‌دهد.

وسیله‌ی تزریق عبارت است از جک هیدرولیک و میله‌های تزریق که برروی کامیونی سوار شده‌اند. میله‌های تزریق با فشار جک هیدرولیک به زمین رانده می‌شوند. دوغاب آهک در یک دستگاه مخلوط‌کن به قطر ۳ متر و طول ۱۲ متر همزده شده و با فشار زیاد به لوله‌های تزریق پمپ می‌شود. شکل ۵-۳۰ تصویری از تزریق تحت فشار دوغاب آهک می‌باشد. نسبتی که برای تهیه‌ی دوغاب آهک به کار گرفته می‌شود، ۳ کیلوگرم آهک خشک برای ۱۰ لیتر آب می‌باشد. برای اطلاعات بیشتر در این زمینه به مقاله بلک‌لاک، و پنگلی[1] (۱۹۸۸) مراجعه نمایید.

به علت اضافه کردن آهک شکفته به خاک‌های رسی نرم، حد خمیری افزایش پیدا کرده و خاک از حالت خمیری به جامد درمی‌آید و چنین به نظر می‌رسد که خاک خشک شده است. به همین علت در کارگاه‌های ساختمانی که در آنها لایه‌ی سطحی رسی وجود دارد، با افزودن آهک می‌توان از به وجود آمدن گل و لای در هنگام بارندگی جلوگیری نمود.



شکل ۵-۳۰- وسیله‌ی تزریق دوغاب آهک

یکی دیگر از روش‌های تثبیت بستر (سابگرید) و شیروانی‌های خاکی، استفاده از آهک زودگیر[2] می‌باشد. در این حالت سوراخ‌هایی به قطر ۱۰۰ تا ۱۵۰ میلیمتر در شبکه‌ی منظم در منطقه‌ی موردنظر حفر شده و سپس به وسیله‌ی آهک سریع پر می‌شود.

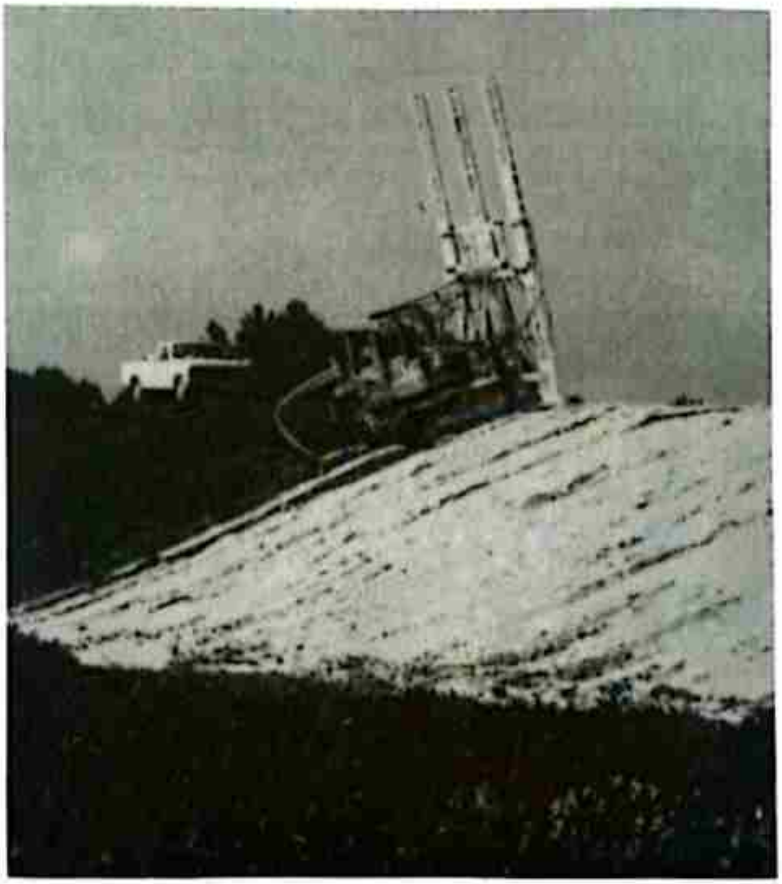
---

1 - Black lock and Pengelly
2 - Quick Lime

Scanned with CamScanner

۵-۱۲- تثبیت خاک با استفاده از سیمان

سیمان به طور افزاینده‌ای برای پایداری (تثبیت) خاک، بخصوص در احداث شاهراه‌ها و سدهای خاکی، به کار گرفته می‌شود. اولین پروژه‌ی ساختمانی کنترل شده‌ی خاک- سیمان در آمریکا در سال ۱۹۳۵ در جانسون‌ویل کارولینای جنوبی انجام شد. از سیمان می‌توان برای پایدار نمودن (تثبیت) خاک‌های ماسه‌ای و رسی استفاده نمود. همانند آهک، تاثیر سیمان کاهش حد مایع و افزایش نشانه خمیری و کارآیی خاک‌های رسی می‌باشد. برای خاک‌های رسی، تثبیت به وسیله‌ی سیمان وقتی موثر است که حد مایع کمتر از ۴۵ تا ۵۰ و نشانه‌ی خمیری کمتر از حدود ۲۵ باشد. در جدول ۵-۱۰ مقدار حجمی بهینه‌ی سیمان برای خاک‌های مختلف به منظور به وجود آوردن یک تثبیت مناسب و موثر، ارائه شده است.



شکل ۵-۳۱- تزریق تحت فشار دوغاب آهک

همانند آهک، سیمان به افزایش مقاومت خاک کمک می‌کند. مقاومت خاک با گذشت زمان افزایش می‌یابد. در جدول ۵-۱۱ مقایسه‌ای بین مقاومت فشاری محدود نشده‌ی انواع مختلف خاک در دو حالت بدون افزودن سیمان و افزودن سیمان به مقدار ده درصد وزنی ارائه شده است.

بر پایه‌ی بحث‌های قبل و داده‌های ارائه شده در جداول ۵-۱۰ و ۵-۱۱، مشاهده می‌شود که خاک‌های دانه‌ای و خاک‌های رسی با خاصیت خمیری کم، برای تثبیت با سیمان مناسب‌تر می‌باشند. تجربه

Scanned with CamScanner

نشان می‌دهد که رس‌های کلسیم[1] به راحتی با اضافه کردن سیمان پایدار می‌شوند، در حالی که رس‌های سدیم و هیدروژن، که طبیعت آماسی (قابلیت تورم) دارند، پاسخ خوبی در مقابل تثبیت به وسیله‌ی آهک دارند. به همین علت، در انتخاب نوع مصالح تثبیت کننده باید دقیق بود.

جدول ۵-۱۰- مقدار حجمی سیمان موردنیاز برای تثبیت موثر انواع مختلف خاک

درصد حجمی سیمان	نوع خاک	
	طبقه‌بندی متحد	طبقه‌بندی آشتو
6-10	GP , SP , و SW	A-3 و A-2
8-12	CL , ML , و MH	A-5 و A-4
10-14	CL , CH	A-7 و A-6

مایکل و فریناک (۱۹۵۹)

جدول ۵-۱۱- مقاومت فشاری خاک و مخلوط خاک سیمان

مقاومت فشاری محدود نشده $(kN/m^2)^6$	مصالح
	خاک اصلاح نشده
کمتر از ۳۵۰	رس، تورب
70-280	رس ماسه‌دار با تراکم خوب
280-700	مخلوط شن، ماسه، و رس با تراکم خوب
	خاک اصلاح شده به وسیله‌ی ۱۰ درصد وزنی سیمان
کمتر از ۳۵۰	رس، خاک‌های آلی
350-1050	لای، رس لای‌دار، ماسه خیلی بد دانه‌بندی شده، خاک کمی آلی
700-1730	رس لای‌دار، رس ماسه‌دار، ماسه‌ی خیلی بد دانه‌بندی شده، و شن
1730-3460	ماسه لای‌دار، رس ماسه‌دار، ماسه و شن
3400-10,350	مخلوط ماسه- رس و شن- ماسه- رس، و ماسه و شن خوب دانه‌بندی شده

برای تراکم کارگاهی، مقدار مناسب سیمان را می‌توان با خاک مخلوط نمود. عمل اختلاط می‌تواند به صورت درجا باشد و یا در یک کارگاه اختلاط انجام شده و به محل حمل گردد. سپس مقدار مناسبی آب مخلوط اضافه شده و تا وزن مخصوص موردنظر متراکم می‌شود.

مشابه تزریق دوغاب آهک، از دوغاب سیمان (نسبت آب به سیمان ۰/۵ تا ۵) می‌توان برای تزریق خاک‌های ضعیف زیر شالوده‌ی ساختمان‌ها و یا سایر سازه‌ها استفاده نمود. تزریق به وسیله‌ی سیمان باعث کاهش نفوذپذیری و افزایش مقاومت و ظرفیت باربری خاک می‌شود. در طراحی شالوده‌ی ماشین‌ها با

1 - Calcium

فرکانس کم، که تحت تاثیر نیروهای ارتعاشی قرار دارند، گاهی مواقع لازم می‌شود که خاک شالوده به وسیله‌ی تزریق سفت شود تا فرکانس تشدید (همگامی) خاک افزایش یابد.

۵-۱۳- تثبیت به وسیله‌ی خاکستر بادی[1] (یا خاکستر نرم)

خاکستر بادی، خاکستر به جا مانده از احتراق ذغال سنگ پودر شده در کوره می‌باشد که از محصولات نیروگاه‌ها با سوخت ذغال‌سنگ است. خاکستر بادی یک گرد بسیار ریزدانه است که ترکیبی از سیلیس، آلومینا، اکسیدها و قلیاهای مختلف می‌باشد، دارای طبیعت پوزولانی بوده و می‌تواند با آهک هیدراته واکنش کرده و فرآیند سمنتاسیون به وجود آورد. به همین علت مخلوط آهک و خاکستر بادی می‌تواند برای پایدار نمودن (تثبیت) اساس و زیراساس جاده‌ها مورد استفاده قرار گیرد. مخلوط‌های موثر می‌تواند با ۱۰ تا ۳۵ درصد خاکستر بادی و ۲ تا ۱۰ درصد آهک تهیه شود. مخلوط خاک، آهک و خاکستر بادی با میزان رطوبت مناسب و تحت شرایط کنترل شده متراکم می‌شود تا لایه‌ی خاک پایدار به وجود آید.

نوع دیگری خاکستر بادی از سوخت ذغال‌سنگ در غرب آمریکا به وجود می‌آید که به تیپ C معروف است و حاوی تا حدود ۲۵ درصد آهک است و با اضافه کردن آب به آن واکنش سمنتاسیون در آن به وجود می‌آید و احتیاج به اضافه کردن آهک به آن نیست.

۵-۱۴- ستون‌های سنگی

ستون‌های سنگی، روشی برای افزایش ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی متکی بر لایه‌های رسی نرم می‌باشد. مراحل انجام روش به قرار زیر است.

۱- با استفاده از جت‌آب ارتعاش‌گیر (نیشتر)، چاهی در لایه‌ی رس نرم تا رسیدن به لایه‌ی محکم ایجاد می‌شود.

۲- پرکردن چاه ایجاد شده در بند ۱ توسط شن (۶-۴۰ میلیمتر).

۳- قطع جت‌آب و بیرون کشیدن ارتعاش‌گر به صورت آرام. قطر ستون‌های سنگی بین ۵۰۰ تا ۷۵۰ میلیمتر و فواصل مرکز به مرکز آنها بین ۱/۵ تا ۳ متر است. در شکل ۵-۳۲ مراحل اجرای ستون‌های سنگی نشان داده شده است.

بعد از احداث ستون‌های سنگی و قبل از احداث شالوده، روی سطح زمین لایه‌ای برای گسترش بار، خاکریزی شده و متراکم می‌شود که به آن LTP[2] یا لایه گسترش بار گویند. ستون‌های سنگی باعث کاهش نشست تحت بارهای بهره‌برداری می‌شوند. گزارش متعددی توسط هیوزو ویتر (۱۹۷۴)، هیوز و همکاران (۱۹۷۵)، مایکل و هوبر (۱۹۸۵) از اجرا و رفتار ستون‌های سنگی ارائه شده است.

بهره‌وری ستون‌های سنگی بیشتر برای تثبیت سطوح بزرگ با مقاومت برشی بین ۱۰ تا ۵۰ کیلونیوتن برمترمربع است تا افزایش ظرفیت باربری شالوده. در خاک‌ها با مقاومت برشی کمتر، خاک توانایی مقاومت جانبی برای ستون سنگی ندارد. در بهسازی سطوح بزرگ، ستون‌های سنگی برای اعماق ۶ تا ۱۰

---

1 - Fly Ash
2 - Load Transfer Platform

Scanned with CamScanner

متر بیشترین تاثیر را دارا می‌باشند. ولی از آنها تا عمق ۳۱ متر نیز استفاده شده است. باشوس و بارک اسدیل راهنمای عمومی طراحی ستون‌های سنگی برای تثبیت سطوح بزرگ ارائه دادند.



شکل ۵-۳۲- اجرای ستون سنگی

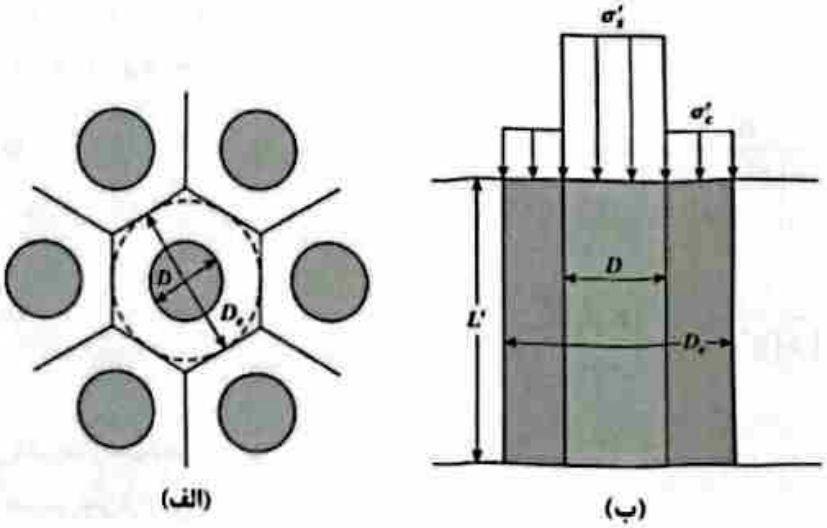
شکل ۵-۳۳- الف پلان تعدادی ستون سنگی را نشان می‌دهد. نسبت جایگزینی ستون سنگی را می‌توان طبق رابطه‌ی زیر بیان نمود:

$$a_s = \frac{A_s}{A} \qquad (۴۹-۵)$$

که در آن:

A_s = مساحت ستون سنگی

A = مساحت سهمیه‌ی هر ستون سنگی



(الف) (ب)

شکل ۵-۳۳- (الف) ستون سنگی با آرایش مثلثی (ب) تمرکز تنش به علت تغییر در سختی

برای آرایش مثلث متساوی‌الاضلاع داریم:

$$a_s = 0.907\left(\frac{D}{s}\right)^2 \qquad (۵۰-۵)$$

که در آن:

D = قطر ستون سنگی

s = فاصله مرکز به مرکز ستون‌های سنگی

با ترکیب روابط ۵-۴۹ و ۵-۵۰ داریم:

$$\frac{A_s}{A} = \frac{\frac{\pi}{4}D^2}{\frac{\pi}{4}D_e^2} = a_s = 0.907\left(\frac{D}{s}\right)^2$$

یا:

$$D_e = 1.05s \qquad (۵۱-۵)$$

بطور مشابه برای آرایش مربعی داریم:

$$D_e = 1.13s \qquad (۵۲-۵)$$

مطابق شکل ۵-۳۳- ب با اعمال بار یکنواخت مثل خاکریزی بر ناحیه‌ی بهسازی شده با ستون سنگی، به علت تغییرات سختی زمین، تمرکز تنش در ستون سنگی نسبت به خاک اطراف بوجود می‌آید. ضریب تمرکز تنش برابر است با:

$$n' = \frac{\sigma'_s}{\sigma'_c} \qquad (۵۳-۵)$$

که در آن:

σ'_s = تنش موثر در ستون سنگی

σ'_c = تنش موثر در خاک اطراف

رابطه‌ی بین σ'_s و σ'_c برابر است با:

$$\sigma'_s = \sigma'\left[\frac{n'}{1+(n'-1)a_s}\right] = \mu_s\sigma' \qquad (۵۴-۵)$$

و

$$\sigma'_c = \sigma'\left[\frac{1}{1+(n'-1)a_s}\right] = \mu_s\sigma' \qquad (۵۵-۵)$$

که در آن:

σ' = تنش قائم موثر متوسط

μ_s, μ_c = ضریب تمرکز تنش

میزان بهسازی خاک به علت احداث ستون سنگی با نسبت زیر بیان می‌شود:

$$\frac{S_{c(t)}}{S_c} = \mu_c \qquad (۵۶-۵)$$

که در آن:

$S_{c(t)}$ = نشست خاک بهسازی شده

S_c = نشست کل خاک زیر

ظرفیت باربری ستون سنگی

وقتی‌که طول L' ستون سنگی کمتر از حدود 3D و شالوده روی آن ساخته شده باشد، همانند شمع‌های کوتاه در محیط رس نرم تا سخت متوسط، مود شکست بصورت پانچ (سوراخ کننده) خواهد بود. برای ستون‌های سنگی بقدر کافی بلند که از گسیختگی پانچ جلوگیری نماید، فشار محصورکنندگی نهایی و مقاومت برشی خاک اطراف حاکم بر ظرفیت باربری نهایی خواهد بود. در این حالت گسیختگی نهایی به علت پدیده‌ی بشکه‌ای شدن (Bulging) ستون سنگی خواهد شد. مایکل (۱۹۸۱) ظرفیت باربری نهایی q_u ستون سنگی را مطابق رابطه‌ی زیر پیشنهاد می‌کند.

$$q_u = c_u N_p \qquad (۵۷-۵)$$

که در آن:

c_u = مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی رس

N_p = ضریب ظرفیت باربری

مایکل (۱۹۸۱) پیشنهاد می‌کند:

$$N_p = 25 \qquad (۵۸-۵)$$

استودلین و هولتز (۲۰۱۳) بر پایه مطالعات صحرایی پیشنهاد می‌کنند:

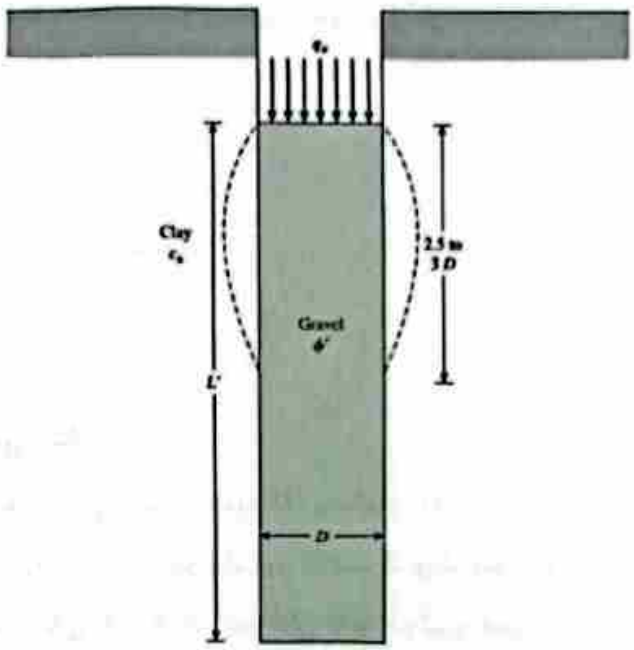
$$N_p = \exp(-0.0096c_u + 3.5) \qquad (۵۹-۵)$$

که در آن c_u برحسب kN/m^2 می‌باشد.

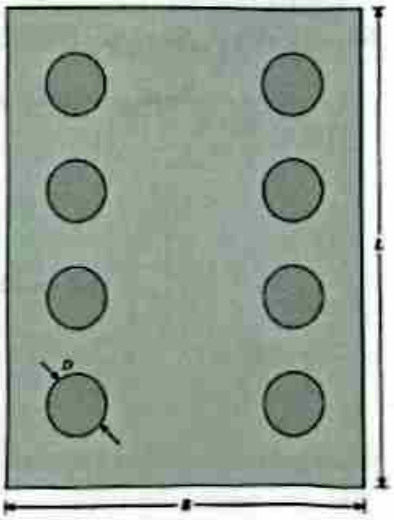
مطابق شکل ۵-۳۵ برای شالوده‌ای به ابعاد B×L که مستقر بر گروه ستون سنگی می‌باشد، ظرفیت باربری نهایی q_u را می‌توان از رابطه‌ی زیر تعیین نمود:

$$q_u = N_p c_u a_s + N_c c_u (1 - a_s) F_{cs} F_{cd} \qquad (۶۰-۵)$$

Scanned with CamScanner



شکل ۵-۳۴- ظرفیت باربری ستون سنگی



شکل ۵-۳۵- شالوده‌ی سطحی متکی بر گروه ستون‌های سنگی

که در آن N_p توسط رابطه‌ی ۵-۵۹ تعریف می‌شود. به علاوه داریم:

$$N_c = 5.14$$

F_{cd} و F_{cs} = ضرایب شکل و عمق (جدول ۶-۲-ب)

بعلاوه:

$$F_{cs} = 1 + 0.2\frac{B}{L} \qquad (۶۱-۵)$$

و

$$F_{cd} = 1 + 0.2\frac{D_f}{B} \qquad (۵-۶۲)$$

که در آن D_f عمق شالوده است.

مثال ۵-۷

شالوده‌ای به ابعاد ۲×۴ متر روی گروهی از ستون‌های سنگی با آرایش مربع در لایه‌ی رس نرم در نظر بگیرید. داریم:

ستون سنگی $D = 0.4\ m$

نسبت مساحت $a_s = 0.3$

$L' = 4.8 m$

رس $c_u = 36\ kN/m^2$

شالوده $D_f = 0.75 m$

مطلوبست تعیین Q_u برای شالوده.

حل:

از رابطه‌ی ۵-۶۰ داریم:

$$q_u = N_p c_u a_s + N_c c_u (1 - a_s) F_{cs} F_{cd}$$

بعلاوه از رابطه‌ی ۵-۵۹ می‌توان نوشت:

$$N_p = \exp(-0.0096 c_u + 3.5) = \exp[(-0.0096)(36) + 3.5] = 23.44$$

$$F_{cs} = 1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right) = 1 + 0.2\left(\frac{2}{4}\right) = 1.1$$

$$F_{cd} = 1 + 0.2\left(\frac{D_f}{B}\right) = 1 + 0.2\left(\frac{0.75}{2}\right) = 1.075$$

و:

$$q_u = (23.44)(36)(0.3) + (5.14)(36)(1 - 0.3)(1.1)(1.075) = 406.3\ kN/m^3$$

بنابراین بار نهایی برابر است با:

$$Q_u = q_u BL = (406.31)(2)(4) = 3250.48\ kN$$

۵-۱۵- شمع‌های ماسه‌ای متراکم[1]

شمع‌های ماسه‌ای متراکم شبیه ستون‌های سنگی می‌باشند و از آنها می‌توان در مناطق مسئله‌دار برای بهسازی پایداری، کنترل روانگرایی و کاهش نشست سازه‌ها استفاده کرد. در صورت احداث اینگونه شمع در لایه‌های رس نرم، باعث افزایش سرعت کاهش فشار آب حفره‌ای و در نتیجه تسریع تحکیم می‌شوند.

---

1 - Sand Compaction Pile

Scanned with CamScanner

شمع‌های ماسه‌ای ابتدا در ژاپن بین سال‌های ۱۹۳۰ تا ۱۹۵۰ ساخته شدند (ایشی موتو ۱۹۸۱). با استفاده از تکنیک کامپوزر[1] در سال ۱۹۵۵ ستون‌های ماسه‌ای متراکم شده به قطر بزرگ ساخته شدند (ایوشی و همکاران ۱۹۷۹). روش کامپوزر ارتعاشی[2] توسط موراياما در سال ۱۹۵۸ در ژاپن ابداع شد (موراياما- ۱۹۶۲).

احداث شمع‌های ماسه‌ای متراکم با فرو بردن سنبه‌ی[3] توخالی در حالی که نوک آن بسته است، به داخل زمین شروع می‌شود. در حین بیرون آوردن تدریجی سنبه، دریچه‌ی نوک آن باز شده و از بالای سنبه ماسه درون آن ریخته شده و با اعمال فشار هوا طی چندین مرحله در حین بیرون کشیدن سنبه، تراکم موردنظر حاصل می‌شود. قطرشمع‌های ماسه‌ای بین ۰/۴۵ تا ۰/۷۵ متر بوده و فواصل مرکز به مرکز آنها بین ۱/۵ تا ۳ متر است. آرایش شمع‌های ماسه‌ای در پلان مشابه ستون‌های سنگی است. شکل ۵-۳۶ اجرای شمع‌های ماسه‌ای را در بندر یوکوهامای ژاپن نشان می‌دهد.

بازور و بیتانو (۱۹۶۹) گزارشی از تراکم لایه‌ای از مصالح دانه‌ای به ضخامت ۹ متر را در بندر سانفرانسیسکو با استفاده از شمع‌های ماسه‌ای متراکم ارائه دادند. قطر شمع‌های ماسه‌ای ۳۵۰ میلیمتر بود. شکل ۵-۳۷- الف آرایش شمع‌های ماسه‌ای را در پلان نشان می‌دهد.

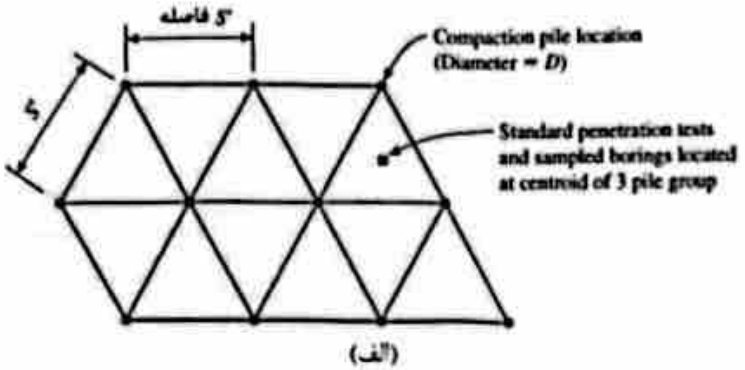
فاصله S' بین شمع‌ها متغیر است. در شکل ۵-۳۷- ب نتایج عدد نفوذ استاندارد (N60) قبل و بعد از اجرای شمع‌های ماسه‌ای ارائه شده است. از این شکل می‌توان ملاحظه نمود که با افزایش S' (یا S/D) از درجه‌ی تراکم کاسته می‌شود، بطوریکه با افزایش S'/D به حدود ۴ تا ۵، اثر تراکم قابل صرفنظر می‌شود.



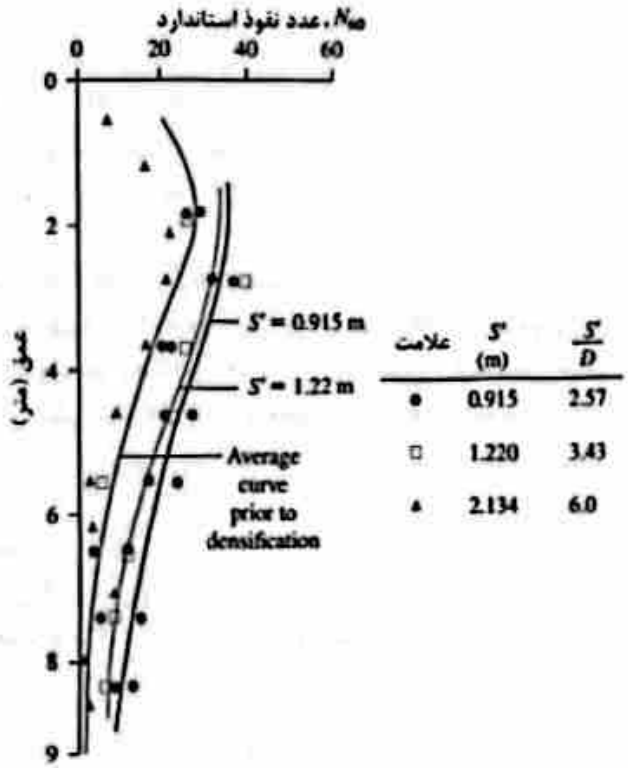
شکل ۵-۳۶

1 - Compozer
2 - Vibro Compozer
3 - Mandrel

Scanned with CamScanner



(الف)



(ب)

شکل ۵-۳۷- گزارش شمع‌های ماسه‌ای توسط بازور و بیتانو (۱۹۶۹)- (الف) آرایش شمع‌ها در پلان، (ب) تغییرات عدد نفوذ استاندارد با S'

۵-۱۶- تراکم دینامیکی

تراکم دینامیکی روش بهسازی خاک می‌باشد که با استفاده از آن می‌توان ظرفیت باربری خاک را افزایش و میزان نشست خاک را کاهش داد. همچنین از این روش می‌توان برای از بین بردن پتانسیل روانگرایی خاک‌ها استفاده کرد. در این روش، عملیات بهسازی با استفاده از پرتاب مکرر یک وزنه (Tamper) از ارتفاعی مشخص برروی سطح خاک انجام می‌شود.

وزنه‌های استفاده شده در این روش از ۸۰ تا ۴۰۰ کیلونیوتن می‌باشند که به صورت آزاد از ارتفاعی بین ۱۰ تا ۴۰ متر رها می‌شوند. در این روش می‌توان زمین را تا عمق ۱۰ متری متراکم کرد و بیشتر برای خاک‌های

درشت‌دانه سست با میزان اشباع کم موثر می‌باشد. انجام روش تراکم دینامیکی برای خاک‌های رسی با چسبندگی و درجه اشباع بالا توصیه نمی‌شود.

در صورت بالا بودن تراز آب زیرزمینی در خاک‌های رسی، باید از زهکش یا روش پایین آوردن سطح آب استفاده کرد تا اضافه فشار آب حفره‌ای از بین برود. همچنین باید مدت زمان کافی منتظر ماند تا اضافه فشار آب حفره‌ای مستهلک شود. در صورتی که تراز آب زیرزمینی در ۲ متری سطح خاک باشد باید از روش پایین آوردن سطح آب استفاده کرد. در روش تراکم دینامیکی، سطحی که برای بهسازی در نظر گرفته می‌شود باید بزرگ باشد (بیشتر از ۵۰۰۰ مترمربع) تا این روش اقتصادی باشد.

در خاک‌های رسی اشباع باید این روش همراه با پیزومتر انجام شود تا تغییرات فشار آب حفره‌ای پایش شود. در ادامه مبانی طراحی روش تراکم دینامیکی ارائه شده و محاسبات آن برای پروژه‌ی خاصی انجام شده است. لازم به ذکر است که طراحی‌های انجام شده در این روش به صورت تجربی بوده و نیاز به ارزیابی در محل پروژه دارد. برای ارزیابی از آزمایش‌های PMT، CPT، SPT و بارگذاری صفحه‌ای استفاده می‌شود که دو آزمایش PMT و بارگذاری صفحه‌ای اولویت دارند، زیرا این دو روش به تغییرات سختی خاک حساس‌تر هستند. باید توجه داشت که به منظور ارزیابی تراکم دینامیکی، انجام آزمایشات در زمانی باید انجام شود که از عمل کوبش در خاک درشت‌دانه مدت زمان ۱ تا ۲ هفته و در خاک ریزدانه ۳ تا ۴ هفته گذشته باشد.

در تراکم دینامیکی روش کار بدین‌ترتیب است که با استفاده از جرثقیل دکل بلند، وزنه‌ای سنگین تا ارتفاع قابل توجهی بالا برده شده و از آن‌جا برروی محل موردنظر پرتاب می‌شود و این کار به دفعات تکرار می‌گردد (شکل ۶-۳۸). وزن وزنه در محدوده‌ی ۸۰ تا ۴۰۰ کیلونیوتن و ارتفاع سقوط آن در محدوده‌ی ۷/۵ تا ۳۰ متر است. موج‌های تنشی تولید شده در اثر سقوط وزنه، باعث تراکم محیط می‌شود. درجه‌ی تراکم کسب شده بستگی به عوامل زیر دارد:

الف: وزن وزنه

ب: ارتفاع سقوط

پ: فواصل نقاطی که وزنه برروی آنها می‌افتد

لئونارد، کوتر، و هولتز (۱۹۸۰) رابطه‌ی زیر را برای تعیین عمق موثر نفوذ تراکم ارائه کردند:

$$DI \approx C\sqrt{W_H.h} \qquad (۶۳-۵)$$

که در آن:

DI = عمق موثر تراکم

W_H = وزن وزنه[1]

h = ارتفاع سقوط (متر)

C = مساوی ۰/۵ وقتی W_H برحسب تن و DI برحسب متر است.

مساوی ۰/۱۵۸ وقتی W_H برحسب کیلونیوتن و DI برحسب متر است.

رابطه فوق در دستگاه انگلیسی به صورت زیر بیان می‌شود:

$$DI = 0.61\sqrt{W_H.h} \qquad (۶۴-۵)$$

در رابطه‌ی فوق، DI و h برحسب فوت و W_H برحسب کیلوپوند می‌باشد.

---

1 - Tamper (کوبه)

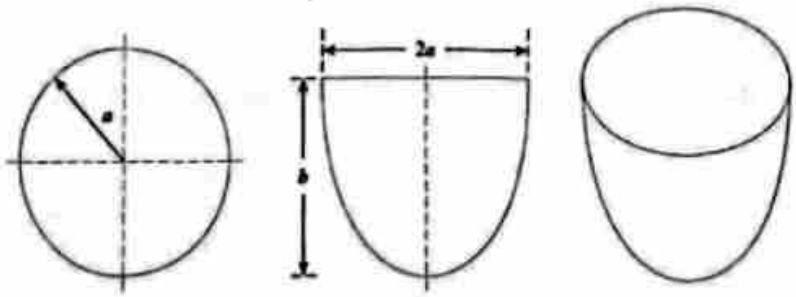
Scanned with CamScanner



شکل ۵-۳۸- تجهیزات تراکم دینامیکی

در سال ۱۹۹۲ پوران و رودریگز روش منطقی برای اجرای تراکم دینامیکی خاک دانه‌ای در کارگاه پیشنهاد کردند. طبق روش آنها، برای وزنه‌ای به عرض D، وزن W_H و ارتفاع سقوط h، شکل تقریبی ناحیه‌ی متراکم شده مطابق شکل ۵-۳۹ بصورت نیم‌بیضوی می‌باشد. در این شکل b = DI می‌باشد که DI عمق موثر تراکم است. شکل ۵-۴۰-الف نموداری برای تعیین a/D و b/D در مقابل NW_Hh/Ab می‌باشد.

D = عرض وزنه اگر بصورت دایره نباشد، A = سطح مقطع وزنه، N = تعداد سقوط وزنه.



شکل ۵-۳۹- شکل تقریبی حجم متراکم شده در یک ضربه در روش تراکم دینامیکی

گام‌های اساسی این روش به قرار زیر است.

گام ۱. عمق موثر تراکم (DI = b) را انتخاب کنید.

گام ۲. وزن وزنه W_H، ارتفاع سقوط h، سطح مقطع A و عرض D را انتخاب کنید.

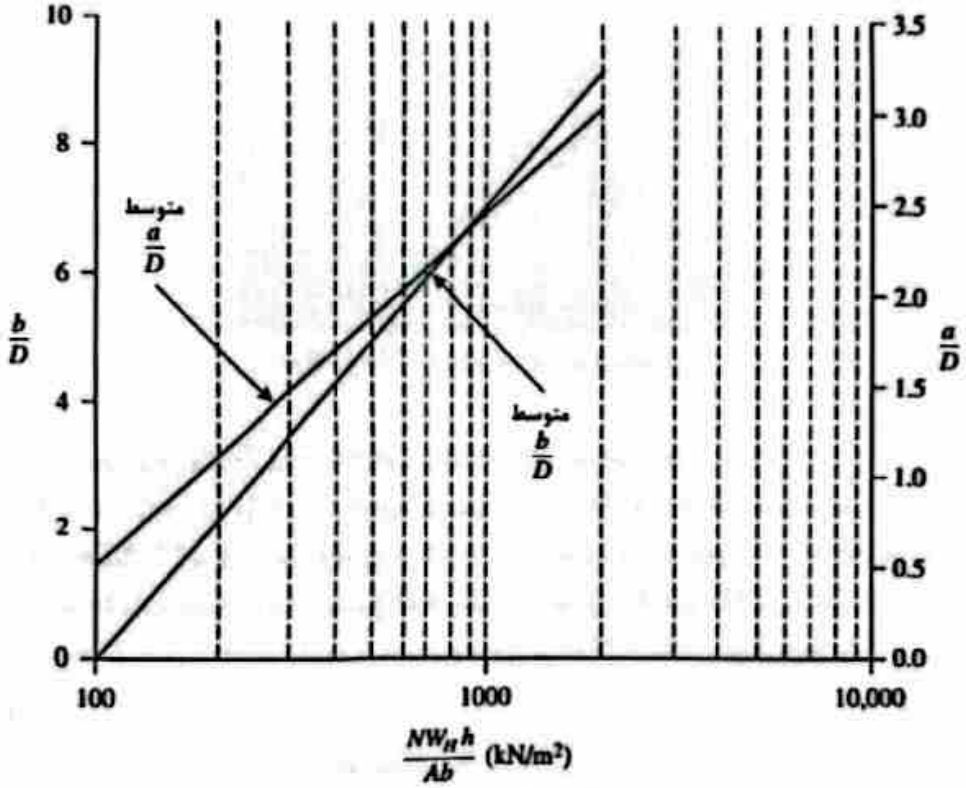
گام ۳. نسبت b/D = DI/D را تعیین کنید.

گام ۴. برای نسبت b/D بدست آمده در گام ۳، از نمودار شکل ۵-۴۰-الف مقدار NW_Hh/Ab را تعیین کنید.

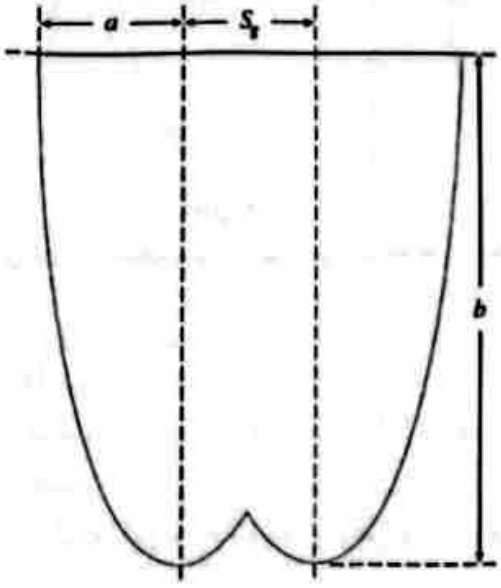
گام ۵. حال می‌توان با داشتن W_H، h، A، b و مقدار NW_Hh/Ab، تعداد سقوط وزنه یعنی N را تعیین کرد.

گام ۶. از نمودار شکل ۵-۴۰-الف، با داشتن NW_Hh/Ab، مقدار a/D را محاسبه کنید.

گام ۷. مطابق شکل ۵-۴۰-ب، فاصله شبکه‌ی تراکم دینامیکی (S_g) را می‌توان بصورت عددی کمتر از a تعیین نمود.



شکل ۵-۴۰-الف- نمودار a/D و b/D در مقابل NW_Hh/Ab (پوران و رودریگز)



شکل ۵-۴۰-ب- فاصله‌ی تقریبی شبکه برای تراکم دینامیکی

مثال ۵-۸

برای یک آزمایش تراکم دینامیکی، اطلاعات زیر در دست است:

وزن وزنه = 150 kN و ارتفاع سقوط = 12m

مطلوب است تعیین عمق نفوذ موثر.

حل:

با استفاده از رابطه‌ی ۵-۶۳ داریم:

$$DI = 0.158\sqrt{W_H h} = 0.158\sqrt{(150)(12)} = 6.70\ m$$

مثال ۵-۹

مطلوبست طراحی عملیات روش تراکم دینامیکی در پروژه‌ی بهسازی خاک. عملیات در دو پاس صورت می‌گیرد ($N_p = 2$).

تعیین وزن کوبه و ارتفاع سقوط

با استفاده از رابطه زیر می‌توان وزن وزنه (کوبه) و ارتفاع سقوط را تعیین نمود.

$$DI = C\sqrt{W_H h}$$ (۵-۶۳- تکراری)

DI = عمق بهسازی برحسب متر W_H = وزن کوبه برحسب تن

h = ارتفاع سقوط برحسب متر C = عدد ثابت

مقدار عدد ثابت با استفاده از جدول شماره ۵-۱۲ مشخص می‌شود.

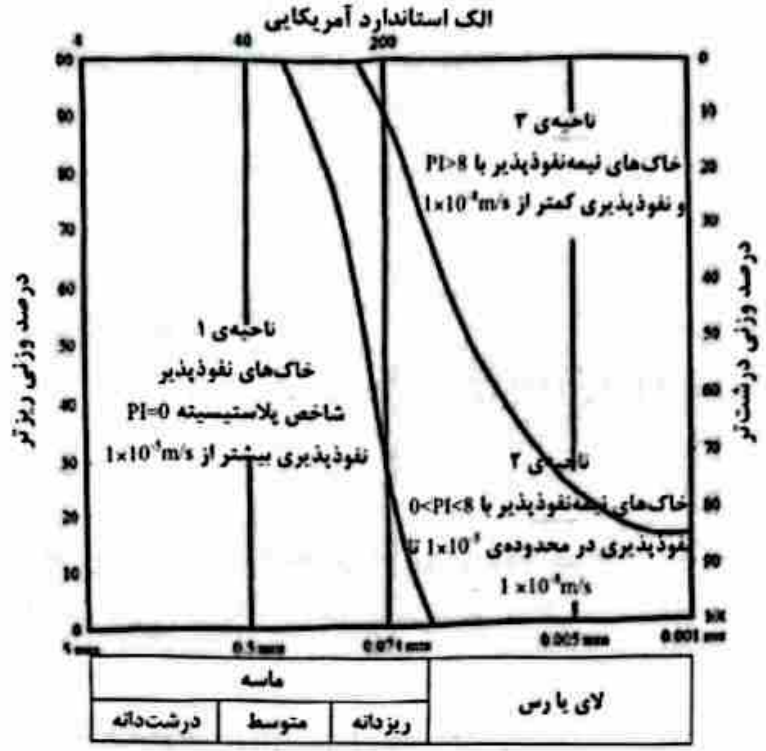
جدول ۵-۱۲- مقدار پیشنهادی C

C	درجه‌ی اشباع	نوع خاک[1]
0.5	بالا	رسوبات نفوذپذیر خاک- خاک‌های دانه‌ای
0.5-0.6	پایین	
0.35-0.4	بالا	رسوبات نیمه نفوذپذیر- لایه‌های اولیه با PI < 8
0.4-0.5	پایین	
توصیه نشده است.	بالا	رسوبات نیمه‌نفوذپذیر- رس‌های اولیه با PI > 8
0.35-0.4	پایین (ω < PL)	

(۱) شاخص خمیری = PI ، میزان رطوبت = ω ، حد خمیری = PL ، برای $W_H H_d$ = 1-3 مگاژول بر مترمربع و سقوط کوبه به وسیله‌ی کابل

نوع خاک را می‌توان با استفاده از شکل ۵-۴۰-ب تعیین نمود.

Scanned with CamScanner



شکل ۵-۴۰-پ- انواع خاک برای تراکم دینامیکی

در این مسئله با توجه به دانه‌بندی خاک و مقدار نفوذپذیری آن، نوع خاک در ناحیه‌ی ۲ قرار می‌گیرد. همچنین با توجه به بالا بودن سفره آب زیرزمینی، درجه‌ی اشباع خاک بالا می‌باشد. بنابراین میزان C از ۰/۳۵ تا ۰/۴ می‌باشد که به صورت میانگین ۰/۳۷۵ در نظر گرفته می‌شود. همچنین در این پروژه عمق موردنظر برای بهسازی ۵ متر می‌باشد.

$$5 = 0.375 \times \sqrt{W_H h} \rightarrow W_H h_d = 178 \text{ ton.m}$$

مقدار مناسب ارتفاع پرتاب وزنه از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$h = (W_H h)^{0.54} \rightarrow h = (178)^{0.54} = 16.4 \text{ m}$$

ارتفاع پرتاب وزنه ۱۵ متر درنظر گرفته می‌شود.

در نتیجه وزن کوبه به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$W_H = \frac{W_H h}{h} = \frac{178}{15} = 11.9 \text{ ton}$$

وزن کوبه ۱۲ تن در نظر گرفته می‌شود.

بنابراین به کوبه ۱۲ تنی نیاز می‌باشد که از ارتفاع ۱۵ متری رها شود. مشخصات جرثقیل مورد نیاز از جدول شماره ۵-۱۳ بدست می‌آید.

Scanned with CamScanner

جدول ۵-۱۳- مشخصات جرثقیل برای کوبش

ابعاد کابل، mm	ظرفیت جرثقیل، (kN)	وزن کوبه، (kN)
19-22	360-440	50-70
22-25	440-890	70-130
25-29	890-1100	130-160
32-38	1300-1600	160-220

بنابراین به یک جرثقیل با ظرفیت ۴۴ تا ۸۹ تن نیاز می‌باشد که دارای کابل با ضخامت ۲۲ تا ۲۵ میلی‌متر باشد.

تعداد ضربات و پاس‌های کوبش

با توجه به بالا بودن تراز آب زیرزمینی باید کوبش‌ها در چند پاس انجام شود تا امکان استهلاک اضافه فشار آب حفره‌ای فراهم شود. لذا دو پاس برای اعمال انرژی در نظر گرفته می‌شود.

تعداد ضربات در هر پاس را می‌توان با استفاده از رابطه زیر محاسبه کرد:

$$N = \frac{AE_{HEP} \times A_e}{W_H h} \qquad (۶۵-۵)$$

N = تعداد ضربات کوبش توسط یک پاس در هر موقعیت (به طور معمول ۵ الی ۱۰ ضربه)

W_H = وزن کوبه

h = ارتفاع سقوط

A_e = سطح موثر هر نقطه‌ی تراکم

$A_e = S_g^2$ (آرایش مربع نقاط کوبش)

$A_e = 0.867\, S_g^2$ (آرایش مثلث نقاط کوبش)

$A_e = 0.5\, S_g^2$ (آرایش مربع نقاط کوبش با یک نقطه در وسط)

S_g = فواصل نقاط کوبش

مقدار AE_{HEP} با استفاده از انرژی وارده واحد (UAE) به دست می‌آید.

$$UAE = \frac{(AE_{total})}{DI} = \frac{(AE_{HEP})N_p + (AE_{IP})}{DI} \qquad (۶۶-۵)$$

N_p = تعداد پاس

DI = عمق نفوذ تراکم

AE_{HEP} = انرژی وارد توسط رها کردن کوبه

AE_{IP} = انرژی وارد در مرحله اتوکشی

AE_{IP} با استفاده از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$AE_{IP} = (UAE)\, d_{cd} \qquad (۶۷-۵)$$

Scanned with CamScanner

d_{cd} میزان فرورفت در محل برخورد کوبه می‌باشد که غالباً در حدود ۰/۵ تا ۱ متر می‌باشد. در جهت اطمینان آن را می‌توان مساوی صفر گرفت.
همچنین مقدار UAE از جدول شماره ۵-۱۴ به دست می‌آید.

جدول ۵-۱۴- مقدار انرژی واحد لازم[1] (UAE)

نوع خاک	انرژی اعمال شده، kJ/m^3	(٪) انرژی پروکتور استاندارد
خاک‌های درشت دانه‌ی نفوذپذیر	200-250	33-41
خاک‌های ریزدانه‌ی نیمه نفوذپذیر	250-350	41-60
خاکریز	600-1100	100-180

(۱) انرژی پروکتور استاندارد معادل $600\ kJ/m^3$

با توجه به نوع خاک، مقدار انرژی واحد (UAE) با استفاده از جدول فوق در بازه ۲۵۰ تا ۳۵۰ کیلوژول بر مترمربع می‌باشد که به صورت میانگین ۳۰۰ کیلوژول برمترمربع در نظر گرفته می‌شود.

$$AE_{IP} = 300 \times 1 = 300\ kJ/m^2$$

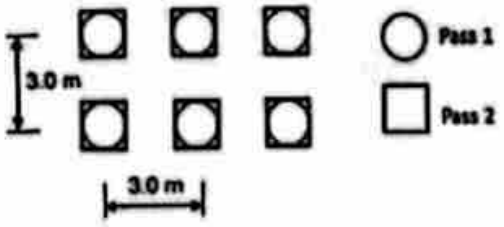
با استفاده از رابطه ۵-۶۶ مقدار AE_{HEP} محاسبه می‌شود.

$$300 = \frac{(AE_{HEP} \times 2) + 300}{5} \rightarrow AE_{HEP} = 600\ kJ/m^2 = 61.2\ ton.m/m^2$$

از رابطه شماره ۵-۶۵ می‌توان تعداد پرتاب کوبه را در هر پاس حساب کرد.

$$N = \frac{(AE_{HEP}) \times A_e}{W_H h}$$

فاصله نقاط کوبش باید در بازه ۱/۵ تا ۲/۵ برابر قطر کوبه باشد. در این مسئله در نظر است که از کوبه با قطر ۱/۵ متر استفاده شود. لذا فاصله بین نقاط کوبش به طور میانگین باید ۲ برابر قطر کوبه باشد که برابر ۳ متر می‌باشد. شبکه کوبش به صورتی مربعی در نظر گرفته می‌شود که فاصله نقاط کوبش آن ۳ متر می‌باشد.
الگوی کوبش در شکل زیر نشان داده شده است.



شکل ۵-۴۰- ت

$$A_e = 3^2 = 9$$

حال با استفاده از رابطه ۵-۶۵ تعداد ضربات کوبش در هر پاس به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$N = \frac{61.2 \times 9}{12 \times 15} = 3.06 \quad \text{(در هر پاس)}$$

Scanned with CamScanner

بنابراین در هر پاس نیاز به ۳ عدد کوبش می‌باشد.

پ. محاسبه عمق چاله بوجود آمده در زیر کوبه

در محل برخورد کوبه به زمین چاله‌ای[1] بوجود می‌آید که عمق آن از رابطه تجربی زیر تخمین زده می‌شود.

$$d_{cd} = 0.028 N^{0.55} \sqrt{W_H h}$$

$$\rightarrow d_{cd} = 0.028 \times (3)^{0.55} \sqrt{12 \times 15} = 0.7\,m$$

مقدار مجاز فرورفت زمین در محل کوبه برابر با ارتفاع کوبه بعلاوه ۳۰ سانتی‌متر می‌باشد. با توجه به اینکه ارتفاع کوبه ۱/۵ متر می‌باشد مقدار مجاز فرورفت برابر ۱۸۰ سانتی‌متر می‌شود. بنابراین مقدار فرورفت، مجاز می‌باشد.

مثال ۵-۱۰

در پروژه‌ای در نظر گرفته شده است که تراکم دینامیکی در شبکه‌های مربعی ۳×۳ (چهار نقطه‌ی کوبش در رئوس و یک نقطه در مرکز شبکه) همانند شکل انجام شود. با در نظر گرفتن قطر کوبه مساوی ۱/۵ متر مطلوب است ارتفاع سقوط، وزن وزنه (کوبه) و تعداد ضربات کوبش. عملیات در یک پاس صورت می‌گیرد (N_p=1)

محاسبه وزن کوبه و ارتفاع کوبش

$$DI = C\sqrt{W_H h}$$

DI = عمق بهسازی (m)

C = ثابت تجربی

W_H = وزن کوبه (ton)

h = ارتفاع کوبش (m)

$$DI = 5(m)$$

$$C = 0.5$$

$$5 = 0.5\sqrt{W_H h} \rightarrow W_H = 100\ ton.m$$

$W_H = 10\,ton\ ,\ h = 10\,m$ می‌توان از کوبه ۱۰ تنی از ارتفاع ۱۰ متری استفاده کرد.

محاسبه تعداد ضربه کوبش

$$N = \frac{(AE_{HEP})A_e}{W_H h}$$ (۵-۶۵- تکراری)

---

1 - Crater

تراکم در شبکه‌های مربعی 3m×3m انجام می‌شود. در این شبکه مربعی، ۴ نقطه گوشه شبکه و مرکز شبکه در یک پاس کوبیده می‌شود. قطر کوبه استوانه‌ای استفاده شده در این پروژه ۱/۵ متر در نظر گرفته شده است.

$$S_g = 3m$$

$$KA_e = 0.5 \times 3^2 = 4.5 m^2$$

$$\text{جدول ۵-۱۴} \Rightarrow UAE = 200\ kJ/m^3$$

$$AE_{IP} = (UAE)d_{cd} = 200 \times 0.5 = 100 kJ/m^2$$

$$(\text{با فرض } d_{cd} = 0.5m)$$

$$UAE = \frac{(AE_{HEP}) \times N_p + (AE_{IP})}{DI} \Rightarrow 200 = \frac{(AE_{HEP})1 + 100}{5}$$

$$AE_{HEP} = 900 kJ/m^2 = 91.74\ ton.m/m^2$$

$$N = \frac{91.74 \times 4.5}{10 \times 10} = 4.13 \quad (\text{در یک پاس})$$

۵-۱۷- تزریق پرفشار (جت گروتینگ[1])

تزریق پرفشار (جت گروتینگ) فرآیندی برای تثبیت خاک است که در آن دوغاب سیمان[2] با سرعت و فشار زیاد به خاک تزریق می‌شود تا ساختار مخلوط خاک- سیمان بوجود آید. ایده‌ی مفهومی این روش در دهه‌ی ۱۹۶۰ توسعه یافت. بعد از آن اکثر کارهای تحقیقاتی در ژاپن صورت گرفت (اوهتا و شیبازاکی ۱۹۸۲). این فن‌آوری در دهه‌ی ۱۹۷۰ در اروپا توسعه یافت و در دهه‌ی ۱۹۸۰ در آمریکا مورد استفاده قرار گرفت.

سه سامانه‌ی پایه برای جت‌گروتینگ شامل تک، زوج و سه‌گانه وجود دارد. در تمام سیستم‌ها از مته‌ی دورانی هیدرولیکی برای رسیدن به عمق موردنظر برای تثبیت استفاده می‌شود. شکل ۵-۴۱- الف سیستم تک‌میله‌ای را نشان می‌دهد که در آن از تزریق پرفشار و پرسرعت برای تشکیل مخلوط خاک سیمان استفاده می‌شود. در سیستم زوج (شکل ۵-۴۱- ب)، دوغاب سیمان پرفشار از میان مخروط هوای پرفشار که باعث تخریب بافت در جای خاک می‌شود، تزریق می‌گردد. در سیستم میله‌ی سه‌گانه (شکل ۵-۴۱- پ) از سیستم آب و هوای تحت فشار برای تخریب بافت خاک و سیستم دوغاب سیمان برای تزریق استفاده می‌شود. حفرات ایجاد شده در این فرآیند با تزریق ثانویه پر می‌شود.

موثر بودن تزریق پرفشار (جت گروتینگ) تحت تاثیر قابلیت فرسایش خاک دارد. خاک شن‌دار و ماسه‌ی تمیز قابلیت فرسایش بالایی دارند در حالی که خاک‌های پلاستیک رسی قابلیت فرسایش کمی دارند. در ادامه مشخصات فنی سه سامانه‌ی تزریق پرفشار ارائه می‌شود.

---

1 - Jet Grouting
2 - Cement Slurry

Scanned with CamScanner

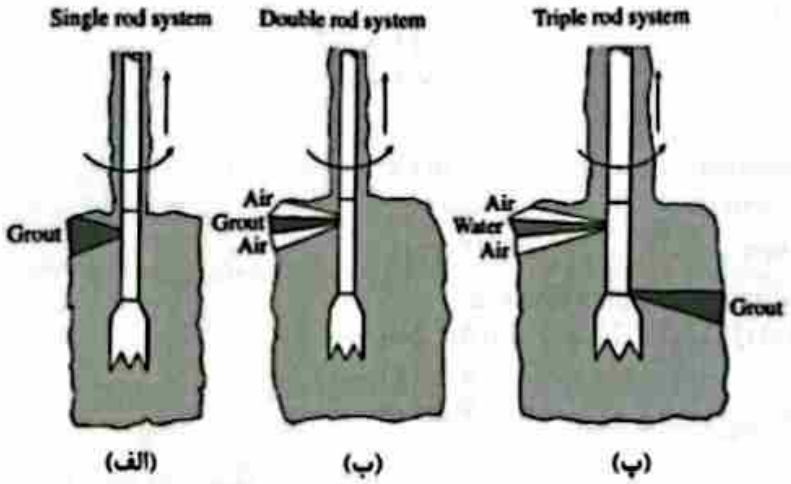
سامانه‌ی تک‌میله‌ای

A. Grout slurry
- Pressure . . . . . 0.4–0.7 MN/m^2
- Volume . . . . . 100–300 l/min
- Specific gravity 1.25–1.6
- Number of nozzles. 1–6

B. Lift
- Step height . . . . . 5–600 mm
- Step time . . . . . 4–30 s

C. Rotation . . . . . 7–20 rpm

D. Stabilized soil column diameter
- Soft clay. . . . . 0.4–0.9 m
- Silt . . . . . 0.6–1.1 m
- Sand . . . . . 0.8–1.2 m



۵-۴۱- تزریق پرفشار (جت گروتینگ)

سامانه‌ی میله‌ی زوج

C. Grout slurry
- Pressure . . . . . 0.3–0.7 MN/m^2
- Volume . . . . . 100–600 l/min
- Specific gravity 1.25–1.8
- Number of nozzles. 1–2

D. Air
- Pressure . . . . . 0.7–1.5 MN/m^2
- Volume . . . . . 8–30 m^3/min

E. Lift
- Step height . . . . . 25–400 mm

Scanned with CamScanner

Step time . . . . . 4–30 s

D. Rotation . . . . . 7–15 rpm

E. Stabilized soil column diameter
Soft clay. . . . . 0.9–1.8 m
Silt . . . . . 0.9–1.8 m
Sand . . . . . 1.2–2.1 m

سامانه‌ی سه‌میله‌ای

F. Grout slurry
Pressure . . . . . 0.7–1.0 MN/m^2
Volume . . . . . 120–200 l/min
Specific gravity 1.5–2.0
Number of nozzles. 1–3

G. Air
Pressure . . . . . 0.7–1.5 MN/m^2
Volume . . . . . 4–15 m^3/min

H. Water
Pressure . . . . . 0.3–0.4 MN/m^2
Volume . . . . . 80–200 l/min

I. Lift
Step height . . . . . 20–50 mm
Step time . . . . . 4–20 s

E. Rotation . . . . . 7–15 rpm

F. Stabilized soil column diameter
Soft clay . . . . . 0.9–1.2 m
Silt . . . . . 0.9–1.4 m
Sand . . . . . 0.9–2.5 m

۵-۱۸- اختلاط عمیق[1] (DMM)

روش اختلاط عمیق (DMM) فن‌آوری برای اصلاح خاک است که در آن خاک‌های نرم، با قابلیت فشردگی زیاد یا سایر خاک‌های ناپایدار به صورت درجا اصلاح شده و خواص مکانیکی و فیزیکی خاک به منظور انطباق با الزامات طراحی برای کاربردهای ژئوتکنیکی افزایش می‌یابد. مقاومت بیشتر، قابلیت فشردگی و نفوذپذیری کمتر از خواص بهبود یافته‌ی خاک اصلاح شده نسبت به خاک طبیعی است. دو نوع سامانه اختلاط عمیق وجود دارد، خشک[2] و تر[3]. در حالت خشک مواد سیمانی بصورت خشک و در حالت تر، مواد سیمانی بصورت دوغاب از طریق لوله‌ها و مجاری دستگاه حفار دورانی به داخل خاک تزریق می‌شوند. خاک اصلاح شده بصورت ستون‌هایی با آرایش فاصله‌دار و یا ستون‌هایی با همپوشانی به منظور ساخت دیوار

1 - Deep Mixing Method
2 - Dry mixing
3 - Wet mixing

Scanned with CamScanner

(پرده‌ی) آب‌بند، ساخته می‌شود. قطر ستون‌ها بین ۰/۶ تا ۱/۵ متر و عمق آنها تا حدود ۴۰ متر می‌تواند باشد (FHWA, 2000).

اختلاف بین اختلاط عمیق و جت گروتینگ (تزریق پرفشار) این است که در حالت اول اختلاط خاک به کمک میله‌ی دوار صورت می‌گیرد در حالیکه در حالت دوم فقط تزریق پرفشار رخ می‌دهد ولی نتایج ممکن است یکی باشد. برحسب مشخصات دستگاه مخلوط کننده، نوع مواد سیمانی، آرایش ستون‌ها، محل جغرافیایی، اختلاط عمیق با اسامی تجارتی مختلف وجود دارد.

خلاصه‌ای از تاریخچه اختلاط عمیق (DMM)

روش‌های متعددی از اختلاط عمیق در نیمه‌ی دوم قرن بیستم در ژاپن، کشورهای اسکاندیناوی و امریکا به کار گرفته شدند.

روش اختلاط عمیق ابتدا در سال ۱۹۵۴ توسط شرکت آمریکایی پرپاکت که اختلاط خاک توسط متهی حلزونی بود، معرفی شد. این روش بعدها در ژاپن مورد استفاده قرار گرفت و رشد و تکامل پیدا کرد. سپس اختلاط عمیق با آهک، مواد شیمیایی و مواد سیمانی، اختلاط تر و اختلاط خشک به تدریج مورد استفاده قرار گرفتند و به موازات آن دستگاه‌های اختلاط نیز کامل‌تر شده و علاوه بر شمع‌های فاصله‌دار، امکان اجرای شمع‌های پهلوبه‌پهلو با همپوشانی به منظور احداث پرده‌های آب‌بند بوجود آمد.

رشد بعدی این روش در کشورهای اسکاندنیاوی بخصوص در سوئد بود که روش ستون آهکی سوئدی برای بهسازی لایه‌های رس نرم در زیر خاکریزها مورد توجه قرار گرفت. در آمریکا نیز این روش از سال ۱۹۸۷ به بعد توسط شرکت‌های آمریکایی در پروژه‌های بهسازی لایه‌های نرم خاک با نام‌های DSM، SSM و DMM مورد استفاده قرار گرفت.

آرایش ستون‌های اختلاط عمیق

برحسب مورد آرایش ستون‌های اختلاط عمیق می‌تواند بصورت تک، ردیف ستون‌ها که تشکیل پرده‌ی آب‌بند و آرایش شبکه‌ای و یا بصورت بلوک‌های چندتایی باشد.

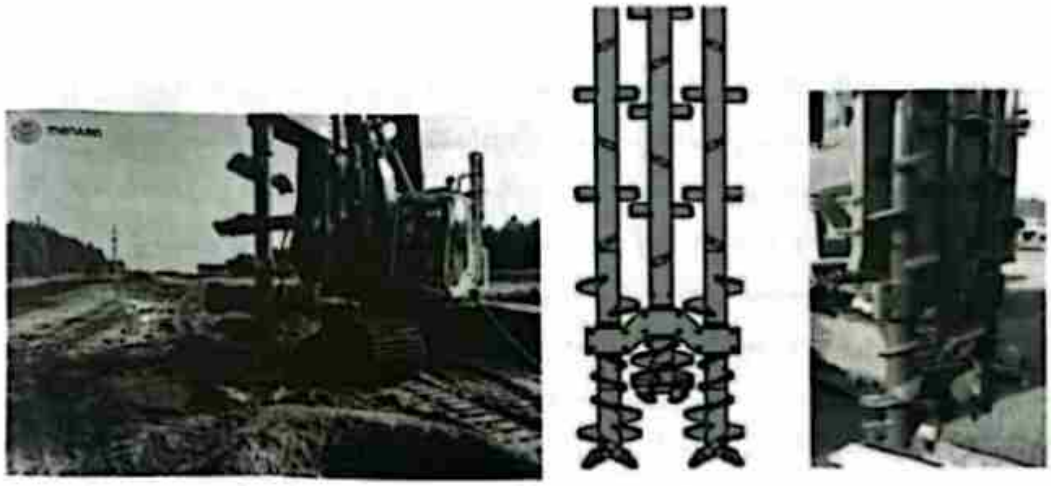
اختلاط خشک و تر

اختلاط عمیق را می‌توان بصورت خشک و یا عمیق انجام داد. اختلاط خشک را وقتی می‌توان انجام داد که رطوبت خاک آنقدر زیاد باشد که برای واکنش‌های آبگیری (سیمانتاسیون) سیمان کافی باشد. با روش خشک می‌توان لایه‌های آبدار آلی و نباتی را به خوبی تثبیت کرد. قطر ستون‌های اختلاط ۰/۶ تا ۰/۸ متر و عمق آنها ۲۵ متر است. مصالح سیمانی از طریق میله با سرمته دوار به زمین نفوذ کرده و با معکوس کردن جهت دوران میله بالا کشیده می‌شود که طی آن اختلاط صورت می‌گیرد. مقدار لازم مصالح سیمانی با تنظیم فشار هوا وارد خاک می‌شود.

Scanned with CamScanner

در لایه‌های ماسه‌ای ریز، رس و لای با میزان رطوبت کم از روش تر استفاده می‌شود. در این حالت مصالح سیمانی بصورت دوغاب از طریق مجاری میله حفاری و سوراخ‌های انتهایی مته به زمین تزریق می‌شود. با فرورفتن حفار دورانی و دوران معکوس هنگام بالا کشیدن آن و انجام تزریق، عمل اختلاط صورت می‌گیرد. قطر ستون‌های اختلاط ۰/۴ تا ۲/۴ متر می‌باشد و می‌توان برای دادن مقاومت خمشی، میلگرد نیز در آن فرو کرد.

مقدار مصرف سیمان در روش تر ۱۰۰ تا ۵۰۰ کیلوگرم برای هرمترمکعب خاک اصلاح نشده و در روش خشک ۱۰۰ تا ۳۰۰ کیلوگرم برای هر مترمکعب خاک اصلاح نشده با رطوبت طبیعی ۴۰ تا ۲۰۰ درصد است.



شکل ۵-۴۲- دستگاه اختلاط عمیق

۵-۱۹- شالوده برروی ترانشه‌های دانه‌ای[1]

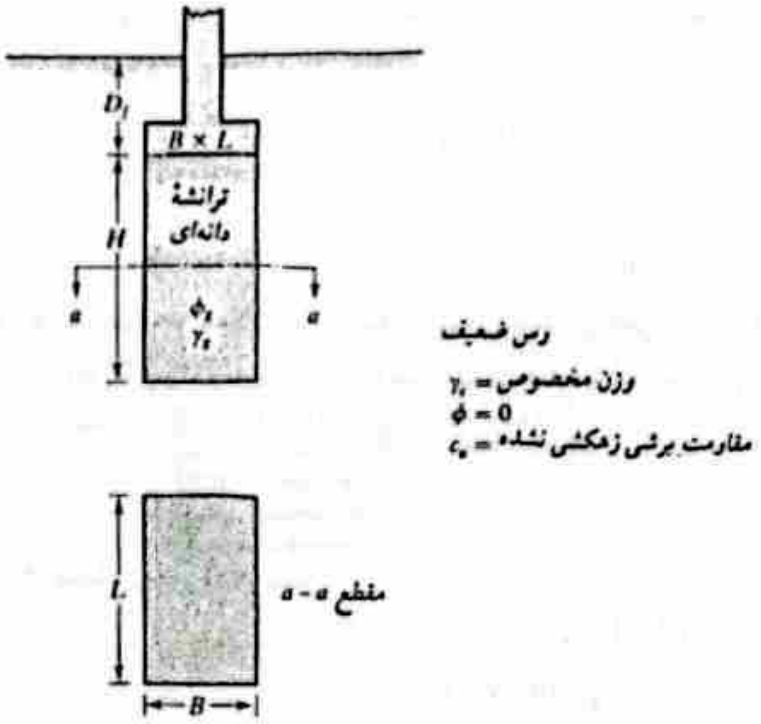
پیش‌تر اشاره شد که ظرفیت باربری مجاز شالوده‌های سطحی بستگی به دو عامل دارد: (الف) ظرفیت باربری نهایی، (ب) نشست مجاز. وقتی که عرض شالوده نسبتاً کوچک باشد، ظرفیت باربری نهایی عامل کنترل کننده است. چنین شالوده‌هایی وقتی که روی رس نرم احداث شوند، هنوز ممکن است نشست‌های قابل توجهی در آنها به وجود آید. اگر مطابق شکل ۵-۴۳، این شالوده‌ها روی ترانشه‌ای از خاک‌های دانه‌ای (ماسه‌ای) ساخته شوند، به علت کاهش مقدار نشست، ظرفیت باربری مجاز آنها به مقدار قابل توجهی می‌تواند افزایش یابد. در این شکل شالوده‌ای به ابعاد B×L روی ترانشه‌ای به ابعاد B×L در پلان و عمق H منتکی می‌باشد. پارامترهای ماسه‌ی متراکم شده در ترانشه به صورت زیر است:

γ_s = وزن مخصوص خشک

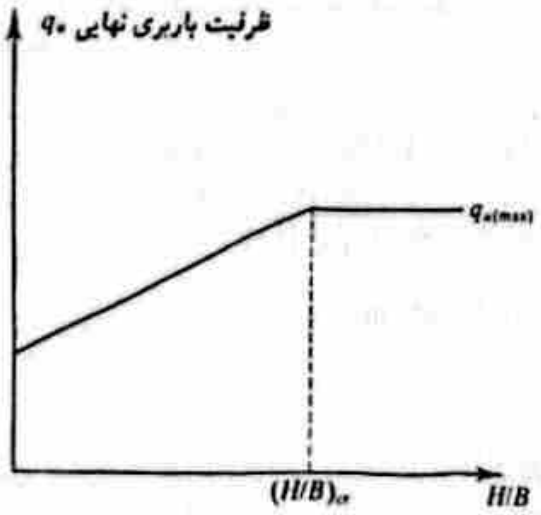
ϕ_s = زاویه‌ی اصطکاک

---

1 - Granular



شکل ۵-۴۳- شالوده روی ترانشه‌ی دانه‌ای در خاک رس ضعیف



شکل ۵-۴۴- تغییرات q_u برحسب H/B برای شالوده روی ترانشه‌ی دانه‌ای

برای رس نرم وزن مخصوص و مقاومت برشی زهکشی نشده به ترتیب γ_2 و c_u می‌باشند.

نشان داده شده است که ظرفیت باربری یک شالوده نظیر شکل ۵-۴۳، به طور خطی با نسبت H/B تا حداکثری مساوی $(H/B)_{cr}$ = H/B افزایش یافته و بعد از آن ثابت می‌ماند (شکل ۵-۴۴) (دس، و هانا

۱۹۸۸، و دس ۱۹۸۹). حداکثر مقدار ظرفیت باربری نهایی با $q_{u(max)}$ نشان داده شده و از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$q_{u(max)} = \left(\frac{1+\sin\phi_s}{1-\sin\phi_s}\right)(\gamma_c D_f + 2F_s c_u) \qquad (۶۸-۵)$$

که در آن:

$$F_s = \text{ضریب شکل} = 1 + B/L \qquad (۶۹-۵)$$

مقدار $(H/B)_{cr}$ تقریباً مساوی ۳ است. آزمایش با استفاده از مدل‌های آزمایشگاهی نشان می‌دهد که نشست یک شالوده در بار نهایی با $H/B = 3$ در حدود یک سوم نشست به دست آمده در بار نهایی بدون وجود ترانشه‌ی دانه‌ای می‌باشد.

مثال ۵-۱۵

برای شکل ۵-۴۳ اطلاعات زیر در دست است:

شالوده: $B = 0.75$ و $L = 1.5$ و $D_f = 0.9\,m$

رس: $c_u = 24\,kN/m^2$ و $\gamma_c = 19.2\ kN/m^3$

ماسه در ترانشه‌ی دانه‌ای: $\phi_s = 38°$ و $\gamma_c = 18.4\ kN/m^3$

مطلوب است تعیین ظرفیت باربری نهایی شالوده

حل:

از روابط ۵-۶۸ و ۵-۶۹ داریم:

$$q_u = \left(\frac{1+\sin\phi_s}{1-\sin\phi_s}\right)\left[\gamma D_f + 2\left(1+\frac{B}{L}\right)c_u\right]$$

$$= \left(\frac{1+\sin 38}{1-\sin 38}\right)\left[19.2\times 0.9 + 2\left(1+\frac{0.75}{1.5}\right)24\right]$$

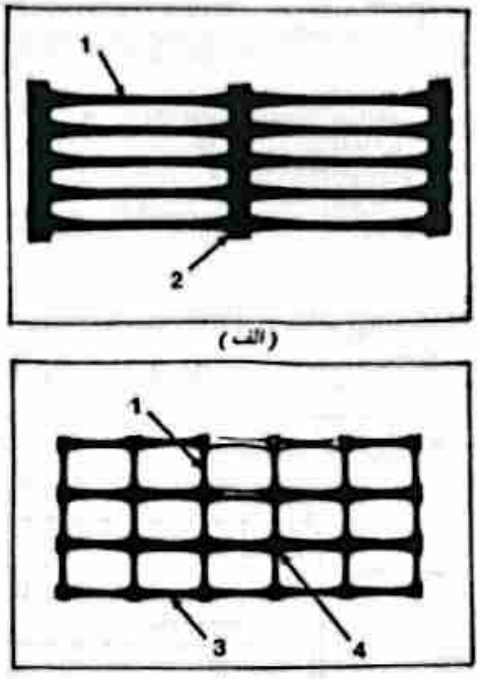
$$= (4.2)(17.28+72) = 375\ kN/m^2$$

۵-۲۰- ژئوگرید

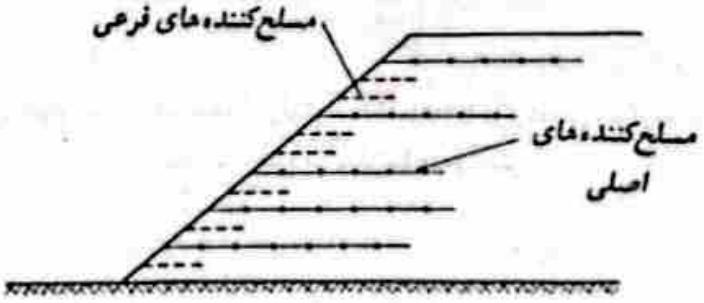
همانند ژئوتکستایل، امروزه ژئوگرید به طور وسیعی برای مسلح کردن خاک مورد استفاده قرار می‌گیرد. ژئوگرید از مشتقات نفت نظیر پولی‌پروپیلین و پلی‌اتیلن ساخته می‌شود. خصوصیات ژئوگرید داشتن چشمه‌ها با ابعاد مناسب برای قفل و بست با خاک یا سنگ‌های اطراف است به طوری که بتواند نقش مسلح کننده را ایفا نماید. ژئوگریدها معمولاً در دو نوع (الف) دو محوری و (ب) تک‌محوری یافت می‌شوند.

اشکال ۵-۴۵- الف و ب، به ترتیب تصاویری از ژئوگرید تک‌محوری و دومحوری می‌باشند. ضخامت الیاف ژئوگرید ۰/۵ تا ۱/۵ میلیمتر و ضخامت در محل گره ۲/۵ تا ۵ میلیمتر است. ژئوگریدهایی که از آنها

برای مسلح کردن خاک استفاده می‌شود، دارای چشمه‌های مستطیلی یا بیضی می‌باشند. ابعاد چشمه‌ها ۲۵ تا ۱۵۰ میلیمتر و مساحت آنها بزرگتر از ۵۰ درصد مساحت کل است. از ژئوگرید برای مسلح کردن شیروانی‌های تند و دیوارهای حایل و پایدار نمودن بستر (سابگرید) شاهراهها استفاده می‌شود. در شکل ۴۶-۵ استفاده از ژئوگرید برای مسلح کردن شیروانی‌ها و در شکل ۴۷-۵ استفاده از ژئوگرید برای احداث دیوارهای حایل ارائه شده است.

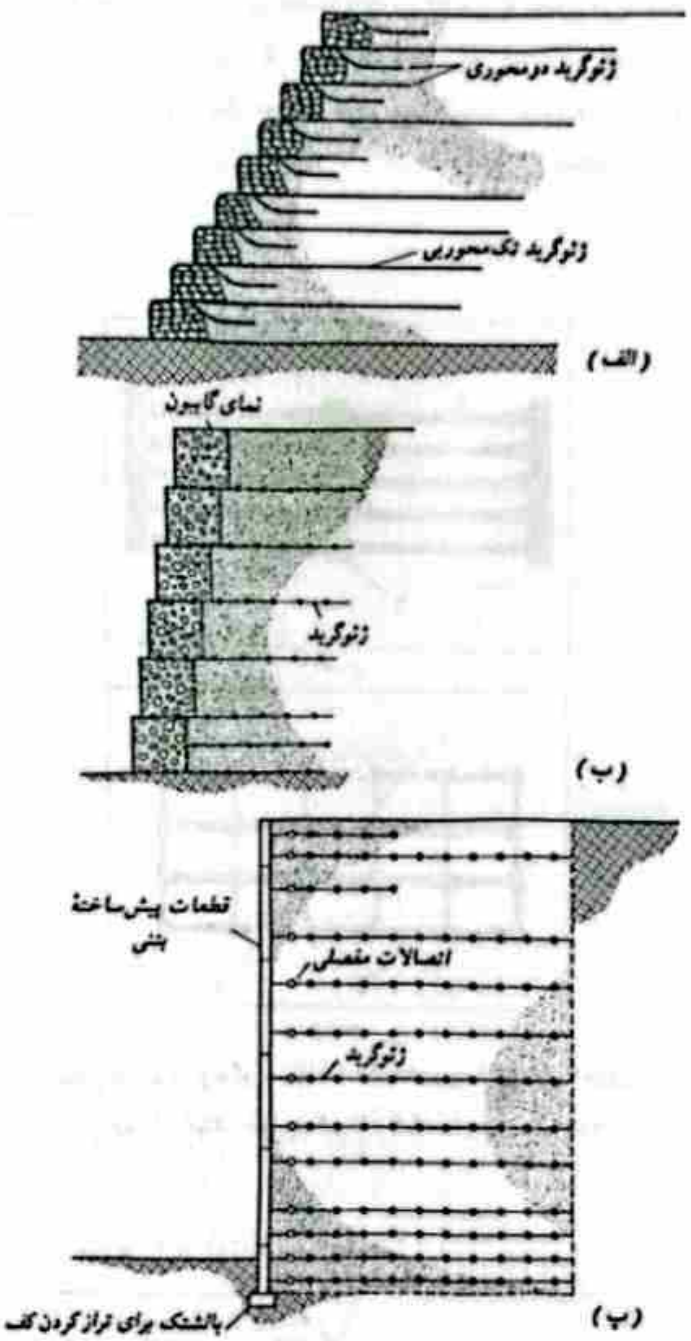


شکل ۵-۴۵- ژئوگرید. (الف) تک‌محوری، (ب) دومحوری.
توجه: ۱- الیاف طولی، ۲ و ۳- الیاف عرضی، ۴- گره



شکل ۵-۴۶- مسلح کردن شیروانی خاکی با استفاده از ژئوگرید

Scanned with CamScanner



شکل ۵-۴۷- انواع دیوار حایل با استفاده از ژئوگرید. (الف) نما با برگرداندن ژئوگرید، (ب) نمای گابیون، (پ) نما با قطعات پیش‌ساخته‌ی بتنی

۵-۲۱- خلاصه

وقتی‌که شرایط طبیعی خاک مناسب نباشد، می‌توان به یکی از روش‌های ارائه شده در این فصل اقدام به تثبیت آن کرد. در این فصل روش‌های مختلف اصلاح و تثبیت خاک مورد بحث قرار گرفت. هر کدام از این

روش‌ها برای شرایط موجود دارای محدودیت‌هایی است و در انتخاب هر کدام از این روش‌ها باید مقایسه‌های فنی و اقتصادی مورد مطالعه دقیق قرار گیرد تا گزینه‌ی نهایی انتخاب گردد.

مسائل فصل پنجم

۵-۱- برای نمونه‌ی آزمایشی جدول ۵-۲، نشان دهید که انرژی تراکم روش C مساوی ۲۷۰۰ کیلونیوتن-متر بر مترمکعب است.

۵-۲- در یک خاک ماسه‌ای، حداکثر و حداقل نسبت تخلخل[1] مساوی ۰/۷۲۵ و ۰/۴۶۵ می‌باشد. چگالی دانه‌ها نیز ۲/۶۵ است.

(الف) اگر این خاک آنقدر متراکم شود که وزن مخصوص خشک آن به ۱۶/۴۶ کیلونیوتن برمترمکعب برسد، تراکم نسبی آن چقدر خواهد بود.

(ب) با فرض وزن مخصوص خشک حداکثر ماسه که از تراکم نظیر e_{min} به دست می‌آید، تراکم نسبی خاک چقدر خواهد بود.

۵-۳- برای خاک چسبنده‌ای با LL = 45 و PL = 25، مطلوبست تخمین اختلاف بین مقدار $\gamma_{d(max)}$ و ω_{opt} در آزمایش پروکتور استاندارد و اصلاح شده. از رابطه‌ی همبستگی گورتوگ و سیریدهاران استفاده کنید.

۵-۴- مسئله‌ی ۵-۳ را با استفاده از رابطه‌ی همبستگی عثمان و همکاران (۲۰۰۸) حل کنید.

۵-۵- مشخصات خاک دست نخورده‌ای که قرضه به دست آمده به شرح زیر است:

$\omega = 15\%$ و $\gamma = 19.1\ kN/m^3$ و $G = 2.7$

از این قرضه برای احداث خاکریزی به حجم ۳۸۵۰۰ مترمکعب استفاده خواهد شد. برای خاکبرداری از بیل مکانیکی و کامیونی به حجم ۴/۸ مترمکعب استفاده خواهد شد. خاک بار شده در کامیون همراه با رطوبت آن ۷۲/۷ کیلونیوتن وزن دارد.

در هنگام خاکریزی، بعد از تخلیه و پخش نمودن به کمک آب‌پاش، رطوبت آن تا ۱۸ درصد افزایش می‌یابد. بعد از اختلاط خاک، تراکم آن آغاز شده و تا وزن مخصوص ۱۷/۳ کیلونیوتن بر مترمکعب کوبیده می‌شود. مطلوبست:

(الف) با فرض پرکردن کامیون‌ها با ظرفیت کامل، برای احداث این خاکریز چند سرویس کامیون لازم است.

(ب) بعد از برداشت خاک از قرضه، حجم گودال ایجاد شده چقدر خواهد بود.

(پ) با فرض حفظ رطوبت اولیه، چند لیتر آب برای عملیات خاکریزی لازم خواهد بود.

(ت) میزان آب لازم برای اشباع این خاکریز (بدون تغییر در حجم) چقدر می‌باشد.

۵-۶- برای عملیات تراکم ارتعاشی، مشخصات خاک پشته‌ریزی به شرح زیر است:

$D_{50} = 2\,mm$

$D_{20} = 0.7\,mm$

$D_{10} = 0.65\,mm$

---

1 - Void ratio (V_v/V_s)

میزان مناسب بودن مصالح پشته‌ریزی را درجه‌بندی کنید.

۵-۷- برای خاک‌های A ، B و C در مسئله‌ی ۲-۷، مطلوبست تعیین درجه‌بندی آنها برای مناسب بودن برای مصالح پشته‌ریزی تراکم ارتعاشی.

۵-۸- مشخصات لایه خاک رس عادی تحکیم یافته با زهکشی دوطرفه و ضخامت ۵ متر به شرح زیر است:

$C_v = 4\,m^2$ / سال و $C_c = 0.54$ و $e_o = 0.95$

فشار موثر سربار در وسط لایه‌ی رسی $70\ kN/m^2$ می‌باشد. میزان بار ناشی از ساختمان روی سطح زمین $60\ kN/m^2$ است. مطلوبست:

(الف) نشست تحکیم اولیه

(ب) با توجه به مقدار نشست تحکیم اولیه، تصمیم به پیش‌بارگذاری به مدت یکسال گرفته شد. اگر بخواهیم نشست تحکیم ناشی از بار ساختمان صفر باشد، مقدار پیش‌بارگذاری چقدر باید باشد.

۵-۹- اگر در مسئله ۵-۸ مدت پیش‌بارگذاری به شش ماه کاهش یابد، مقدار سربار پیش‌بارگذاری چقدر باید باشد.

۵-۱۰- مشخصات لایه رسی عادی تحکیم‌یافته به ضخامت ۳ متر با زهکشی یکطرفه به شرح زیر است:

$C_c = 3.5\,m^2$ / سال و $C_c = 0.46$ و $e_o = 0.89$

فشار سربار موثر در وسط ضخامت لایه $105\ kN/m^2$ می‌باشد. روی سطح زمین قرار است انباری با سربار $50\ kN/m^2$ ساخته شود.

(الف) مقدار نشست تحکیم اولیه چقدر می‌باشد.

(ب) اگر بخواهیم با سربار $90\ kN/m^2$ منطقه را پیش بارگذاری نماییم، زمان پیش‌بارگذاری برای حذف کامل نشست تحکیم ناشی از انبار چقدر می‌باشد.

۵-۱۱- در اشکال ۵-۲۱ و ۵-۲۲ نمودار زهکش ماسه‌ای نشان داده شده است. داریم:

$C_v = C_{vr} = 0.3\,m^2$ / ماه و $d_e = 4.5\ m$ و $r_w = 0.25\,m$

$H_c = 9m$ و $k_h/k_s = 2$

مطلوبست تعیین:

(الف) درجه تحکیم لایه‌ی رسی فقط به علت زهکش‌های ماسه‌ای بعد از ۶ ماه.

(ب) درجه‌ی تحکیم لایه‌ی رسی ناشی از ترکیب زهکش قائم (بالا و پایین) و زهکشی شعاعی بعد از ۶ ماه از اعمال سربار. فرض کنید سربار بصورت آنی اعمال می‌شود.

۵-۱۲- لایه خاک رس به ضخامت ۳ متر از بالا و پایین قابل زهکشی می‌باشد. برای این لایه داریم:

$C_{vr} = C_v = 39.0\ cm^2/day$ و $r_w = 200\,mm$ و $d_e = 1.85\,m$

مطلوبست تعیین درجه‌ی تحکیم متوسط لایه‌ی رسی ناشی از ترکیب زهکشی قائم و شعاعی در زمان‌های t مساوی ۰/۲، ۰/۴، ۰/۸ و ۱ سال. فرض کنید سربار بصورت آنی اعمال می‌شود.

۵-۱۳- برای پروژه‌ی زهکش ماسه‌ای (شکل ۵-۲۰)، اطلاعات زیر در دسترس است.

رس: عادی تحکیم یافته

Scanned with CamScanner

$H_c = 5.5$ m (زهکش یکطرفه)

$C_c = 0.3$

$e_o = 0.76$

$c_v = 0.015\ m^2/day$

سربار موثر در وسط لایه = $80 kN/m^2$

زهکش ماسه:

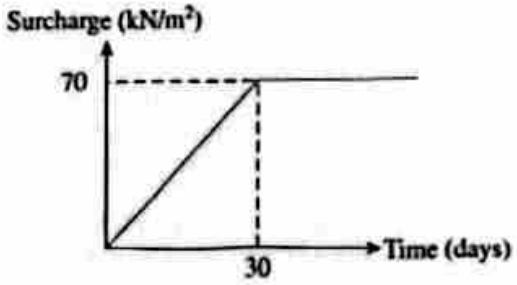
$r_w = 0.07$ m

$r_w = r_s$

$d_e = 2.5$ m

$c_v = c_{vr}$

نمودار اعمال سربار به صورت شکل زیر نشان داده شده است. مطلوبست محاسبه‌ی نشست تحکیم و درجه‌ی تحکیم، ۵۰ روز بعد از شروع بارگذاری.



شکل مسئله ۵-۱۳

مآخذ فصل پنجم

Aboshi, H., Ichimoto, E., and Harada, K. (1979). "The Compozer—a Method to Improve Characteristics of Soft Clay by Inclusion of Large Diameter Sand Column," *Proceed- ings. International Conference on Soil Reinforcement, Reinforced Earth and Other Techniques*, Vol. 1, Paris, pp. 211–216.

American Society for Testing and Materials (2007). *Annual Book of Standards*, Vol. 04.08, West Conshohocken, PA.

Bachus, R. C. and Barksdale, R. D. (1989). "Design Methodology for Foundations on Stone Columns," *Proceedings, Foundation Engineering: Current Principles and Prac- tices*, American Society of Civil Engineers, Vol. 1, pp. 244–257.

Barron, R. A. (1948). "Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells," *Transactions* American Society of Civil Engineers, Vol. 113, pp. 718–754.

Basore, C. E. and Boitano, J. D. (1969). "Sand Densification by Piles and Vibroflotation," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 95, No. SM6, pp. 1303–1323.

Brown, R. E. (1977). "Vibroflotation Compaction of Cohesionless Soils," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 103, No. GT12, pp. 1437–1451.

Scanned with CamScanner

Bruce, D. A. and Bruce, E. C. (2003). "The Practitioner's Guide to Deep Mixing," *Grouting and Ground Treatment, Proceedings of the Third International Conference*, New Orleans LA, pp. 474–488.

Burke, G. K. (2004). "Jet Grouting Systems: Advantages and Disadvantages," *Proceedings GeoSupport 2004: Drilled Shafts, Micropiling, Deep Mixing, Remedial Methods, and Special Foundation Systems*, American Society of Civil Engineers, pp. 875–886.

D'Appolonia, D. J., Whitman, R. V., and D'Appolonia, E. (1969). "Sand Compaction with Vibratory Rollers," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 95, No. SM1, pp. 263–284.

FHWA (2000). "An Introduction to the Deep Soil Mixing Methods as used in Geotechnical Applications," FHWA-RD-99-138, *Federal Highway Administration*, U.S. Department of Transportation, p. 135.

Gurtug, Y. and Sridharan, A. (2004). "Compaction Behaviour and Prediction of Its Characteristics of Fine Grained Soils with Particular Reference to Compaction Energy, *Soils and Foundations*, Vol. 44, No. 5, pp. 27–36.

Hausmann, M. (1990). *Engineering Principles of Ground Modification*, McGraw-Hill, Singapore Hughes, J. M. O., and Withers, N. J. (1974). "Reinforcing of Soft Cohesive Soil with

Stone Columns," *Ground Engineering*, Vol. 7, pp. 42–49.

Hughes, J. M. O., Withers, N. J., and Greenwood, D. A. (1975). "A Field Trial of Reinforc ing Effects of Stone Columns in Soil," *Geotechnique*, Vol. 25, No. 1, pp. 31–34.

Ichimoto, A. (1981). "Construction and Design of Sand Compaction Piles," *Soil Improvement, General Civil Engineering Laboratory* (in Japanese), Vol. 5. pp. 37–45.

Johnson, S. J. (1970a). "Precompression for Improving Foundation Soils," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers. Vol. 96, No. SM1, pp. 114–144.

Johnson, S. J. (1970b). "Foundation Precompression with Vertical Sand Drains," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers. Vol. 96, No. SM1, pp. 145–175.

Leonards, G. A., Cutter, W. A., and Holtz, R. D. (1980). "Dynamic Compaction of Granular Soils," *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 96, No. GT1, pp. 73–110.

Matteo, L. D., Bigotti, F., and Ricco, R. (2009). "Best-Fit Model to Estimate Proctor Properties of Compacted Soil," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civl Engineers, Vol. 135, No. 7, pp. 992–996.

Mitchell, J. K. (1970). "In-Place Treatment of Foundation Soils," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 96, No. SM1, pp. 73–110.

Mitchell, J. K. (1981). "Soil Improvement—State-of-the-Art Report," *Proceedings, 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, Sweden, Vol. 4, pp. 506–565.

Mitchell, J. K. and Freitag, D. R. (1959). "A Review and Evaluation of Soil–Cement Pavements," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 85, No. SM6, pp. 49–73.

Mitchell, J. K. and Huber, T. R. (1985). "Performance of a Stone Column Foundation," *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 111, No. GT2, pp. 205–223.

Murayama, S. (1962). "An Analysis of Vibro-Compozer Method on Cohesive Soils," *Construction in Mechanization* (in Japanese), No. 150, pp. 10–15.

Ohta, S. and Shibazaki, M. (1982). "A Unique Underpinning of Soil Specification Utilizing Super-High Pressure Liquid Jet," *Proceedings. Conference on Grouting in Geotech- nical Engineering*, New Orleans, LA.

Scanned with CamScanner

Olson, R. E. (1977). "Consolidation under Time-Dependent Loading," *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 102, No. GT1, pp. 55–60.

Omar, M., Abdallah, S., Basma, A., and Barakat, S. (2003). "Compaction Characteristics of Granular Soils in the United Arab Emirates," *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 21, No. 3, pp. 283–295.

Osman, S., Togrol, E., and Kayadelen, C. (2008). "Estimating Compaction Behavior of Fine-Grained Soils Based on Compaction Energy," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 45, No. 6, pp. 877–887.

Othman, M. A. and Luettich, S. M. (1994). "Compaction Control Criteria for Clay Hydraulic Barriers," *Transportation Research Record*, No. 1462, National Research Council, Washington, DC, pp. 28–35.

Partos, A., Welsh, J. P., Kazaniwsky, P. W., and Sander, E. (1989). "Case Histories of Shallow Foundation on Improved Soil," *Proceedings, Foundation Engineering: Current Principles and Practices*, American Society of Civil Engineers, Vol. 1, pp. 313–327.

Patra, C. R., Sivakugan, N., Das, B. M., and Rout, S. K. (2010). "Correlations of Relative Density of Clean Sand with Median Grain Size and Compaction Energy," *International Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 4, No. 2, pp. 195–203.

Poran, C. J. and Rodriguez, J. A. (1992). "Design of Dynamic Compaction," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 2, No. 5, pp. 796–802.

Shibuya, S. and Hanh, L. T. (2001). "Estimating Undrained Shear Strength of Soft Clay Ground Improved by Preloading with PVD—Case History in Bangkok," *Soils and Foun- dations*, Vol. 41, No. 4, pp. 95–101.

Steudlein, A. W. and Holtz, R. D. (2013). "Bearing Capacity of Spread Footings on Aggregate Pier Reinforced Clay," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 139, No. 1, pp. 49–58.

Thompson, M. R. (1967). *Bulletin 492, Factors Influencing the Plasticity and Strength of Lime-Soil Mixtures*, Engineering Experiment Station, University of Illinois.

Thompson, M. R. (1966). "Shear Strength and Elastic Properties of Lime-Soil Mixtures," *Highway Research Record 139*, National Research Council, Washington, DC, pp. 1–14.

Transportation Research Board (1987). *Lime Stabilization: Reactions, Properties, Design and Construction*, National Research Council, Washington, DC.

Tullock, W. S., II, Hudson, W. R., and Kennedy, T. W. (1970). *Evaluation and Predic- tion of the Tensile Properties of Lime-Treated Materials*, Research Report 98-5, Center for Highway Research, University of Texas, Austin, TX.

U.S. Navy (1982). *Soil mechanics—Design manual 7.1*, Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command, U.S. Government Printing Office, Washington, DC.

Welsh, J. P. and Burke, G. K. (1991). "Jet Grouting–Uses for Soil Improvement," *Proceedings, Geotechnical Engineering Congress*, American Society of Civil Engineers, Vol. 1, pp. 334–345.

Welsh, J. P., Rubright, R. M., and Coomber, D. B. (1986). "Jet Grouting for Support of Structures," presented at the Spring Convention of the American Society of Civil Engineers, Seattle, WA.

Yeung, A. T. (1997). "Design Curves for Prefabricated Vertical Drains," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 123, No. 8, pp. 755–759.

Scanned with CamScanner

فصل ششم

شالوده‌های سطحی- ظرفیت باربری نهایی پی

۶-۱- مقدمه

پایین‌ترین قسمت ساختمان، شالوده[1] نامیده می‌شود. وظیفه‌ی شالوده انتقال بار ساختمان به خاک زیر آن (یعنی خاک پی) است. شالوده‌ی صحیح، شالوده‌ای است که بار را طوری به خاک انتقال دهد که خاک، تحت اضافه تنش قرار نگیرد. ایجاد اضافه تنش در خاک می‌تواند باعث نشست زیاد و گسیختگی برشی خاک شود که هر دوی آنها به ساختمان آسیب می‌رسانند؛ بنابراین مهندسین ژئوتکنیک و سازه که طراحی پی و شالوده به عهده‌ی آنهاست، باید قادر به تخمین ظرفیت باربری خاک زیر شالوده باشند.

شالوده‌ها دو نوع هستند: شالوده‌های سطحی و شالوده‌های عمیق. شالوده‌های سطحی، انواعی از شالوده‌ها هستند که در عمقی کمتر از عرض پی در خاک احداث می‌شوند. در صورتی که شالوده‌های عمیق در اعماقی به مراتب بیشتر از عرض پی درون خاک واقع می‌شوند. شالوده‌های سطحی شامل شالوده‌های تک (منفرد)، نواری و گسترده می‌باشند.

برحسب نوع سازه و نوع خاک منطقه، انواع مختلف شالوده مورد استفاده قرار می‌گیرد. شکل ۶-۱-الف تا پ معمولترین انواع شالوده‌ها را نشان می‌دهد. شالوده‌ی تک[2] ساده‌ترین نوع می‌باشد که در آن پای ستون یا دیوار به خاطر توزیع تنش روی سطح بزرگتر، به مقدار نیاز پهن می‌شود. در صورتی که مقاومت زمین کم باشد، ابعاد شالوده‌ی تک به طرز غیرعملی بزرگ می‌شود، لذا در چنین موردی تمام ستون‌های ساختمان برروی شالوده‌ی یکپارچه‌ی وسیعی که شالوده‌ی گسترده[3] نامیده می‌شود، قرار می‌گیرند.

وقتی که وزن سازه قابل توجه و ظرفیت باربری خاک سطحی خیلی کم بوده و خاک خوب در عمق زیاد قرار داشته باشد، برای رسیدن به خاک عمقی مناسب، از شالوده‌های عمیق استفاده می‌شود که موضوع فصل ۱۲ است.

۱- از نقطه‌نظر انتخاب لغت، آن قسمت از سازه که وظیفه‌ی توزیع نیرو را برروی خاک دارد، شالوده (سازه‌ی پی) و خاک زیر آن پی (خاک پی) نامیده می‌شود.

2 - Spread foundation
3 - Mat foundation

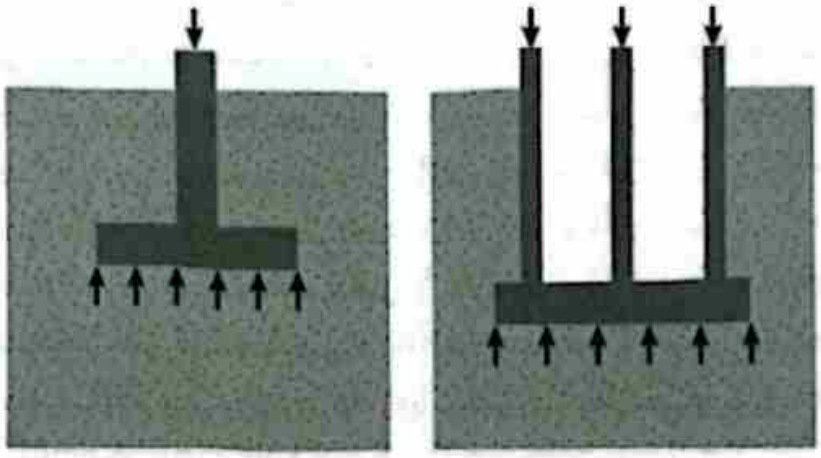
Scanned with CamScanner

عرض و طول شالوده به ترتیب با نمادهای B و L نشان داده می‌شود و عمقی که شالوده در آن عمق واقع شده است D_f می‌باشد. فشار تماسی یا به عبارتی نیروی واحد سطح (q) در فصل مشترک شالوده‌ی سطحی تک و خاک عبارت است از:

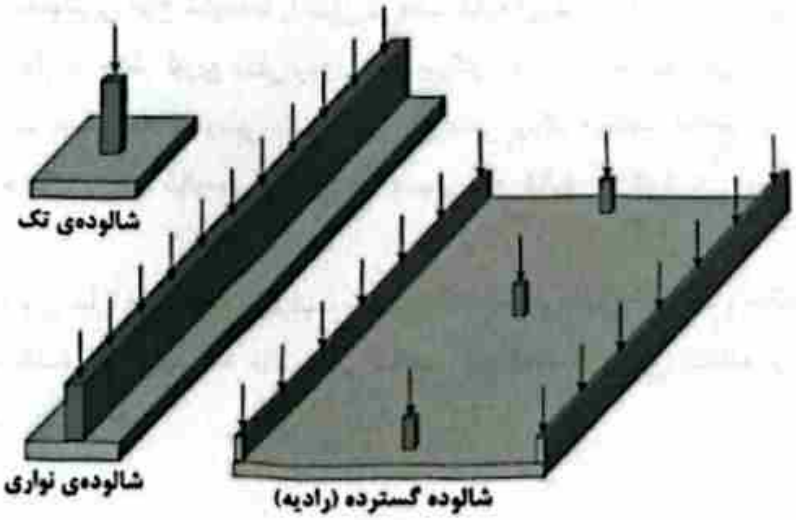
$$q = \frac{Q}{BL}$$

که در آن Q نیروی ستون است. فشار تماسی (q) زیر شالوده‌ی نواری که بار خطی دیوار به میزان Q (kN/m) را تحمل می‌کند برابر است با:

$$q = \frac{Q}{B}$$

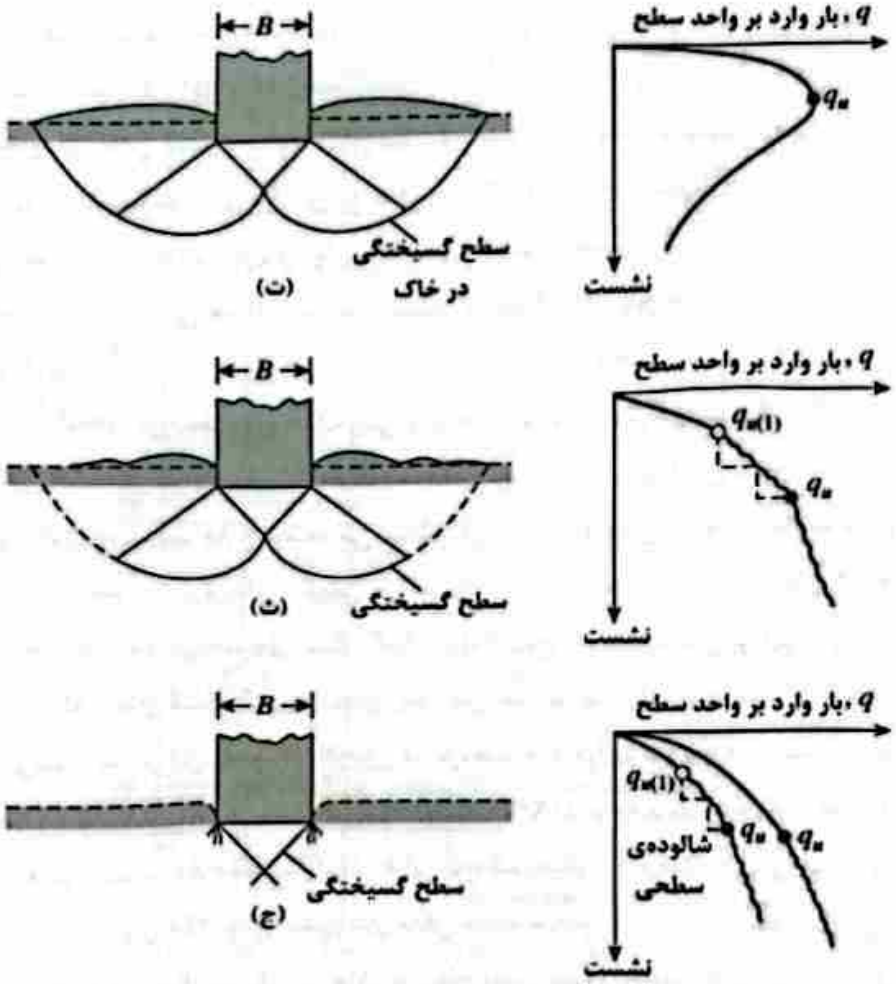


(الف) شالوده‌ی سطحی تک (ب) شالوده‌ی سطحی گسترده



(پ) شماتیک انواع شالوده

شکل ۶-۱- انواع معمول شالوده‌های سطحی



شکل ۶-۱- ادامه- طبیعت گسیختگی برشی در خاک. (ت) گسیختگی برشی کلی، (ث) گسیختگی برشی موضعی، (ج) گسیختگی برشی سوراخ کننده (وسیک ۱۹۷۳)

۶-۲- مفاهیم عمومی

شالوده‌ی سطحی[1] وقتی دارای عملکرد صحیح است که دو شرط زیر را برآورده نماید:

۱- گسیختگی برشی در خاک زیر شالوده (پی) رخ ندهد.

۲- نشست‌های بیشتر از مقدار مجاز در زیر شالوده رخ ندهد. مقدار نشست مجاز کمیت نسبی است، زیرا مقدار آن برای سازه‌ی بخصوص بستگی به عوامل و شرایط گوناگون دارد.

این فصل اختصاص به ظرفیت باربری نهایی شالوده‌های سطحی دارد و نشست، موضوع فصل نهم می‌باشد.

---

1 - Shallow foundation

Scanned with CamScanner

مطابق شکل ۶-۱- ت شالوده‌ی نواری متکی بر سطح خاک ماسه‌ای متراکم یا خاک چسبنده‌ی سفت را در نظر بگیرید. عرض شالوده را B فرض کنید. حال اگر بتدریج بار بر شالوده وارد شود، نشست شالوده افزایش پیدا خواهد کرد. در سمت راست شکل ۶-۱- ت، نمودار تغییرات فشار وارد بر شالوده q (نیرو بر واحد سطح) در مقابل نشست شالوده نیز رسم شده است. در نقطه‌ی مشخصی وقتی که فشار زیر شالوده مساوی q_u می‌باشد، گسیختگی ناگهانی در خاک زیر شالوده رخ داده و سطح گسیختگی تا سطح زمین ادامه پیدا می‌کند. فشار q_u ظرفیت باربری نهایی شالوده‌ی سطحی[1] نامیده می‌شود.

وقتی که گسیختگی نهایی همراه با توسعه‌ی سطح گسیختگی تا سطح خاک باشد، به آن گسیختگی برشی کلی[2] می‌گویند.

اگر شالوده‌ی موردنظر روی خاک رسی و یا خاک ماسه‌ای با تراکم متوسط متکی باشد (شکل ۶-۱- ث)، در این حالت نیز افزایش بار شالوده همراه با افزایش نشست است، لیکن سطح گسیختگی در خاک به تدریج از شالوده به سمت خارج توسعه می‌یابد (شکل ۶-۱- ث). وقتی که فشار شالوده مساوی $q_{u(1)}$ شود، نشست شالوده همراه با پرش‌های ناگهانی خواهد بود. از این به بعد برای اینکه سطح گسیختگی به سطح زمین توسعه یابد (منحنی خط‌چین شکل ۶-۱- ث)، احتیاج به نشست قابل توجهی می‌باشد. فشار شالوده در لحظه‌ای که سطح گسیختگی به سطح زمین می‌رسد، با q_u نشان داده شده و ظرفیت باربری نهایی خوانده می‌شود. بعد از این نقطه، هر افزایش در بار، همراه با افزایش زیادی در نشست شالوده خواهد بود. فشار $q_{u(1)}$ بار گسیختگی اولیه[3] نامیده می‌شود (وسیک ۱۹۶۳). توجه شود که در این حالت قله‌ی حداکثری در نمودار فشار- نشست ملاحظه نمی‌گردد. به این نوع گسیختگی، گسیختگی برشی موضعی[4] می‌گویند.

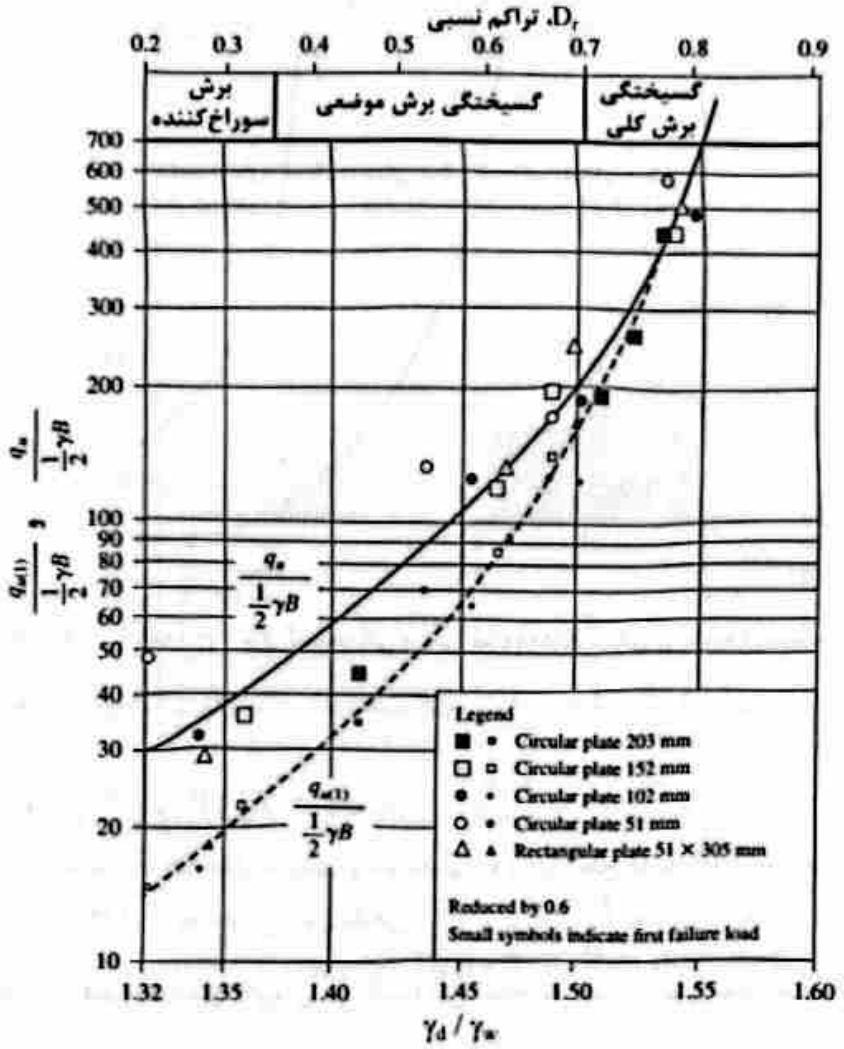
اگر شالوده روی خاک بطور نسبی شل متکی باشد، نمودار فشار- نشست مطابق شکل ۶-۱- ج خواهد شد. در این حالت سطح گسیختگی در خاک به سطح زمین توسعه نخواهد یافت. بعد از بار گسیختگی نهایی q_u، نمودار فشار- نشست با شیب تند و تقریباً خطی خواهد بود. به این نوع گسیختگی، گسیختگی برشی سوراخ[5] کننده می‌گویند.

وسیک (۱۹۶۳) با انجام آزمایش‌های متعدد با استفاده از صفحات بارگذاری مستطیل و دایره روی خاک ماسه‌ای با تراکم‌های نسبی مختلف D_r، نتایج ظرفیت باربری بدون بعد $q_{u(1)}/0.5\gamma B$ (برای دایره به قطر B) و $q_u/0.5\gamma B$ (برای مستطیل به عرض B) را تعیین و مطابق شکل ۶-۱- ج ارائه داد. γ وزن مخصوص خشک ماسه می‌باشد. ملاحظه می‌شود که برای $D_r > 70\%$ گسیختگی از نوع برشی کلی است.

---

1 - Ultimate bearing capacity of shallow foundation
2 - General shear failure
3 - First failure load
4 - Local shear failure
5 - Punching shear failure

Scanned with CamScanner



شکل ۶-۱- ادامه - چ- تغییرات ظرفیت باربری نهایی برحسب تراکم نسبی D_r و نوع گسیختگی (وسیک (۱۹۶۳

بر پایه‌ی نتایج تجربی، وسیک (۱۹۷۳) رابطه‌ای برای نوع گسیختگی برشی در شالوده‌های متکی بر ماسه پیشنهاد کرد. این موضوع در شکل ۶-۱- ح نشان داده شده که علائم به کار رفته در آن به شرح زیر است:

D_r = تراکم نسبی ماسه

D_f = عمق شالوده (از سطح زمین تا کف شالوده)

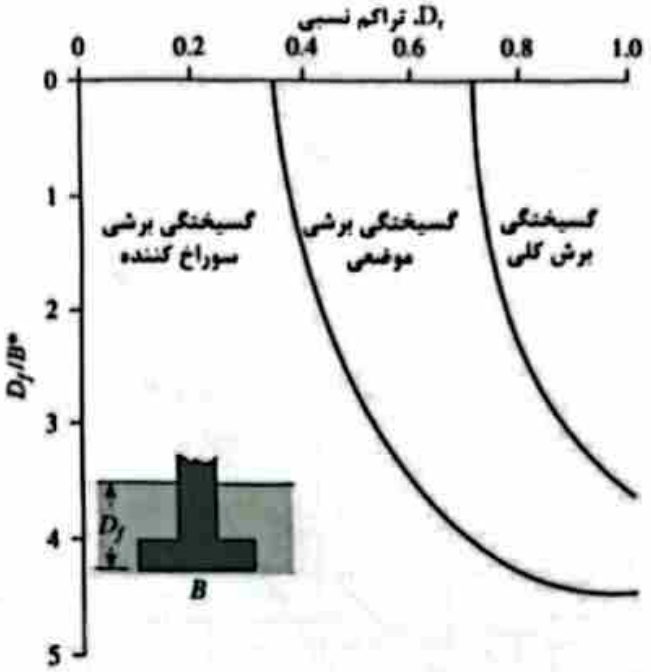
$$B^* = \frac{2BL}{B+L}$$

که در آن:

B = عرض شالوده

L = طول شالوده (L همواره از B بزرگتر است)

Scanned with CamScanner



شکل ۶-۱- ادامه- ح- نوع گسیختگی برشی شالوده‌های متکی بر ماسه (وسیک ۱۹۷۳)

برای شالوده‌های مربع با $B = L$ و برای شالوده‌های دایره با قطر $= L = B$، داریم:

$$B^* = B$$

B^* بسته به مقدار $\frac{B}{L}$، بین B و 2B متغیر است.

شکل ۶-۱-خ نشست S_u صفحه‌ی دایروی و مستطیلی را روی سطح ماسه ($D_f = 0$) در بار نهایی نشان می‌دهد. دی‌بیر (۱۹۶۷) نتایج تجربی آزمایشگاهی $\frac{S_u}{B}$ را برای $\frac{D_f}{B} = 0$ به عنوان تابعی از γB و تراکم نسبی D_r ارائه داد. (B قطر صفحه‌ی دایره‌ای می‌باشد.) این نتایج به صورت بدون بعد توسط نمودار $\frac{S_u}{B}$ در مقابل $\frac{\gamma B}{P_a}$ (شکل ۶-۱-د) نشان داده شده است. (P_aفشار اتمسفر برابر با ۱۰۰ کیلونیوتن برمترمربع می‌باشد.)

در خاک‌های ماسه‌ای، برای شالوده‌ها با عمق کم (یعنی D_f/B^* کوچک)، بار نهایی در نشستی حدود ۴ تا ۱۰ درصد B رخ می‌دهد. این گفته وقتی معتبر است که گسیختگی برشی کلی در شالوده رخ دهد. در دو حالت گسیختگی برشی موضعی و سوراخ‌کننده، بار نهایی در نشستی در حدود ۱۵ تا ۲۵ درصد عرض B رخ می‌دهد. (اشکال ۶-۱- خ و د)

پاترا و همکاران روابط تجربی زیر را برای نشست شالوده‌های سطحی در بار نهایی برای خاک‌های ماسه‌ای پیشنهاد کردند:

(الف) $\left(\frac{\gamma B}{p_a} \le 0.025\right)$ (برای)

$$\left(\frac{S_u}{B}\right)_{(D_f/B=0)}(\%) = 30e^{(-0.9D_r)} + 1.67\ln\left(\frac{\gamma B}{p_a}\right) - 1$$

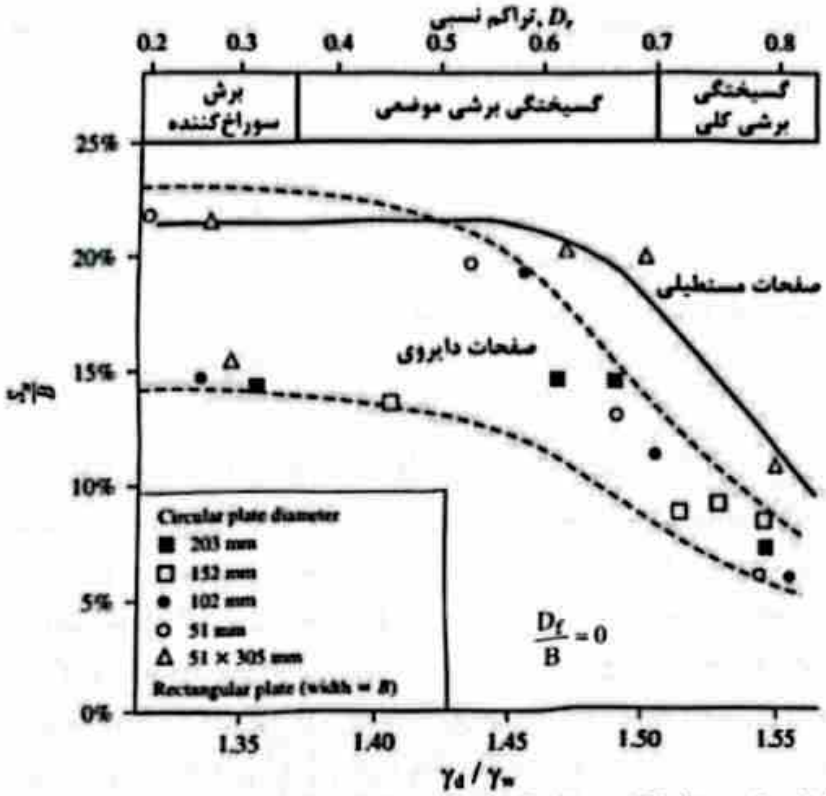
P_a = فشار جو (مساوی $100\ kN/m^2$)

D_r = تراکم نسبی (اعشاری)

و

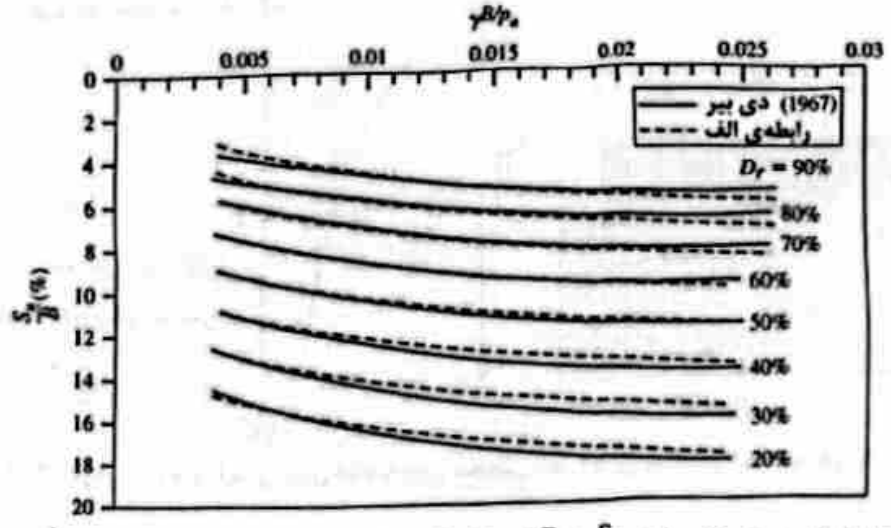
(ب) $\left(\frac{\gamma B}{p_a} > 0.025\right)$ (برای)

$$\left(\frac{S_u}{B}\right)_{(D_f/B=0)}(\%) = 30e^{(-0.9D_r)} - 7.16$$



شکل ۶-۱- ادامه-خ- میزان نشست نظیر گسیختگی صفحات دایروی و مستطیلی در خاک‌های ماسه‌ای در بار نهایی برحسب تراکم نسبی (وسیک ۱۹۶۳)

شکل ۶-۱- د- برای مقایسه، رابطه (الف) برای $D_f/B > 0$ رسم شده است.



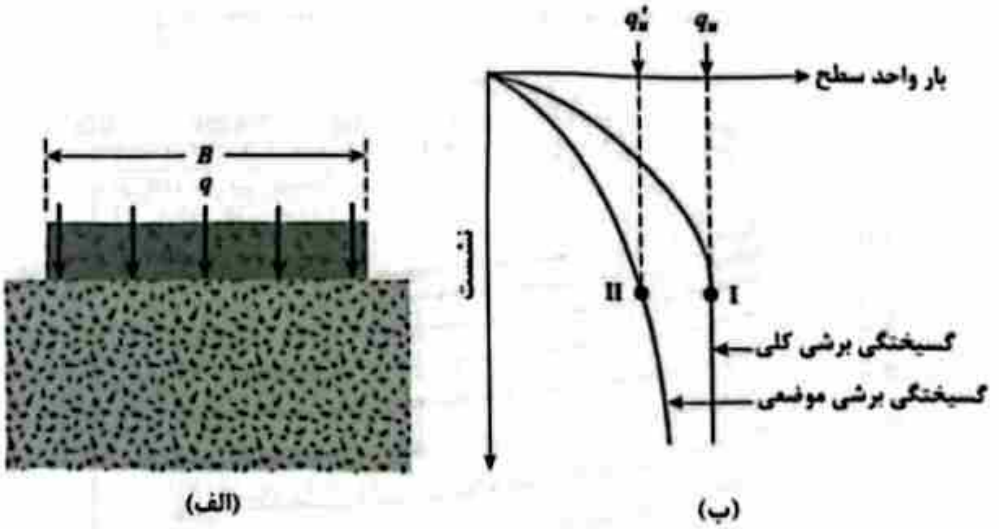
شکل ۶-۱- ادامه- د- تغییرات $\frac{S_u}{B}$ با $\frac{\gamma B}{P_a}$ و D_r برای صفحات دایره‌ای در خاک ماسه‌ای $\left(\frac{D_f}{B} = 0\right)$

از جنبه‌ی عمومی‌تر، شالوده‌های سطحی، شالوده‌هایی هستند که نسبت عمق به عرض آنها حدوداً کمتر از ۴ است. در صورتی که نسبت عمق به عرض شالوده بزرگتر از ۴ باشد، آن را می‌توان در رده‌ی شالوده‌های عمیق قرار داد.

در این فصل، ظرفیت باربری خاک برای شالوده‌های سطحی مورد بحث قرار خواهد گرفت. همان‌طور که قبلاً ذکر شد، برای اینکه شالوده ایمن باشد باید: (۱) نشست آن به علت بار وارده در حد مجاز باشد، (۲) در خاکی که شالوده بر آن متکی است، گسیختگی برش رخ ندهد. نشست الاستیک و نشست تحکیم در فصل‌های بعدی مورد بررسی قرار می‌گیرند. در این فصل فقط ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی بر پایه‌ی معیار وقوع گسیختگی برشی مورد مطالعه قرار خواهد گرفت.

ظرفیت باربری نهایی خاک برای شالوده‌های سطحی

برای درک مفهوم ظرفیت باربری نهایی و سازوکار[1] (مکانیسم) گسیختگی برشی در خاک، مطابق شکل ۶-۲- الف شالوده‌ی نواری مستطیلی به عرض B که برروی لایه ماسه‌ی متراکم (یا خاک سفت) قرار دارد، در نظر بگیرید. وقتی که بار گسترده‌ی یکنواخت q بر واحد سطح بر شالوده‌ی مدل تاثیر نماید، باعث نشست آن خواهد شد. اگر بار گسترده‌ی q افزایش یابد، نشست شالوده بتدریج افزایش خواهد یافت. در $q = q_u$ (شکل ۶-۲- ب)، ظرفیت گسیختگی باربری خاک فرارسیده و تحت مقدار تقریباً ثابت q، در شالوده نشست‌های قابل توجهی به وجود می‌آید. در این لحظه، خاک‌های اطراف شالوده بالا زده و سطح لغزش تا سطح زمین ادامه می‌یابد. در این حالت رابطه‌ی بار- نشست مطابق منحنی I از شکل ۶-۲- ب خواهد شد. q_u ظرفیت باربری نهایی خاک نامیده می‌شود.

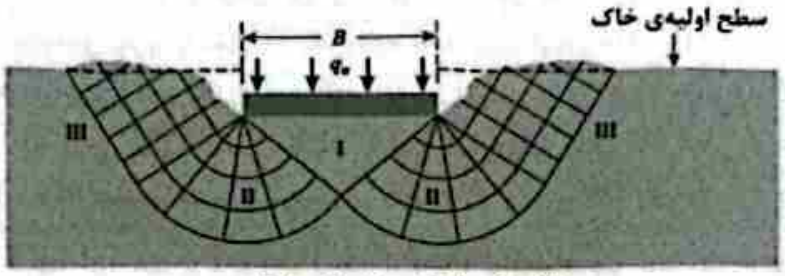


شکل ۶-۲- ظرفیت باربری نهایی برای شالوده‌های سطحی (الف) مدل شالوده، (ب) رابطه‌ی بار- نشست

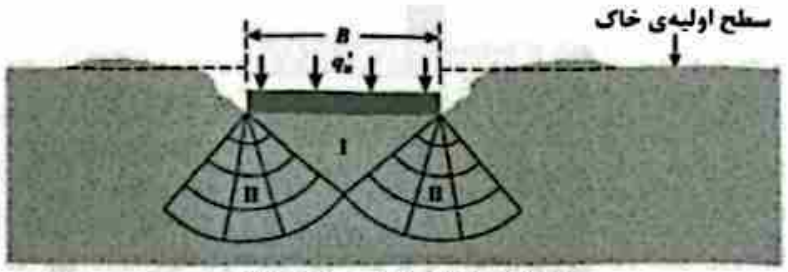
۱- لغت سازوکار به جای مکانیسم پیشنهاد شده و مورد استفاده قرار می‌گیرد.

Scanned with CamScanner

ظرفیت گسیختگی باربری شرح داده شده، گسیختگی برشی کلی[1] نامیده می‌شود و آن را می‌توان با مراجعه به شکل ۶-۳- الف تشریح کرد. وقتی که شالوده تحت تاثیر بار وارده نشست می‌کند، ناحیه‌ی گوه‌ای مثلثی شکل از خاک (ناحیه‌ی I) به طرف پایین رانده شده و در مقابل نواحی II و III ابتدا به طرفین و سپس به طرف بالا رانده می‌شوند. در بار نهایی q_u خاک به حالت تعادل خمیری درآمده و گسیختگی به علت لغزش رخ می‌دهد.



(الف) گسیختگی برشی کلی خاک



(ب) گسیختگی برشی موضعی خاک

شکل ۶-۳- سازوکار (مکانیسم) گسیختگی برای تعیین ظرفیت باربری خاک

اگر مدل تشریح شده‌ی فوق، روی ماسه با تراکم متوسط قرار داشته باشد، رابطه‌ی بار- نشست آن شبیه منحنی II در شکل ۶-۲-ب خواهد شد. در این حالت، بعد از فشار $q = q'_u$، منحنی بار- نشست به صورت مستقیم با شیب تند درمی‌آید. q'_u ظرفیت باربری نهایی و مکانیسم گسیختگی مربوطه که در شکل ۶-۳- ب نشان داده شده، گسیختگی برشی موضعی[2] نامیده می‌شود. در حالت جدید، ناحیه‌ی گوه‌ای مثلثی I به سمت پایین رانده شده، لیکن برخلاف گسیختگی برشی کلی، سطح لغزش، سطح زمین را قطع نمی‌کند و انتهای آن داخل خاک قرار دارد و علائمی از بالازدگی خاک به چشم نمی‌خورد.

۶-۳- رابطه‌ی ظرفیت باربری نهایی ترزاقی

در سال ۱۹۲۱، پراندل[3] نتایج مطالعات خود را در ارتباط با نفوذ جسم صلب در داخل مصالح نرمتر منتشر ساخت. ترزاقی (۱۹۴۳) تئوری گسیختگی خمیری پراندل را توسعه داد و اولین کسی بود که تئوری جامعی برای ارزیابی ظرفیت باربری نهایی شالوده‌های سطحی ارائه داد و به وسیله‌ی آن ظرفیت باربری خاک را

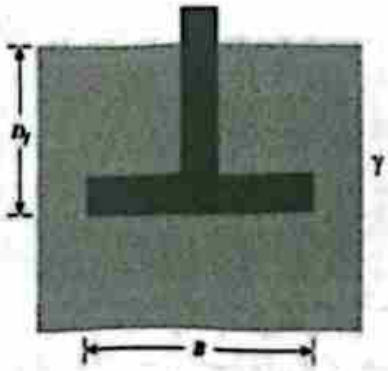
1 - General shear failure
2 - Local shear failure
3 - Prandtl

Scanned with CamScanner

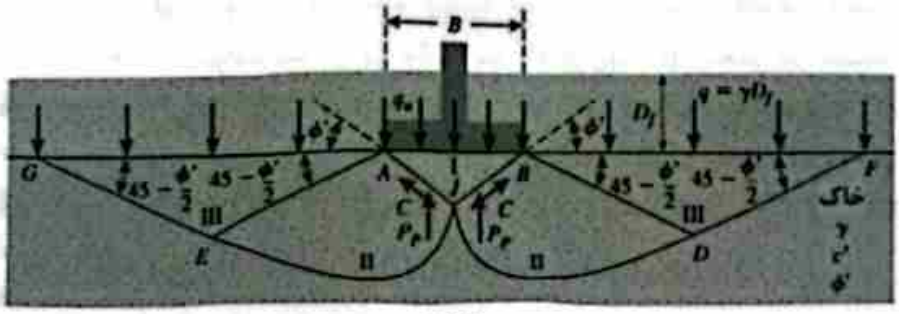
برای شالوده‌های نواری سطحی محاسبه نمود. شالوده‌ی نواری نامی است که برای شالوده‌ی مستطیلی طویل با نسبت طول به عرض بزرگتر از ۵ انتخاب شده است. طبق نظریه‌ی ترزاقی، وقتی می‌توان گفت شالوده سطحی است که عمق D_f آن کوچکتر یا مساوی عرض B باشد (شکل ۶-۴). ترزاقی همچنین این‌طور فرض کرد که برای محاسبات ظرفیت باربری خاک، وزن خاک موجود در بالای سطح تماس شالوده با زمین را می‌توان با سربار یکنواخت $q = \gamma D_f$ جایگزین کرد.

در شکل ۶-۵- الف، سازوکار فرضی ترزاقی برای تعیین ظرفیت باربری نهایی بر پایه‌ی گسیختگی برشی کلی، برای شالوده‌ی نواری با عمق D_f نشان داده شده است. گوه‌ی خاک ABJ (ناحیه‌ی I)، ناحیه‌ی الاستیک است. هر دو ضلع AJ و BJ زاویه‌ی ϕ' با افق می‌سازند. نواحی II (AJE و BJD) نواحی برشی شعاعی و نواحی III، نواحی مقاوم رانکین هستند. خطوط گسیختگی JD و JE کمانی از منحنی اسپیرال لگاریتمی و DF و EG خطوط مستقیم می‌باشند. AE، BD، EG و DF زاویه‌ی $45 - \phi'/2$ با افق می‌سازند. روابط کمان‌های اسپیرال لگاریتمی JD و JE به صورت زیر می‌باشند:

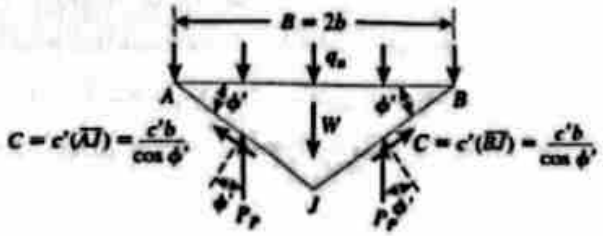
$$r = r_o e^{\theta \tan \phi'}$$



شکل ۶-۴- شالوده‌ی نواری سطحی



(الف)



(ب)

شکل ۶-۵- تحلیل ظرفیت باربری ترزاقی

اگر بار نهایی بر واحد سطح با شدت q_u بر شالوده وارد شده و گسیختگی برشی کلی رخ دهد، نیروی مقاوم P_p در هر دو وجه گوه‌ی خاک ABJ عمل خواهد کرد. برای درک این مسئله، می‌توانید فرض کنید که AJ و BJ دو دیوار می‌باشند که به ترتیب بر گوه‌های خاکی AJEG و BJDF فشار می‌آورند تا گسیختگی مقاوم رخ دهد. همان‌طور که می‌دانیم فشار مقاوم همواره با امتداد قائم بر وجه پشتی دیوار، زاویه‌ی δ' می‌سازد که δ' زاویه‌ی اصطکاک خاک با دیوار است. در اینجا چون تماس خاک با خاک مطرح است، زاویه‌ی اصطکاک سطوح در حال تماس مساوی ϕ' خواهد بود و چون سطوح AJ و BJ زاویه‌ی ϕ' با افق می‌سازند و P_p هم با امتداد قائم بر آنها زاویه‌ی ϕ' می‌سازد، نتیجه می‌شد که امتداد P_p باید قائم باشد.

حال نمودار آزاد گوه‌ی ABJ در شکل ۶-۵- ب مورد توجه قرار می‌گیرد. اگر طول واحدی از شالوده در نظر گرفته شود، تعادل آن در امتداد قائم ایجاب می‌کند:

$$(q_u)(2b)(1) = -W + 2C\sin\phi' + 2P_p \qquad (۱-۶)$$

که در آن:

$$b = B/2$$

W = وزن گوه‌ی خاک ABJ که مساوی $\gamma b^2 \tan\phi'$ می‌باشد.

C = نیروی چسبندگی که برروی وجوه AJ و BJ عمل می‌کند و مقدار آن مساوی حاصلضرب چسبندگی واحد در طول وجوه می‌باشد = $c'(b/\cos\phi')$

بنابراین:

$$2bq_u = 2P_p + 2bc'\tan\phi' - \gamma b^2 \tan\phi' \qquad (۲-۶)$$

یا:

$$q_u = \frac{P_p}{b} + c'\tan\phi' - \frac{\gamma b}{2}\tan\phi' \qquad (۳-۶)$$

فشار مقاوم موجود در رابطه‌ی ۶-۲ و ۶-۳، مجموع آثار وزن خاک γ، چسبندگی c' و سربار q می‌باشد. بنابراین می‌توان نوشت:

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma(b\tan\phi')^2 K_\gamma + c'(b\tan\phi')K_c + q(b\tan\phi')K_q \qquad (۴-۶)$$

که در آن، K_γ، K_c و K_q ضرایب فشار خاک هستند که تابعی از زاویه‌ی اصطکاک ϕ' خاک می‌باشند. با ترکیب روابط ۶-۳ و ۶-۴ به دست می‌آید:

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

که در آن:

$$N_c = \tan\phi'(K_c + 1) \qquad \text{(مشارکت چسبندگی)} \qquad (۵-۶)$$

$$N_q = K_q \tan\phi' \qquad \text{(مشارکت سربار)} \qquad (۶-۶)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2}\tan\phi'(K_\gamma \tan\phi' - 1) \qquad \text{(مشارکت وزن مخصوص)} \qquad (۷-۶)$$

Scanned with CamScanner

جملات N_c، N_q و N_γ به ترتیب مشارکت چسبندگی، سربار و وزن مخصوص خاک در ظرفیت باربری نهایی می‌باشند. محاسبه‌ی ضرایب K_c، K_q و K_γ بسیار خسته کننده است. به همین علت، ترزاقی از روش تقریبی برای تعیین ظرفیت باربری نهایی q_u استفاده کرد. اصول این تقریب‌سازی در زیر شرح داده می‌شود:

۱- اگر $c' = 0$ و سربار $q = 0$ (یعنی $D_f = 0$) باشد، خواهیم داشت:

$$q_u = q_\gamma = \frac{1}{2} B\gamma N_\gamma \qquad (۸-۶)$$

۲- اگر $\gamma = 0$ (یعنی خاک بدون وزن) و $q = 0$ باشد:

$$q_u = q_c = c'N_c \qquad (۹-۶)$$

۳- اگر $\gamma = 0$ (خاک بدون وزن) و $c' = 0$ و $q \neq 0$، بنابراین:

$$q_u = q_q = qN_q \qquad (۱۰-۶)$$

حال با استفاده از اصل جمع آثار قوا، آثار وزن مخصوص خاک، چسبندگی و سربار با یکدیگر در نظر گرفته می‌شود:

$$q_u = q_c + q_q + q_\gamma = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \qquad (۱۱-۶)$$

رابطه‌ی ۶-۱۱، رابطه‌ی ظرفیت باربری ترزاقی نامیده شده و جملات N_c، N_q و N_γ، ضرایب ظرفیت باربری خوانده می‌شوند. در جدول ۶-۱ مقادیر این ضرایب ارائه شده است.

برای شالوده‌های مربع و دایره، ترزاقی روابط زیر را برای محاسبه‌ی ظرفیت باربری نهایی خاک پیشنهاد کرد:

شالوده‌ی مربع:

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \qquad (۱۲-۶)$$

شالوده‌ی دایره:

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \qquad (۱۳-۶)$$

B در رابطه‌ی ۶-۱۲، ضلع مربع و در رابطه‌ی ۶-۱۳ قطر دایره می‌باشد. برای شرایط زهکشی نشده با $\phi = 0$ و $\tau_f = c_u$، ضرایب ظرفیت باربری $N_\gamma = 0$، $N_q = 1$ و $N_c = 5.7$ می‌شود. در این حالت روابط ۶-۱۱ تا ۶-۱۳ بصورت زیر درمی‌آیند:

$$q_u = 5.7c_u + q \qquad \text{(شالوده نواری)} \qquad (۱۴-۶)$$

و

$$q_u = (1.3)(5.7)c_u + q = 7.41c_u + q \qquad \text{(شالوده مربع و دایره)} \qquad (۱۵-۶)$$

Scanned with CamScanner

جدول ۶-۱- ضرایب باربری ترزاقی شامل N_c ، N_q و N_γ در روابط ۱۷-۱۱ تا ۱۷-۱۳

ϕ' (deg)	N_c	N_q	N_γ^*	ϕ' (deg)	N_c	N_q	N_γ^*
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	16.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	116.31
16	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	161.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	416.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

• مقادیر N_γ برای Kumbhojkar (1993)

۶-۴- تاثیر سفره آب زیرزمینی

در حصول روابط ظرفیت باربری خاک در بخش گذشته، فرض شد که سطح سفره‌ی آب زیرزمینی در عمقی خیلی بزرگتر از عرض B شالوده قرار دارد. لیکن اگر سطح سفره‌ی آب زیرزمینی نزدیک شالوده باشد، باید تغییراتی در جملات دوم و سوم روابط ۶-۱۱ تا ۶-۱۳ اعمال گردد. برحسب وضعیت سطح سفره‌ی آب زیرزمینی نسبت به سطح تحتانی شالوده سه حالت مختلف می‌تواند اتفاق بیفتد. این حالات در شکل ۶-۶ نشان داده شده‌اند. در زیر شرح مختصری درخصوص هر یک از سه حالت ارائه می‌شود:

حالت ۱ (شکل ۶-۶- الف): اگر تراز سطح سفره‌ی آب زیرزمینی در ارتفاع D نسبت به سطح تحتانی شالوده قرار داشته باشد، مقدار q در جمله‌ی دوم رابطه‌ی ظرفیت باربری، باید از رابطه‌ی زیر محاسبه شود:

$$q = \gamma(D_f - D) + \gamma' D \qquad (۱۶-۶)$$

که در آن $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ وزن مخصوص موثر خاک می‌باشد.

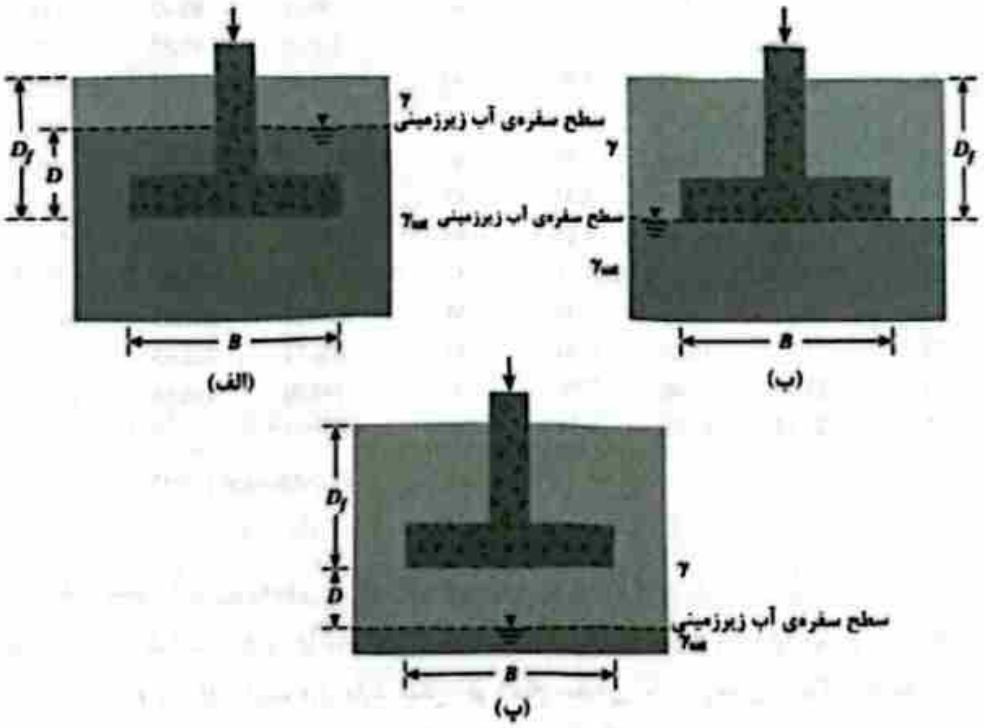
همچنین، وزن مخصوص γ خاک که در جمله‌ی سوم رابطه‌ی ظرفیت باربری ظاهر می‌شود باید با γ' عوض شود.

حالت ۲ (شکل ۶-۶- ب): اگر تراز سطح سفره‌ی آب زیرزمینی منطبق بر سطح تحتانی شالوده باشد، مقدار q مساوی γD_f می‌باشد، لیکن وزن مخصوص γ در جمله‌ی سوم رابطه‌ی ظرفیت باربری، باید با γ' عوض شود.

حالت ۳ (شکل ۶-۶- پ): وقتی که سطح سفره‌ی آب زیرزمینی در عمق D در زیر سطح تحتانی شالوده باشد، $q = \gamma D_f$ می‌باشد و مقدار γ در جمله‌ی سوم باید با γ_{av} عوض شود که مقدار آن از روابط زیر به دست می‌آید:

$$\gamma_{av} = \frac{1}{B}\left[\gamma D + \gamma'(B - D)\right] \qquad (\text{برای } D \le B) \qquad (۶\text{-}۱۷\text{- الف})$$

$$\gamma_{av} = \gamma \qquad (\text{برای } D > B) \qquad (۶\text{-}۱۷\text{- ب})$$



شکل ۶-۶- تاثیر موقعیت تراز سفره‌ی آب زیرزمینی برظرفیت باربری شالوده‌های سطحی. (الف) حالت ۱، (ب) حالت ۲، (پ) حالت ۳

۶-۵- ضریب ایمنی (ضریب اطمینان)

معمولاً ضریب اطمینان F_s در حدود ۳ و بیشتر، بر ظرفیت باربری نهایی محاسبه شده اعمال می‌شود تا ظرفیت باربری مجاز به دست آید. نباید این‌طور فکر کرد که این ضریب اطمینان خیلی محافظه‌کارانه است.

در طبیعت، خاک‌ها نه همگن و نه ایزوتروپیک (همسانگرد) هستند و همچنین در تعیین پارامترهای مقاومت برشی خاک نیز عدم قطعیت‌های قابل توجهی وجود دارد.

دو تعریف مختلف برای ظرفیت باربری مجاز در شالوده‌های سطحی وجود دارد. این تعاریف عبارتند از:

۱- ظرفیت باربری مجاز کلی

۲- ظرفیت باربری مجاز خالص

بطور معمول، ضریب اطمینان بر ظرفیت باربری نهایی q_u اعمال می‌شود، لیکن می‌توان ضریب اطمینان را بر پارامترهای برشی ϕ' و c' نیز اعمال نمود که کمتر متداول می‌باشد.

ظرفیت باربری مجاز کلی q_{all} از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} \qquad (۱۸-۶)$$

q_{all} تعریف شده در رابطه‌ی ۶-۱۸، بار مجاز بر واحد سطح است که اگر خاک زیر شالوده تحت آن قرار گیرد، هیچگونه شانسی برای وقوع گسیختگی برشی وجود نداشته باشد. با مراجعه به شکل ۶-۷، این ظرفیت باربری شامل بارهای زیر است:

الف: بار مرده و زنده‌ی بالای سطح زمین، $W_{(D+L)}$

ب: وزن شالوده، W_F

پ: وزن خاکی که مستقیماً روی شالوده قرار دارد، W_S

بنابراین:

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} = \left[\frac{W_{(D+L)} + W_F + W_S}{A}\right] \qquad (۱۹-۶)$$

که در آن A مساحت شالوده است.

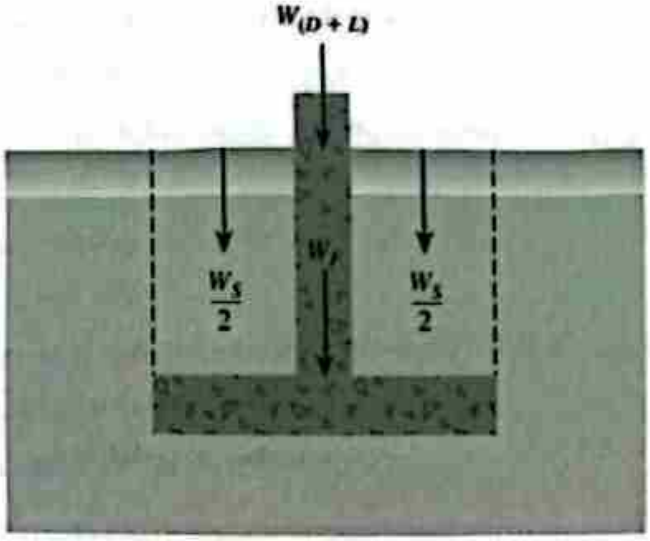
ظرفیت باربری مجاز خالص، بار مجاز بر واحد سطح شالوده علاوه بر تنش قائم موثر موجود در تراز سطح تحتانی شالوده است. تنش قائم موثر موجود در سطح تحتانی شالوده مساوی $q = \gamma D_f$ می‌باشد. بنابراین بار نهایی خالص برابر است با:

$$q_{u(net)} = q_u - q \qquad (۲۰-۶)$$

بنابراین:

$$q_{all(net)} = \frac{q_{u(net)}}{FS} = \frac{q_u - q}{FS} \qquad (۲۱-۶)$$

Scanned with CamScanner



شکل ۶-۷- مشارکت q_{all}

اگر فرض شود که وزن مخصوص خاک و بتن شالوده تقریباً مساوی است، می‌توان نوشت:

$$q = \gamma D_f \approx \frac{W_S + W_F}{A}$$

بنابراین:

$$q_{all(net)} = \frac{W_{(D+L)}}{A} = \frac{q_u - q}{FS} \qquad (۲۲-۶)$$

مثال ۶-۱

شالوده‌ی مربعی به ابعاد ۱/۵×۱/۵ متر در پلان مفروض است و پارامترهای خاک زیر آن به قرار زیر است:

$$\phi' = 20^\circ \, , \, c' = 15.2 \text{ kN/m}^2 \, , \, \gamma = 17.8 \text{ kN/m}^3$$

مطلوبست تعیین بار مجاز کلی وارد بر شالوده با ضریب اطمینان FS = 4 با فرض D_f = 1m و گسیختگی برشی عمومی در خاک.

حل:

از رابطه ۶-۱۲ داریم:

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

از جدول ۶-۱ برای $\phi' = 20^\circ$ می‌توان نوشت:

$$N_c = 17.69$$
$$N_q = 7.44$$
$$N_\gamma = 3.64$$

Scanned with CamScanner

بنابراین:

$$q_u = (1.3)(15.2)(17.69) + (1\times17.8)(7.44) + (0.4)(17.8)(1.5)(3.64)$$
$$= 349.55 + 132.43 + 38.87 = 520.85 \approx 521\ kN/m^2$$

فشار مجاز کلی بر واحد سطح برابر می‌شود با:

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} = \frac{521}{4} = 130.25\ kN/m^2 \approx 130\ kN/m^2$$

پس بار کلی مجاز برابر است با:

$$Q = (130)B^2 = (130)(1.5\times1.5) = 292.5\ kN$$

مثال ۶-۲

در مثال ۶-۱ با فرض ثابت بودن همه مقادیر، اگر تراز آب زیرزمینی ۱ متر پایین‌تر از سطح زیر شالوده باشد، با فرض FS = 3 و $\gamma_{sat} = 19\ kN/m^3$، بار مجاز کلی وارد بر شالوده چقدر خواهد بود.

حل:

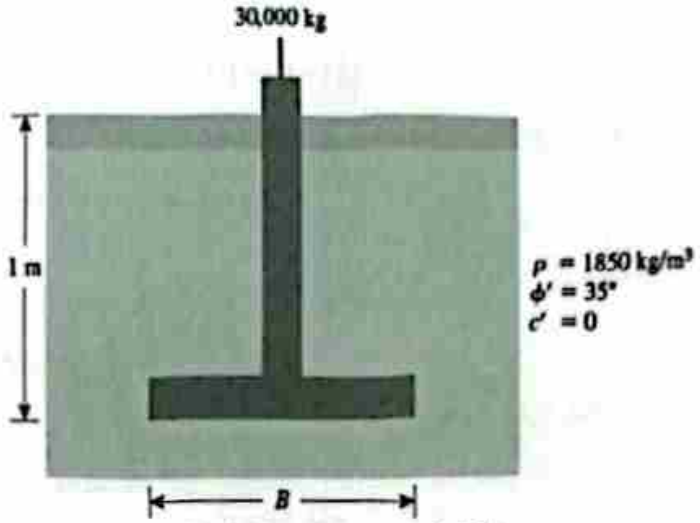
این حالت مطابق شکل ۶-۶- پ می‌باشد. با فرض D = 1m، از رابطه‌ی ۶-۱۷- الف داریم:

$$\gamma_{av} = \frac{1}{B}\left[\gamma D + \gamma'(B-D)\right]$$
$$= \frac{1}{1.5}\left[(17.8)(1) + (19-9.81)(1.5-1.0)\right] = 14.93\ kN/m^3$$
$$q_u = (1.3)(15.2)(17.69) + (1\times17.8)(7.44) + (0.4)(14.93)(1.5)(3.64)$$
$$= 349.55 + 132.43 + 32.61 = 514.59\ kN/m^2$$
$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} = \frac{514.59}{3} = 171.53\ kN/m^2$$
$$Q = 171.53\times B^2 = 171.53\times1.5^2 = 386\ kN$$

مثال ۶-۳

در شکل ۶-۸ شالوده‌ی مربعی تحت جرم محوری ۳۰،۰۰۰ کیلوگرم نشان داده شده است. با فرض ضریب اطمینان ۳، ابعاد B شالوده را تعیین کنید.

Scanned with CamScanner



شکل ۶-۸- مربوط به مثال ۶-۳

حل:

$$\text{جرم مخصوص خاک} = 1850\ \text{kg/m}^3$$

$$\gamma = \frac{1850 \times 9.81}{1000} = 18.15\ \text{kN/m}^3$$

بار وارده بر شالوده:

$$\frac{(30{,}000)9.81}{1000} = 294.3\ \text{kN} = Q_{all}$$

از رابطه‌ی ۶-۱۲:

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

با ضریب اطمینان ۳ داریم:

(الف)
$$q_{all} = \frac{q_u}{3} = \frac{1}{3}\left(1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma\right)$$

همچنین:

(ب)
$$q_{all} = \frac{Q_{all}}{B^2} = \frac{294.3}{B^2}$$

با ترکیب روابط (الف) و (ب) می‌توان نوشت:

(پ)
$$\frac{294.3}{B^2} = \frac{1}{3}\left(1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma\right)$$

از جدول ۶-۱ برای $\phi' = 35°$ به دست می‌آید:

$$N_c = 57.75, N_q = 41.44, N_\gamma = 45.41$$

با قراردادن مقادیر فوق در رابطه‌ی (پ) خواهیم داشت:

Scanned with CamScanner

$$\frac{294.3}{B^2}=\frac{1}{3}\left[(1.3)(0)(57.75)+(18.15\times1)(41.44)+0.4(18.15)(B)(45.41)\right]$$

$$\frac{294.3}{B^2}=250.7+109.9B$$

از حل رابطه‌ی فوق به روش سعی و خطا، داریم:

$$B\approx0.95\ m$$

۶-۶- رابطه‌ی عمومی ظرفیت باربری

از زمان ترزاقی تاکنون، محققین مختلفی از قبیل مایرهوف[1] (۱۹۵۱ و ۱۹۶۳)، لانگرن و مورتنسن[2] (۱۹۵۳) و بالا[3] (۱۹۶۲) و وسیک (۱۹۷۳) و هنسن (۱۹۷۰) در زمینه‌ی ظرفیت باربری خاک کار کردند. بررسی حل‌های مختلف نشان می‌دهد که ضرایب باربری N_c و N_q خیلی تغییر نمی‌کنند. لیکن برای ϕ' یکسان، N_γ به دست آمده توسط محققین مختلف، در محدوده‌ی وسیعی تغییر می‌کند. این مسئله ناشی از تغییرات در مفروضات هندسه‌ی گوه‌ی خاک واقع در زیر شالوده است.

ترزاقی در تعیین ظرفیت باربری نهایی فرض کرد که وجوه AJ و BJ گوه‌ی خاک ABJ (شکل ۶-۵- الف)، زاویه‌ی ϕ' با افق می‌سازند. آزمایش‌های بعدی (برای مثال دیبیر و وسیک، سال ۱۹۵۸) نشان داد که فرضیات ترزاقی در رابطه با سطح گسیختگی کلی در خاک صحیح است. با این حال برخی آزمایش‌ها نشان داده است که وجوه AJ و BJ گوه‌ی ABJ زاویه‌ی $45+\frac{\phi'}{2}$ (به جای ϕ') با افق می‌سازد. این مکانیسم گسیختگی در شکل ۶-۹ نشان داده شده است. این مکانیسم از ناحیه‌ی محرک رانکین ABJ (ناحیه‌ی I)، دو ناحیه‌ی برش شعاعی (ناحیه‌ی II) و دو ناحیه‌ی مقاوم رانکین (ناحیه‌ی III) تشکیل یافته است. منحنی‌های JD و JE کمانی از اسپیرال لگاریتمی هستند.

بر پایه‌ی این مکانیسم گسیختگی، ظرفیت باربری نهایی شالوده‌ی نواری را می‌توان با روش تقریبی جمع آثار قوا، که در بخش ۶-۳ شرح داده شد، به دست آورد:

$$q_u=q_c+q_q+q_\gamma \qquad (۶-۲۳)$$

که در آن q_c، q_q و q_γ به ترتیب مشارکت چسبندگی، سربار و وزن مخصوص خاک هستند. رایزنر[4] (۱۹۲۴) q_q را به صورت زیر تعریف کرد:

$$q_q=qN_q \qquad (۶-۲۴)$$

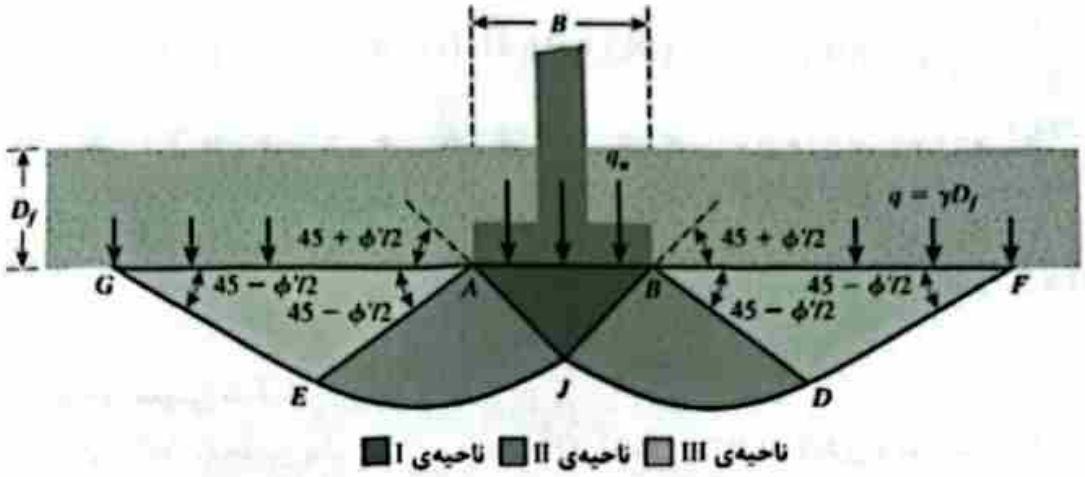
که در آن:

$$N_q=e^{\pi\tan\phi'}\tan^2\left(45+\frac{\phi'}{2}\right) \qquad (۶-۲۵)$$

---

1 - Meyerhof
2 - Lundgren and Mortensen
3 - Balla
4 - Reissner

Scanned with CamScanner



شکل ۶-۹- محاسبات ظرفیت باربری خاک- گسیختگی برشی کلی

پراندل (۱۹۲۱) نشان داد که:

$$q_c = c'N_c \qquad (۶-۲۶)$$

که در آن:

$$N_c = \left(N_q - 1\right)\cot\phi' \qquad (۶-۲۷)$$

(↑ رابطه‌ی ۶-۲۵)

وسیک[1] (۱۹۷۳) رابطه‌ی q_γ را به صورت زیر پیشنهاد کردند:

$$q_\gamma = \frac{1}{2}B\gamma N_\gamma \qquad (۶-۲۸)$$

که در آن:

$$N_\gamma = 2\left(N_q + 1\right)\tan\phi' \qquad (۶-۲۹)$$

(↑ رابطه‌ی ۶-۲۵)

با ترکیب روابط ۶-۲۳، ۶-۲۴، ۶-۲۶ و ۶-۲۸ به دست می‌آید:

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \qquad (۶-۳۰)$$

رابطه‌ی فوق همان شکل رابطه‌ی عمومی ترزاقی (رابطه‌ی ۶-۱۱) را دارد. لیکن مقادیر ضرایب ظرفیت باربری با هم یکسان نیستند. مقادیر N_q، N_c و N_γ طبق روابط ۶-۲۵، ۶-۲۷ و ۶-۲۹ در جدول ۶-۲ ارائه شده‌اند. لیکن باید توجه داشت که برای مقاصد علمی، ضرایب ظرفیت باربری ترزاقی نتایج خوبی به دست می‌دهند. با توجه به عدم قطعیت‌های موجود در تعیین پارامترهای خاک، اختلاف ناچیز در ضرایب ظرفیت باربری نمی‌تواند اثر چشمگیری در نتایج ظرفیت باربری داشته باشد.

---

1 - Vesic

جدول ۶-۲- ضرایب ظرفیت باربری N_c، N_q و N_γ (روابط ۶-۲۵، ۶-۲۷ و ۶-۲۹)

ϕ' (deg)	N_c	N_q	N_γ	ϕ' (deg)	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.93	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88				

رابطه‌ی ظرفیت باربری شالوده‌ی نواری طبق رابطه‌ی ۶-۳۰ را می‌توان با معرفی ضرایب زیر، برای حالات مختلف عمومیت داد:

الف- ضریب عمق: برای در نظر گرفتن مقاومت برشی به وجود آمده در امتداد سطح گسیختگی در خاک واقع در بالای سطح تحتانی شالوده

ب- ضریب شکل: برای تعیین ظرفیت باربری شالوده مستطیل و دایره

پ- ضریب تمایل بار: برای تعیین ظرفیت باربری وقتی که امتداد بار زاویه‌ای با امتداد قائم می‌سازد.

در نتیجه رابطه‌ی ظرفیت باربری نهایی در شکل عمومی به صورت زیر درمی‌آید:

$$q_u = c'F_{cs}F_{cd}F_{ci}N_c + qF_{qs}F_{qd}F_{qi}N_q + \frac{1}{2}F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}\gamma BN_\gamma \qquad (۶-۳۱)$$

Scanned with CamScanner

که در رابطه‌ی فوق:

F_{cs} ، F_{qs} و $F_{\gamma s}$ = ضرایب شکل

F_{cd} ، F_{qd} و $F_{\gamma d}$ = ضرایب عمق

F_{ci} ، F_{qi} و $F_{\gamma i}$ = ضرایب شیب بار

لازم به تذکر است که در حالت بارگذاری مایل، رابطه‌ی ۶-۳۱ مولفه‌ی قائم را به دست می‌دهد. روابط تقریبی برای ضرایب شکل، عمق و شیب به قرار زیر می‌باشند.

ضرایب شکل. دی‌بیر (۱۹۷۰) ضرایب شکل را بصورت زیر معرفی نمود. این ضرایب تجربی هستند و حاصل آزمایش‌های متعدد می‌باشند:

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right) \qquad (۶-۳۲)$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\tan\phi' \qquad (۶-۳۳)$$

و

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right) \qquad (۶-۳۴)$$

که در آن‌ها:

L = طول شالوده $(L > B)$

ضرایب عمق. هانسن (۱۹۷۰) روابط زیر را برای ضرایب عمق پیشنهاد نمود:

$D_f/B \le 1.0$:

برای $\phi' = 0$:

$$F_{cd} = 1 + 0.4\left(\frac{D_f}{B}\right) \qquad (۶-۳۵)$$

$$F_{qd} = F_{\gamma d} = 1$$

برای $\phi' > 0$:

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan\phi'}$$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi'(1 - \sin\phi')^2\left(\frac{D_f}{B}\right) \qquad (۶-۳۶)$$

$$F_{\gamma d} = 1 \qquad (۶-۳۷)$$

$D_f/B > 1$:

برای $\phi' = 0$:

$$F_{cd} = 1 + (0.4)\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right) \qquad (۶-۳۸)$$

$$F_{qd} = F_{\gamma d} = 1$$

برای $\phi' > 0$:

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan\phi'}$$

Scanned with CamScanner

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi'(1-\sin\phi')^2 \tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right) \qquad (۳۹-۶)$$

و

$$F_{\gamma d} = 1 \qquad (۴۰-۶)$$

توجه شود که ضریب $\tan^{-1}(D_f/B)$ در روابط ۶-۳۸ و ۶-۳۹ برحسب رادیان می‌باشد.

ضرایب شیب. مایرهوف (۱۹۶۳) روابط زیر را برای ضرایب شیب پیشنهاد نمود.

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ}\right)^2 \qquad (۴۱-۶)$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi}{\phi'}\right)^2 \qquad (۴۲-۶)$$

که در آن:

ψ = زاویه بار نسبت به محور قائم برحسب درجه

شرایط زهکشی نشده

برای شرایط زهکشی نشده، اگر شالوده تحت بار قائم قرار گیرد ($\psi = 0^\circ$) خواهیم داشت:

$\phi = 0$ $\quad c = c_u$ $\quad N_\gamma = 0$

$N_q = 1$ $\quad N_c = 5.14$ $\quad F_{ci} = F_{qi} = F_{\gamma i} = 1$

در نتیجه رابطه ۶-۳۱ بصورت زیر درمی‌آید:

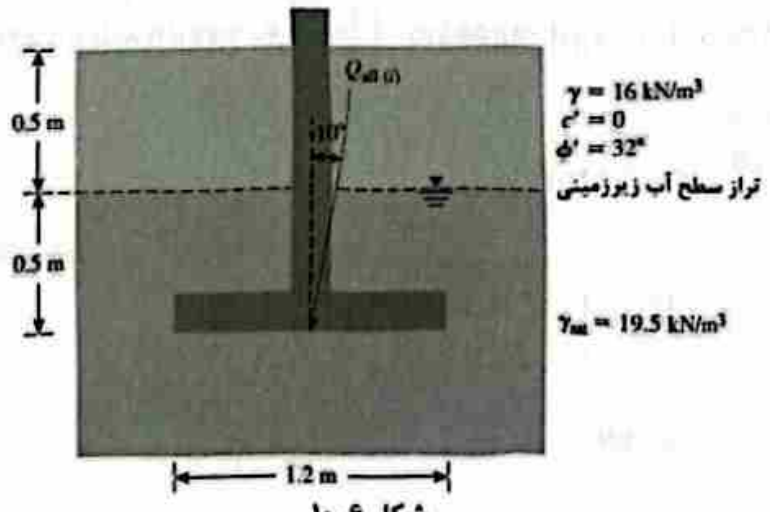
$$q_u = 5.14c_u\left[1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right)\right]\left[1 + 0.4\left(\frac{D_f}{B}\right)\right] + q \qquad (۴۳-۶)$$

برای شالوده‌ی نواری $B/L = 0$ با عمق $D_f = 0$ داریم:

$$D_f = 0 \Rightarrow q_u = 5.14c_u + q \Rightarrow q_{unet} = 5.14c_u$$

مثال ۶-۴- الف

شالوده‌ی مربع مطابق شکل ۶-۱۰ مفروض می‌باشد. مطلوبست تعیین ظرفیت باربری مجاز شالوده برای بار مایل نشان داده شده با ضریب اطمینان ۳ با استفاده از رابطه‌ی ۶-۳۱.



شکل ۶-۱۰

حل:

از رابطه‌ی ۶-۳۱ داریم:

$$q_u = c'F_{cs}F_{cd}F_{ci}N_c + qF_{qs}F_{qd}F_{qi}N_q + \frac{1}{2}\gamma' F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}BN_\gamma$$

$$c' = 0$$

$$q_u = qF_{qs}F_{qd}F_{qi}N_q + \frac{1}{2}\gamma' F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}BN_\gamma$$

از جدول ۶-۲:

$$\phi' = 32^\circ \Rightarrow N_q = 23.18\ ,\ N_\gamma = 30.22$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L}\tan\phi' = 1 + \frac{1.2}{1.2}\tan 32 = 1.625$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4\frac{B}{L} = 1 - 0.4\left(\frac{1.2}{1.2}\right) = 0.6$$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi'(1-\sin\phi')^2\left(\frac{D_f}{B}\right)$$

$$= 1 + 2\tan 32(1-\sin 32)^2\left(\frac{1}{1.2}\right) = 1.23$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ}\right)^2 = \left(1 - \frac{10}{90}\right)^2 = 0.79$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi}{\phi'}\right)^2 = \left(1 - \frac{10}{32}\right)^2 = 0.473$$

تراز آب زیرزمینی در ارتفاع ۰/۵ متری از کف شالوده قرار دارد. با استفاده از رابطه‌ی ۶-۱۶:

$$q = (0.5)(16) + (0.5)(19.5 - 9.81) = 12.845\ \text{kN/m}^2$$

بنابراین:

$$q_u = (12.845)(1.625)(1.23)(0.79)(23.18) + \left(\frac{1}{2}\right)(19.5-9.81)(0.6)(1)(0.473)(1.2)(30.22)$$

$$= 520\ \text{kN/m}^2$$

$$q_{all} = \frac{q_u}{3} = \frac{520}{3} = 170.33\ \text{kN/m}^2$$

بنابراین بار کلی قائم بصورت زیر درمی‌آید:

$$Q = q_{all}\left(B^2\right) = 170.33(1.2)^2 = 245.28\ \text{kN}$$

در نتیجه:

$$Q_{all(i)} = \frac{245.28}{\cos 10} = 249\ \text{kN}$$

Scanned with CamScanner

۶-۷- رابطه‌ی ظرفیت باربری مایرهوف (ضرایب شکل و عمق)

در نظریه‌ی مایرهوف رابطه عمومی برای محاسبه ظرفیت باربری همان رابطه‌ی ۶-۳۱ است که در آن ضرایب N_q و N_c کماکان از روابط ۶-۲۵ و ۶-۲۷ حاصل می‌شوند. اما مایرهوف برای N_γ رابطه‌ی زیر را پیشنهاد می‌کند:

$$N_\gamma = (N_q - 1)\tan(1.4\phi')$$

تغییرات N_γ برحسب ϕ' در جدول ۶-۲- الف ارائه شده است.

علاوه بر N_γ، مایرهوف روابط جداگانه‌ای برای محاسبه ضرایب شکل و عمق (به جای روابط ۶-۳۲ تا ۶-۴۰) پیشنهاد می‌کند که در جدول ۶-۲- ب ارائه شده است.

جدول ۶-۲-الف- ضریب باربری N_γ (نظریه‌ی مایرهوف)

ϕ'(deg)	N_γ	ϕ'(deg)	N_γ	ϕ'(deg)	N_γ
0	0.000	18	2.003	36	44.426
1	0.002	19	2.403	37	53.270
2	0.010	20	2.871	38	64.073
3	0.023	21	3.421	39	77.332
4	0.042	22	4.066	40	93.690
5	0.070	23	4.824	41	113.985
6	0.106	24	5.716	42	139.316
7	0.152	25	6.765	43	171.141
8	0.209	26	8.002	44	211.406
9	0.280	27	9.463	45	262.739
10	0.367	28	11.190	46	328.728
11	0.471	29	13.236	47	414.322
12	0.596	30	15.668	48	526.444
13	0.744	31	18.564	49	674.908
14	0.921	32	22.022	50	873.843
15	1.129	33	26.166	51	1143.934
16	1.375	34	31.145	52	1516.051
17	1.664	35	37.152	53	2037.258

Scanned with CamScanner

جدول ۶-۲-ب- ضرایب شکل و عمق مایرهوف

ضرایب شکل
برای $\phi = 0°$:
$F_{cs} = 1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right)$
$F_{qs} = 1$
$F_{\gamma s} = 1$
برای $\phi' \geq 10°$:
$F_{cs} = 1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right)\tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$
$F_{qs} = F_{\gamma s} = 1 + 0.1\left(\frac{B}{L}\right)\tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$
ضرایب عمق
برای $\phi = 0°$:
$F_{cd} = 1 + 0.2\left(\frac{D_f}{B}\right)$
$F_{qd} = F_{\gamma d} = 1$
برای $\phi' \geq 10°$:
$F_{cd} = 1 + 0.2\left(\frac{D_f}{B}\right)\tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$
$F_{qd} = F_{\gamma d} = 1 + 0.1\left(\frac{D_f}{B}\right)\tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$

مثال ۶-۴- ب

مثال ۶-۴- الف را با استفاده از رابطه‌ی ظرفیت باربری و ضرایب شیب و عمق مایرهوف مجدداً حل کنید.

حل:

$$q_u = qF_{qs}F_{qd}N_q + \frac{1}{2}\gamma' F_{\gamma s} F_{\gamma d} BN_\gamma$$

جدول ۶-۲ و جدول ۶-۲- الف مایرهوف $\Rightarrow \phi' = 32°$, $N_q = 23.18$ و $N_\gamma = 22.02$

از جدول ۶-۲- ب داریم:

$$F_{qs} = F_{\gamma s} = 1 + 0.1\left(\frac{B}{L}\right)\tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

$$= 1 + 0.1\left(\frac{1.2}{1.2}\right)\tan^2\left(45 + \frac{32}{2}\right) = 1.325$$

Scanned with CamScanner

$$F_{qd} = F_{\gamma d} = 1 + 0.1\left(\frac{D_f}{B}\right)\tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$
$$= 1 + 0.1\left(\frac{1}{1.2}\right)\tan\left(45 + \frac{32}{2}\right) = 1.15$$

مثال ۶-۴- الف $\Rightarrow F_{qi} = 0.79$ و $F_{\gamma i} = 0.473$; $q = 12.845\ kN/m^2$

در نتیجه:

$$q_u = (12.845)(1.325)(1.15)(0.79)(23.18)$$
$$+\left(\frac{1}{2}\right)(19.5 - 9.81)(1.325)(1.15)(0.473)(1.2)(22.02)$$
$$= 358.4 + 92.27 = 450.67\ kN/m^2$$
$$q_{all} = \frac{q_u}{3} = \frac{450.67}{3} = 150.22\ kN/m^2$$

بار کل برابر است با:

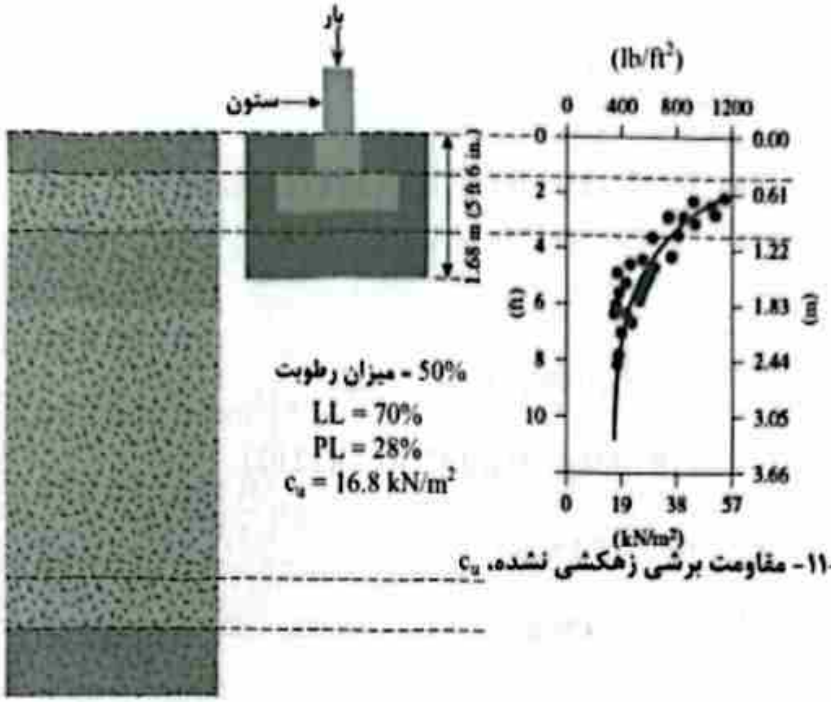
$$Q = q_{all}\left(B^2\right) = 150.22(1.2)^2 = 216.3\ kN$$
$$Q_{all(i)} = \frac{216.3}{\cos 10} = 219.6\ kN$$

۶-۸- پژوهش میدانی انجام شده درخصوص ظرفیت باربری نهایی

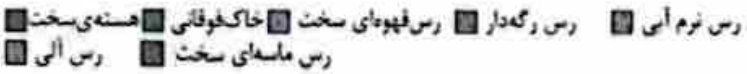
در این بخش سه پژوهش میدانی در ارتباط با ظرفیت باربری نهایی شالوده متکی بر رس نرم، ارائه می‌گردد. بار منجر به گسیختگی خاک زیر شالوده با روابط نظری ارائه شده در این فصل مورد مقایسه قرار می‌گیرد.

پژوهش میدانی ظرفیت باربری شالوده‌ی سطحی

اسکمپتون (۱۹۴۲) آزمایش میدانی برای تعیین ظرفیت باربری شالوده‌ای به ابعاد $B = 2.44\ m$ و $L = 2.74\ m$ مستقر بر لایه رسی انجام داد. با آزمایش واقعی ظرفیت باربری خالص مساوی $q_{unet} = 119.79\ kN/m^2$ به دست آمد.



شکل ۶-۱۱- مقاومت برشی زهکشی نشده، c_u



شکل ۶-۱۲- آزمایش ظرفیت باربری اسکمپتون

با استفاده از محاسبات و از رابطه‌ی ۶-۲۰ داریم:

$$q_{u(net)} = q_u - q$$

از رابطه‌ی ۶-۳۱ و برای شرایط بارگذاری قائم $\Rightarrow \phi = 0°(N_q = 1\ ,\ N_\gamma = 0\ ,\ F_{qs} = 1$ و $F_{qd} = 1)$

$$q_u = c_u F_{cs} F_{cd} N_c + q$$

بنابراین:

$$q_{u(net)} = \left(c_u F_{cs} F_{cd} N_c + q\right) - q = c_u F_{cs} F_{cd} N_c$$

برای $c_u \approx 16.8\ kN/m^2$

جدول ۶-۲ $\Rightarrow N_c = 5.14$

روابط ۶-۳۲ و ۶-۳۵ $\Rightarrow F_{cs} = 1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right) = 1 + 0.2\left(\frac{2.44}{2.74}\right) = 1.2$

$$F_{cd} = 1 + 0.4\left(\frac{D_f}{B}\right) = 1 + 0.4\left(\frac{1.68}{2.44}\right) = 1.275$$

بنابراین

$$q_{u(net)} = (16.8)(1.2)(1.275)(5.14) = 132.1\ kN/m^2$$

در نتیجه نسبت ظرفیت باربری نظری به واقعی برابر است با:

Scanned with CamScanner

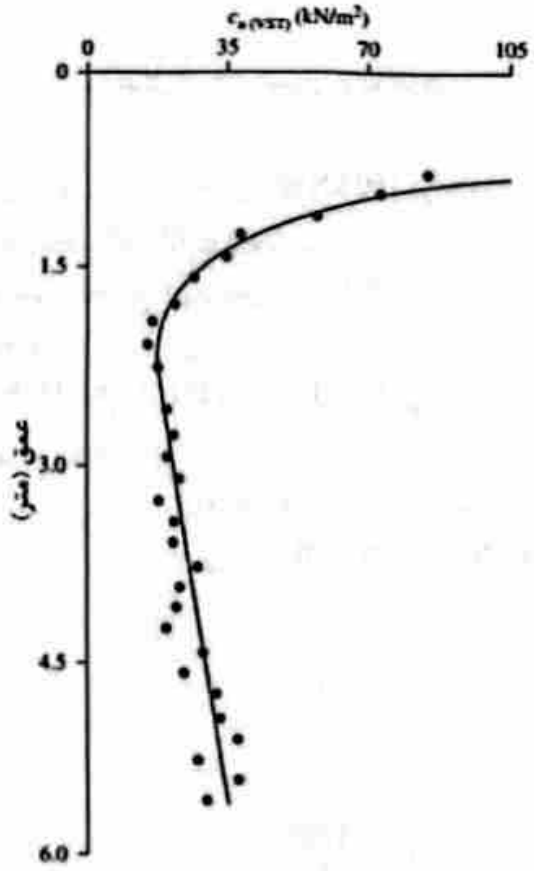
$$\frac{q_{u(net-theory)}}{q_{u(net-actual)}} = \frac{132.1}{119.79} = 1.1 \approx 1$$

انطباق خوبی بین روابط نظری و آزمایش واقعی وجود دارد. اختلاف جزئی بین تخمین نظری و نتایج آزمایشگاهی ممکن است ناشی از تخمین متوسط مقدار c_u باشد.

۶-۹- پژوهش موردی گسیختگی خاک زیر شالوده‌ی سیلوی بتنی

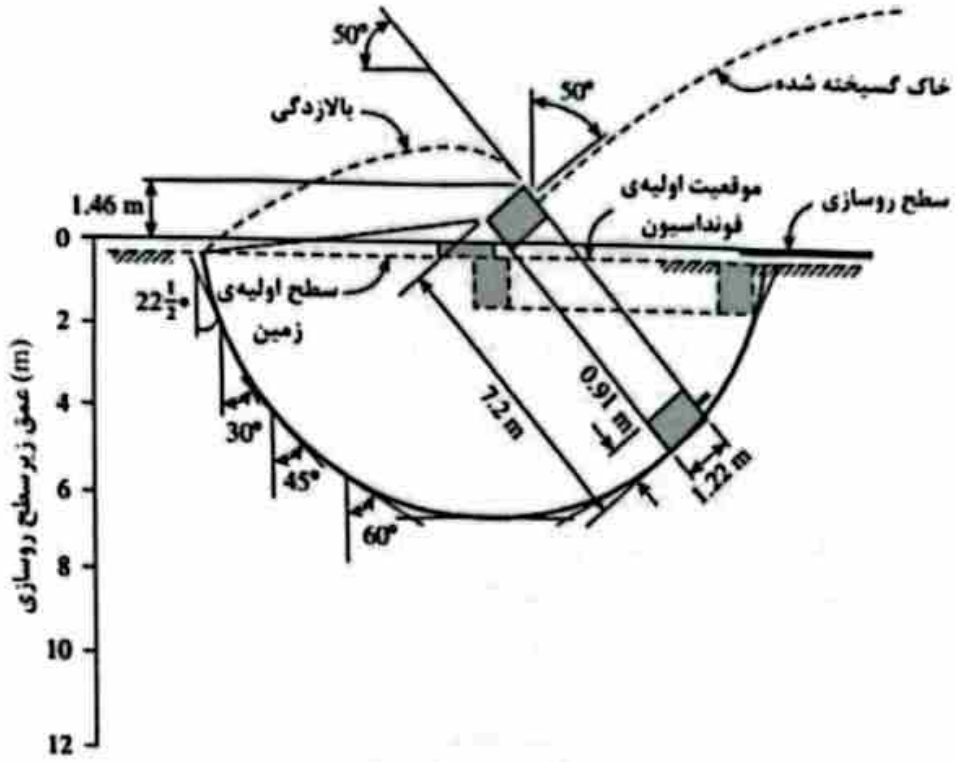
بوزوزوک[1] (۱۹۷۲) گزارش بسیار عالی از خرابی خاک زیر شالوده سیلوی بتنی به قطر ۶ متر ارائه کرده است. ارتفاع سیلو ۲۱ متر و متکی بر شالوده حلقوی می‌باشد. در شکل ۶-۱۳ تغییرات مقاومت برشی زهکشی نشده (c_u) که به کمک آزمایش برش پره بدست آمده، نشان داده شده است. تراز آب زیرزمینی در فاصله ۰/۶ متری از سطح زمین است.

در سپتامبر ۱۹۷۰، درست بعد از اینکه سیلو تا ظرفیت کامل توسط ساقه ذرت پر شد، برج بتنی سیلو ناگهان به علت گسیختگی ظرفیت باربری، واژگون شد. شکل ۶-۱۴ سطح گسیختگی تقریبی خاک را نشان می‌دهد. سطح گسیختگی تا عمق ۷ متری زیر سطح زمین ادامه داشت. بوزوزوک متوسط پارامترهای خاک را در ناحیه گسیختگی خاک بصورت زیر جمع‌بندی نمود:



شکل ۶-۱۳- تغییرات c_u با عمق

1 - Bozozuk



شکل ۶-۱۴- نیمرخ خاک لغزیده

- در لحظه گسیختگی بار وارد بر واحد سطح، $160\ kN/m^2$ می‌باشد.
- نشانه خمیری متوسط رس $PI = 36$ می‌باشد.
- مقاومت برشی زهکشی نشده c_u برای عمق ۰/۶ تا ۷ متر با استفاده از آزمایش برش پره مساوی $27.1\ kN/m^2$ می‌باشد.
- با استفاده از شکل ۶-۱۴، $B = 7.2\ m$ و $D_f = 1.52\ m$ می‌باشد.

حال از رابطه‌ی (۶-۳۱) می‌توان نوشت:

$$q_u = c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

$$\phi = 0 \Rightarrow c = c_u\ ,\ N_c = 5.14\ ,\ N_q = 1\ ,\ N_\gamma = 0$$

$$F_{ci} = F_{qi} = F_{\gamma i} = 1$$

(رابطه‌ی ۶-۳۲) $$F_{cs} = 1 + \left(\frac{7.2}{7.2}\right)\left(\frac{1}{5.14}\right) = 1.195$$

(رابطه‌ی ۶-۳۳) $$F_{qs} = 1$$

(رابطه‌ی ۶-۳۵) $$F_{cd} = 1 + (0.4)\left(\frac{1.52}{7.2}\right) = 1.08$$

$$F_{qd} = 1$$

بنابراین:

$$q_u = (c_u)(5.14)(1.195)(1.08)(1) + (\gamma)(1.52)$$

(با فرض) $\gamma \approx 18\ kN/m^3$

$$q_u = 6.63c_u + 27.36 \qquad (۴۴-۶)$$

از روابط برش پره داریم:

$$c_{u(corrected)} = \lambda c_{u(VST)}$$

$$\lambda = 1.7 - 0.54\log[PI(\%)]$$

$PI \approx 36$ و $c_{u(VST)} = 27.1\ kN/m^2$

$$c_{u(corrected)} = \{1.7 - 0.54\log[PI(\%)]\}c_{u(VST)}$$

$$= (1.7 - 0.54\log 36)(27.1) \approx 23.3\ kN/m^2$$

با قراردادن در رابطه‌ی ۶-۴۴ حاصل می‌شود:

$$q_u = (6.63)(23.3) + 27.36 = 181.8\ kN/m^2$$

بنابراین:

$$q_{u(net)} \approx 154.5\ kN/m^2$$

ضریب اطمینان برابر است با:

$$FS = \frac{q_{u(net)}}{\text{بار اعمالی بر واحد سطح}} = \frac{154.5}{160} \approx 0.97$$

این ضریب اطمینان خیلی نزدیک به ۱ است.

پژوهش میدانی بارگذاری روی شالوده‌های کوچک مستقر بر رس بانکوک

برند و همکاران (۱۹۷۲) گزارشی از نتایج پنج آزمایش بارگذاری روی شالوده‌های مربعی کوچک روی خاک رس بانکوک ارائه کردند. ابعاد شالوده ۰/۶×۰/۶ متر، ۰/۶۷۵×۰/۶۷۵ متر، ۰/۷۵×۰/۷۵ متر، ۰/۹×۰/۹ متر و ۱/۰۵×۱/۰۵ متر بودند. در تمام حالات عمق فونداسیون $D_f = 1.5m$ بود.

شکل ۶-۱۵ نشان دهنده نتایج آزمایش برش پره روی رس محل مورد آزمایش می‌باشد. برپایه نتایج حاصل می‌توان مقدار متوسط $c_{u(VST)}$ را مساوی $35\ kN/m^2$ برای اعماق صفر تا ۱/۵ و مساوی $24\ kN/m^2$ برای اعماق ۱/۵ تا ۸ متر در نظر گرفت. سایر مشخصات رس به قرار زیر است:

حد مایع (LL) = 80

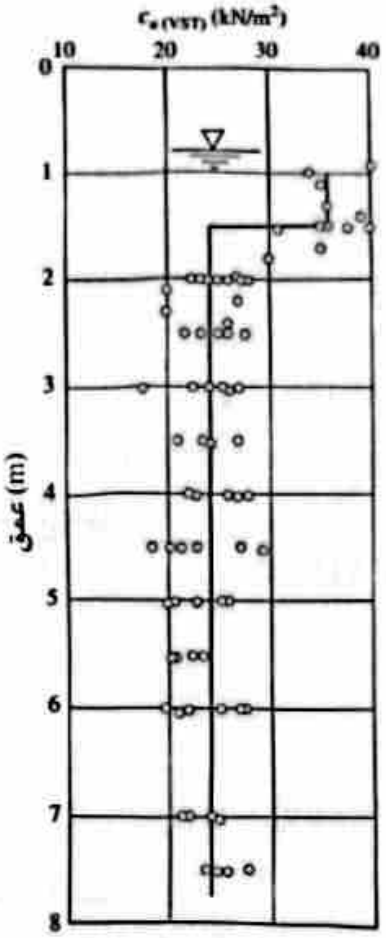
حد خمیری (PL) = 40

حساسیت = 5

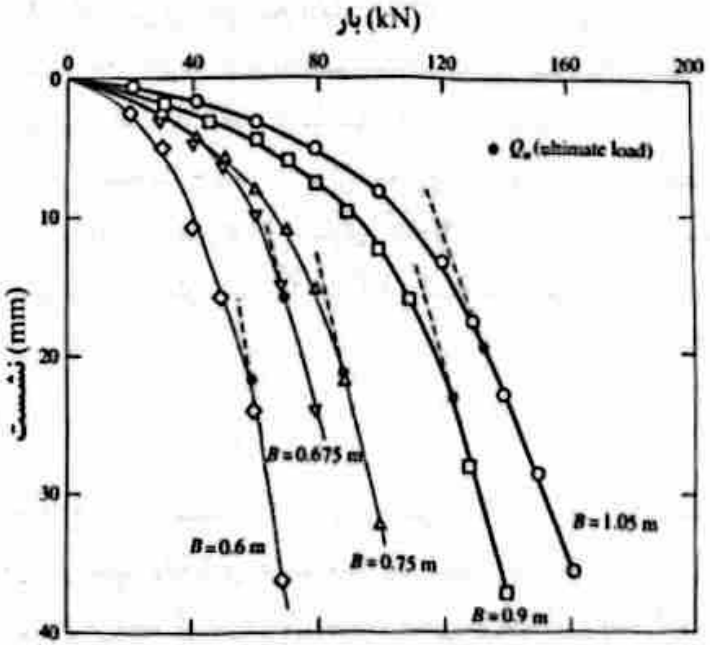
شکل ۶-۱۶ نتایج نمودارهای بار- نشست را که از آزمایش بارگذاری روی شالوده‌ها حاصل می‌شود، نشان می‌دهد. در این شکل، بار نهایی Q_u برای هر شالوده روی نمودار مربوطه و در جدول ۶-۳ نشان داده شده است. این بار در محلی رخ می‌دهد که نمودار بار نشست خطی می‌شود. از رابطه ۶-۳۱ داریم:

$$q_u = c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

Scanned with CamScanner



شکل ۶-۱۵- تغییرات $c_{u(VST)}$ با عمق



شکل ۶-۱۶- نمودار بار نشست حاصل از آزمایش

جدول ۶-۳- مقایسه ظرفیت باربری نهایی- تئوری در مقابل نتایج آزمایش

B (m) (1)	D_f (m) (2)	F_{cd}^{+} (3)	$q_{u(theory)}^{++}$ (kN/m²) (4)	$Q_{u(field)}$(kN) (5)	$q_{u(field)}^{+++}$ (kN/m²) (6)	$\frac{q_{u(field)} - q_{u(theory)}}{q_{u(field)}}$ (%) (7)
0.600	1.5	1.476	158.3	60	166.6	4.98
0.675	1.5	1.459	156.8	71	155.8	-0.64
0.750	1.5	1.443	155.4	90	160.6	2.87
0.900	1.5	1.412	152.6	124	153.0	0.27
1.050	1.5	1.384	150.16	140	127.0	-18.24

$^{+}$ رابطه‌ی ۶-۴۵

$^{++}$ رابطه‌ی ۶-۴۷

$^{+++}$ رابطه‌ی $q_{u(field)} = Q_{u(field)}/B^2$

برای شرایط زهکشی نشده ($\phi = 0$) و بار قائم داریم:

- $F_{ci} = F_{qi} = F_{\gamma i} = 1$
- $c' = c_u , N_c = 5.14 , N_q = 1 , \text{ و } N_\gamma = 0$
- $F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1 + (1)\left(\frac{1}{5.14}\right) = 1.195$
- $F_{qs} = 1$
- $F_{qd} = 1$
- $F_{cd} = 1 + 0.4\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right) = 1 + 0.4\tan^{-1}\left(\frac{1.5}{B}\right)$ (۶-۴۵)

در تمام حالات $D_f/B > 1$ می‌باشد:

$$q_u = (5.14)(c_u)(1.195)F_{cd} + q \quad (۶-۴۶)$$

برای استفاده در رابطه‌ی فوق لازم است $c_{u(VST)}$ مطابق رابطه ۳-۴۵ اصلاح شود.

$$c_u = \lambda c_{u(VST)}$$

از روابط همبستگی برش پره داریم:

$$\lambda = 1.18e^{-0.08(PI)} + 0.57 = 1.18e^{-0.08(80-40)} + 0.57 = 0.62$$
$$\lambda = 7.01e^{-0.08(LL)} + 0.57 = 7.01e^{-0.08(80)} + 0.57 = 0.58$$

با فرض $\lambda = 0.6$ داریم:

$$c_u = \lambda c_{u(VST)} = (0.6)(24) = 14.4 \text{ kN/m}^2$$

حال اگر $\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$ فرض شود، بدست می‌آید:

$$q = \gamma D_f = (18.5)(1.5) = 27.75 \text{ kN/m}^2$$

با جاگذاری $q = 27.75 \text{ kN/m}^2$ و $c_u = 14.4 \text{ kN/m}^2$ در رابطه ۶-۴۶ به دست می‌آید:

$$q_u(\text{kN/m}^2) = 88.4F_{cd} + 27.75 \quad (۶-۴۷)$$

q_u محاسبه شده از رابطه فوق در ستون ۴ و نتایج آزمایش در ستون ۶ جدول ۶-۳ ارائه شده است.

Scanned with CamScanner

۶-۱۰- ظرفیت باربری شالوده‌ها با بار برون‌محور

در بسیاری از حالات عملی، شالوده‌ها علاوه بر بار محوری، تحت تاثیر لنگر خمشی نیز می‌باشند (شکل ۶-۱۷- الف). در این حالات، توزیع فشار قائم شالوده روی خاک یکنواخت نیست و با فرض توزیع خطی، آن را می‌توان از روابط مقاومت مصالح به صورت زیر محاسبه نمود.

$$q_{max} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2L} \qquad (۴۸-۶)$$

$$q_{min} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2L} \qquad (۴۹-۶)$$

که در آن‌ها:

Q = بار قائم کل

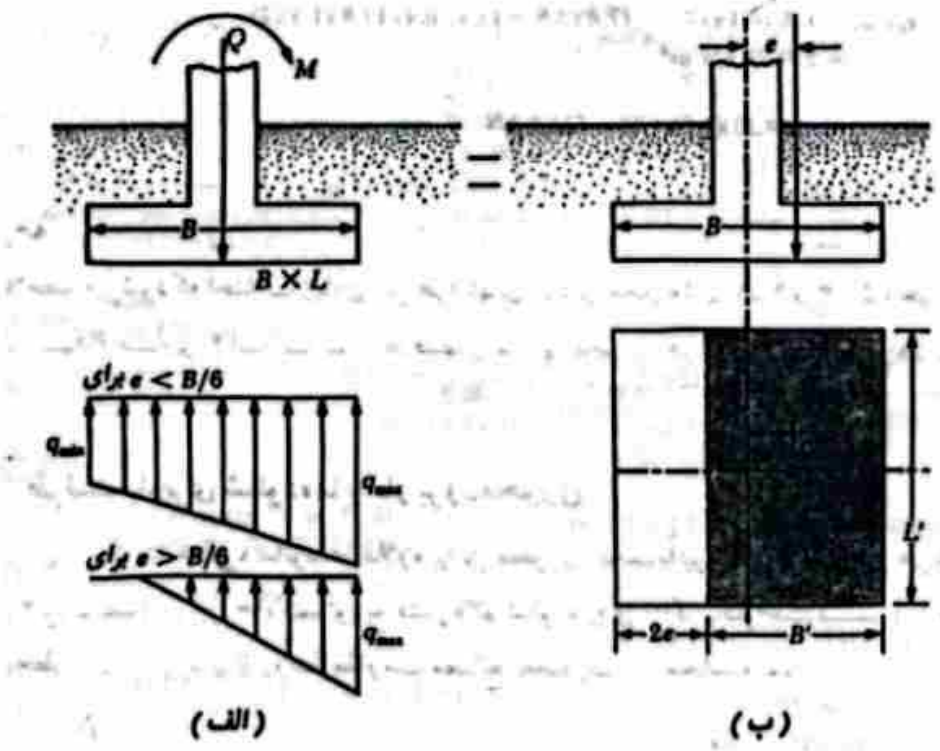
M = لنگر وارد بر شالوده

توزیع تنش فوق تقریبی بوده و تعیین توزیع تنش دقیق، مشکل است.

تعیین ظرفیت باربری شالوده برای چنین حالتی به کمک روشی که توسط مایرهوف (۱۹۵۳) پیشنهاد شده و به روش مساحت موثر معروف است، انجام می‌شود. روش گام‌به‌گام به شرح زیر است:

گام ۱. مطابق شکل ۶-۱۷- ب، ترکیب نیرو و لنگر را به یک نیروی تنهای معادل با برون‌محوری e تبدیل نمایید. مقدار برون‌محوری برابر است با:

$$e = \frac{M}{Q} \qquad (۵۰-۶)$$



شکل ۶-۱۷- شالوده با بار برون‌محور

با قراردادن مقدار فوق در روابط ۶-۴۸ و ۶-۴۹ به دست می‌آید:

$$q_{max} = \frac{Q}{BL}\left(1 + \frac{6e}{B}\right) \qquad (۶-۵۱)$$

$$q_{min} = \frac{Q}{BL}\left(1 - \frac{6e}{B}\right) \qquad (۶-۵۲)$$

در معادلات فوق اگر برون‌محوری e مساوی B/6 شود، مقدار q_{min} مساوی صفر می‌شود. برای $e > B/6$، مقدار q_{min} منفی می‌شود که نشان دهنده‌ی ایجاد کشش در سطح تماس است. از آنجایی که در سطح تماس امکان مقاومت کششی وجود ندارد، بین شالوده و زمین جدایی رخ می‌دهد که اصطلاحاً به آن منطقه‌ی بدون فشار می‌گویند. در این حالت توزیع تنش مطابق شکل پایین شکل ۶-۱۷- الف می‌شود که با نوشتن تعادل نیروها در امتداد قائم، مقدار q_{max} مطابق رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$q_{max} = \frac{4Q}{3L(B - 2e)} \qquad (۶-۵۳)$$

گام ۲. ابعاد موثر شالوده را به صورت زیر به دست آورید:

$B' =$ عرض موثر $= B - 2e$

$L' =$ طول موثر $= L$

توجه شود که اگر برون‌محوری در امتداد طول L باشد، باید مقدار طول موثر L' مساوی $L - 2e$ ومقدار B' مساوی B در نظر گرفته شود. کوچک‌ترین دو مقدار B' و L' که به طریق فوق محاسبه شده‌اند، عرض موثر شالوده در نظر گرفته می‌شود. بدیهی است که مقدار بزرگتر به عنوان طول شالوده منظور می‌گردد.

گام ۳. با استفاده از رابطه‌ی ۶-۳۱، رابطه‌ی ظرفیت باربری به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$q'_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma B'N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

برای محاسبه‌ی F_{qs}، F_{cd}، و $F_{\gamma s}$ از روابط ۶-۳۲ تا ۶-۴۲، با طول و عرض موثر به جای L و B، استفاده می‌شود.

برای تعیین F_{qd}، F_{cd}، و $F_{\gamma d}$ نیز جدول ۶-۲-ب مورد استفاده قرار می‌گیرد (B' را جایگزین B نکنید).

گام ۴. ظرفیت باربری کلی شالوده برابر است با:

$$Q_{ult} = \overbrace{q'_u(B')(L')}^{A'}$$

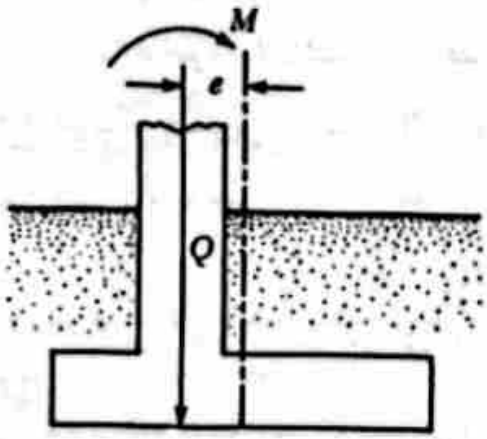
که در آن:

$A' =$ مساحت موثر

گام ۵. ضریب اطمینان ظرفیت باربری برابر است با:

$$FS = \frac{Q_{ult}}{Q} \qquad (۵۴-۶)$$

همان‌طور که ملاحظه می‌شود، برون‌محوری باعث کاهش ظرفیت باربری شالوده می‌شود. در چنین حالاتی در صورتی که جهت M تغییر نکند و مقدار آن تقریباً ثابت بماند، عاقلانه این است که مطابق شکل ۶-۱۸، ستون نسبت به شالوده طوری برون‌محور قرار داده شود تا برون‌محورهای ستون و لنگر یکدیگر را خنثی نمایند و توزیع تنش در زیر شالوده به حالت یکنواخت درآید.



شکل ۶-۱۸- شالوده‌ی یک ستون با بارگذاری برون‌محوری یکطرفه

۶-۱۱- ظرفیت باربری نهایی شالوده‌های سطحی تحت بار برون محور (برون محوری یکطرفه)

برای محاسبه‌ی ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی با بار برون‌محور، مایرهوف (۱۹۵۳) مفهوم مساحت موثر[1] را مطرح نمود. این مفهوم را می‌توان با مراجعه به شکل ۶-۱۹ که در آن شالوده‌ای به طول L و عرض B تحت بار برون‌محور Q_u قرار دارد، تشریح نمود. اگر Q_u بار نهایی وارد بر شالوده باشد، آن را می‌توان بصورت زیر تقریب زد:

۱- با مراجعه به شکل ۶-۱۹- ب و ۶-۱۹- پ، ابعاد موثر شالوده را محاسبه کنید. اگر برون‌محوری (e) در امتداد x باشد (شکل ۶-۱۹- ب)، ابعاد موثر برابر خواهند شد با:

$$X = B - 2e$$

و

$$Y = L$$

---

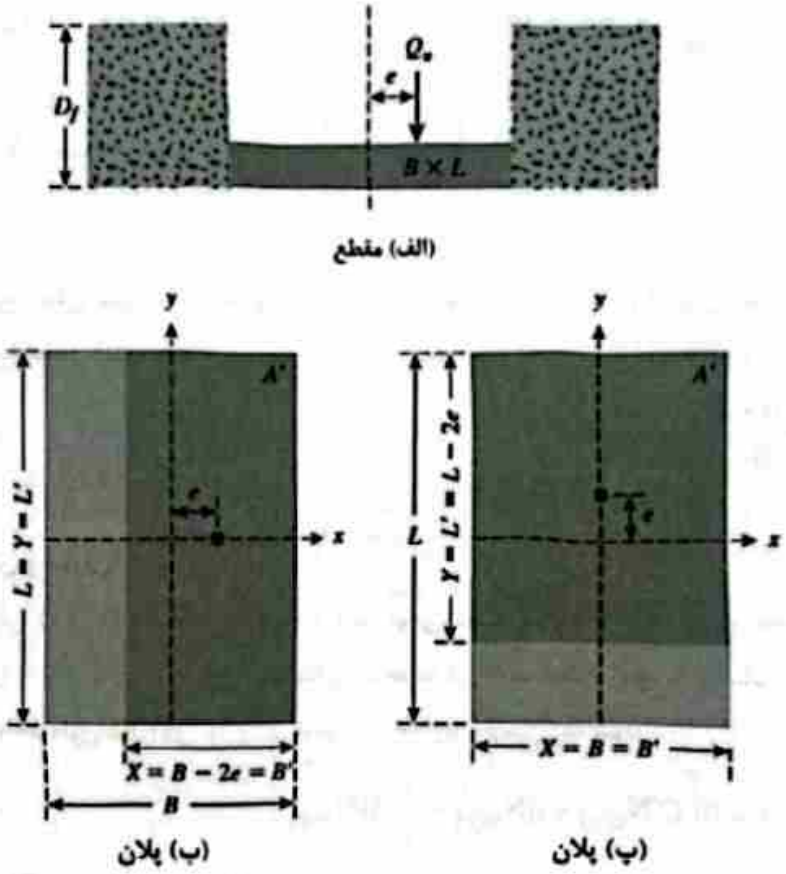
1 - Effective area

لیکن اگر برون‌محوری در امتداد y باشد (شکل ۶-۱۹- پ)، ابعاد موثر برابر خواهد شد با:

$$Y = L - 2e$$

و

$$X = B$$



شکل ۶-۱۹- بار نهایی برای شالوده‌های سطحی تحت بار برون‌محور

۲- کمترین دو بعد موثر محاسبه شده در گام ۱، عرض موثر (B') و بعد موثر دیگر، طول موثر (L') است. بنابراین:

$B' = X$ یا Y (هرکدام که کوچکتر است)

$L' = X$ یا Y (هرکدام که بزرگتر است)

۳- بنابراین مساحت موثر مساوی حاصلضرب B' در L' می‌باشد. حال با استفاده از عرض موثر می‌توان رابطه‌ی ۶-۳۱ را نوشت:

$$q'_u = c'F_{cs}F_{cd}N_c + qF_{qs}F_{qd}N_q + \frac{1}{2}F_{\gamma s}F_{\gamma d}\gamma B'N_\gamma \qquad (۵۵-۶)$$

رابطه‌ی فوق از قراردادن B' به جای B در رابطه‌ی ۶-۳۱ بدست آمد. در محاسبه‌ی ضرایب شکل و عمق نیز باید از B' به جای B و L' به جای L استفاده نمود.

۴- بعد از اینکه مقدار q_u' از رابطه‌ی ۶-۵۵ بدست آمد، می‌توان بار نهایی کلی (ناخالص) را بصورت زیر محاسبه نمود:

$$Q_u = q_u'(B'L') = q_u'A' \qquad (۵۶-۶)$$

که در آن:

A' = مساحت موثر

$$FS = \frac{Q_u}{Q}$$

با توجه به توزیع خطی تنش در زیر شالوده، حداکثر تنش در زیر شالوده نباید از تنش معادل زیر (با اعمال ضریب اطمینان) تجاوز کند.

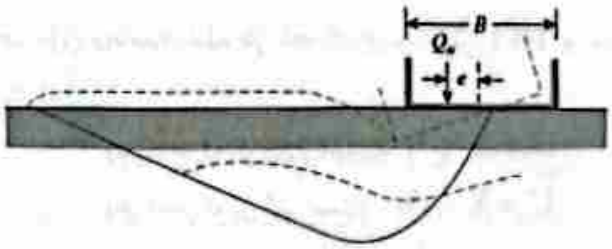
$$q_{u(e)} = \frac{q_u'(B-2e)}{B} \qquad (۵۷-۶)$$

تئوری پراکاش و ساران

پراکاش و ساران (۱۹۷۱) مسئله‌ی ظرفیت باربری نهایی تحت شرایط بار قائم و برون‌محور شالوده‌های پیوسته (نواری) را با استفاده از سطح گسیختگی یک‌طرفه در خاک تحلیل نمودند. براساس این تئوری، بار نهایی به ازای واحد طول شالوده‌ی نواری می‌تواند از رابطه زیر تخمین زده شود:

$$Q_u = q_{u(e)}B = B\left[C'N_{c(e)} + qN_{q(e)} + \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma(e)}\right] \qquad (۵۸-۶)$$

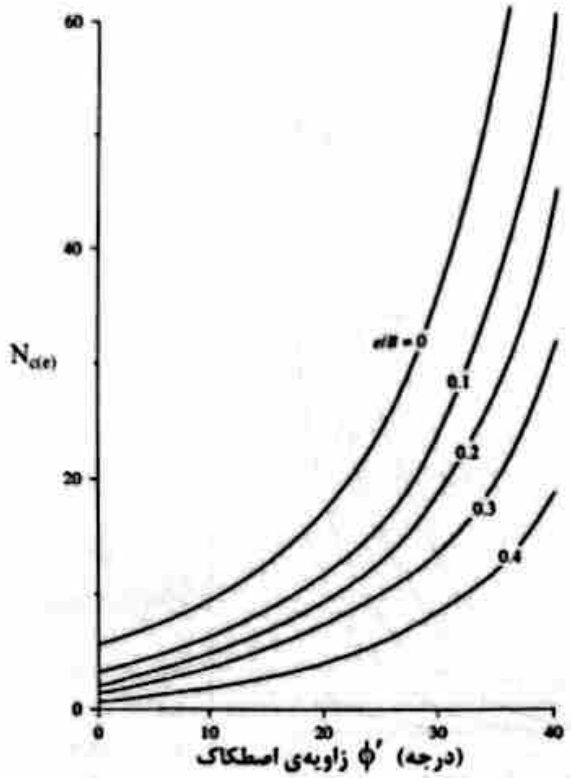
که در آن $N_{c(e)}$، $N_{q(e)}$ و $N_{\gamma(e)}$ به ترتیب ضرایب ظرفیت باربری تحت بارگذاری برون‌محور می‌باشد.



شکل ۶-۲۰- طبیعت سطح گسیختگی در خاک زیر شالوده‌ی نواری تحت بارگذاری برون‌محور

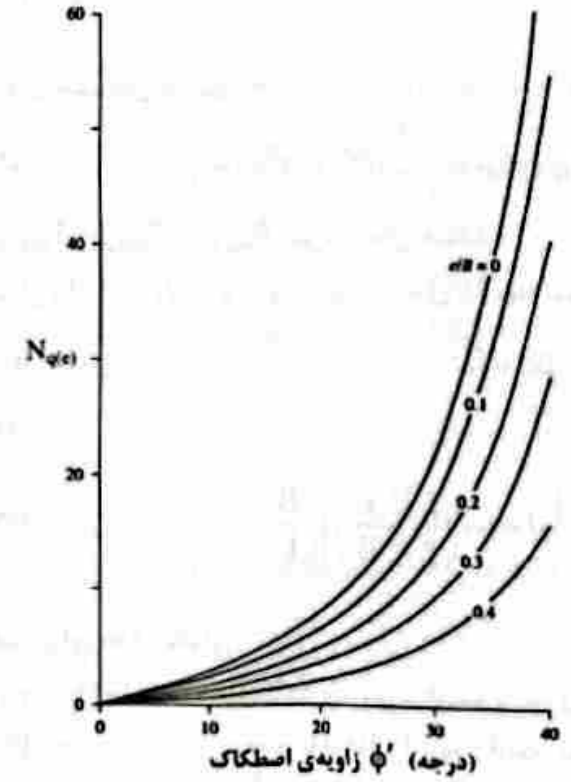
تغییرات $N_{c(e)}$، $N_{q(e)}$ و $N_{\gamma(e)}$ با ϕ' در اشکال زیر آورده شده‌اند.

Scanned with CamScanner



$\phi' = 40°$	
e/B	N_{qe}
0	94.83
0.1	66.60
0.2	54.45
0.3	36.3
0.4	18.15

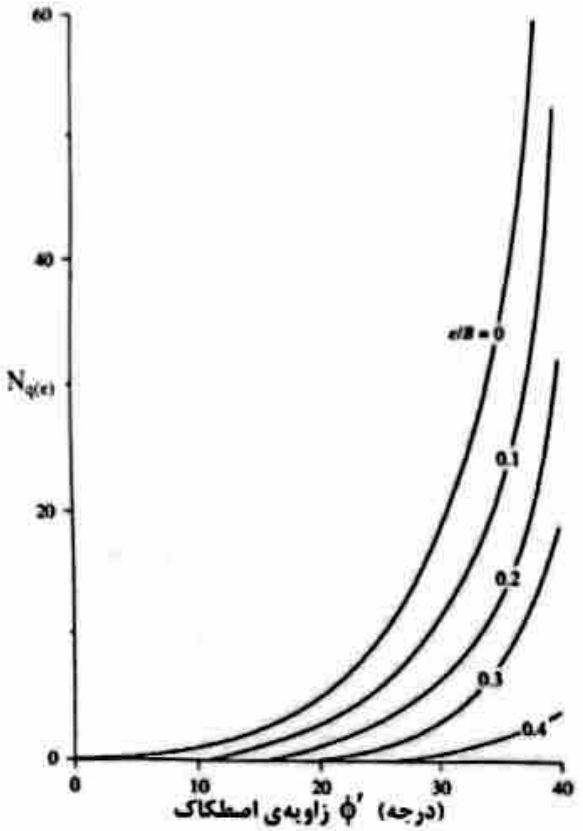
شکل ۶-۲۱- تغییرات $N_{c(e)}$ با ϕ'



$\phi' = 40°$	
e/B	N_{qe}
0	81.27
0.1	56.09
0.2	45.18
0.3	30.18
0.4	15.06

شکل ۶-۲۲- تغییرات $N_{q(e)}$ با ϕ'

Scanned with CamScanner



$\phi' = 40°$	
e/B	$N_{\gamma(e)}$
0	115.80
0.1	71.80
0.2	41.60
0.3	18.50
0.4	4.62

شکل ۶-۲۳- تغییرات $N_{\gamma(e)}$ با ϕ'

برای شالوده‌های مستطیلی بار نهایی می‌تواند از رابطه‌ی زیر بدست آید:

$$Q_u = BL\left[c' N_{c(e)} F_{cs(e)} + qN_{q(e)} F_{qs(e)} + \frac{1}{2}\gamma B N_{\gamma(e)} F_{\gamma s(e)}\right] \qquad (۵۹-۶)$$

که در آن $F_{cs(e)}$، $F_{qs(e)}$ و $F_{\gamma s(e)}$ ضرایب شکل هستند.

براکاش و ساران (۱۹۷۱) روابط زیر را برای ضرایب شکل پیشنهاد نمودند:

$$F_{cs(e)} = 1.2 - 0.025\frac{L}{B} \quad \text{(با حداقل مقدار ۱)} \qquad (۶۰-۶)$$

$$F_{qs(e)} = 1 \qquad (۶۱-۶)$$

$$F_{\gamma s(e)} = 1.0 + \left(\frac{2e}{B} - 0.68\right)\frac{B}{L} + \left[0.43 - \left(\frac{3}{2}\right)\left(\frac{e}{B}\right)\right]\left(\frac{B}{L}\right)^2 \qquad (۶۲-۶)$$

ضریب کاهش برای خاک دانه‌ای

پورکایاستا و چار (۱۹۷۷) تحلیل‌های پایداری روی شالوده‌های نواری متکی بر خاک‌های دانه‌ای (به عبارت دیگر $c' = 0$) تحت بارگذاری برون‌محور با استفاده از روش قطعه[1] انجام دادند.

1 - Slice

برپایه مطالعات انجام شده، رابطه زیر را برای ضریب کاهش پیشنهاد نمودند:

$$R_k = 1 - \frac{q_{u(eccentric)}}{q_{u(centric)}} \qquad (۶۳-۶)$$

که در آن:

R_k = ضریب کاهش

$q_{u(eccentric)} = \frac{Q_{u(eccentric)}}{B}$ = بار نهایی متوسط بر سطح واحد شالوده‌های نواری با بار برون‌محور

$q_{u(centric)} = \frac{Q_{u(centric)}}{B}$ = ظرفیت باربری نهایی شالوده‌ی نواری با بار محوری

مقدار R_k را می‌توان بصورت رابطه‌ی ۶-۶۴ بیان نمود.

$$R_k = a\left(\frac{e}{B}\right)^k \qquad (۶۴-۶)$$

که در آن a و k توابعی از نسبت عمق مدفون D_f/B می‌باشد (جدول ۶-۴).

با ترکیب روابط ۶-۶۳ و ۶-۶۴ به دست می‌آید:

$$q_{u(eccentric)} = q_{u(centric)}\left[1 - a\left(\frac{e}{B}\right)^k\right] \qquad (۶۵-۶)$$

جدول ۶-۴- تغییرات a و k در رابطه‌ی (۶-۶۴)

D_f/B	a	k
0	1.862	0.73
0.25	1.811	0.785
0.5	1.754	0.80
1.0	1.820	0.888

که در آن $Q_{u(eccentric)}$ و $Q_{u(centric)}$ به ترتیب بار نهایی بر واحد طول برای شالوده تحت بار برون‌محور و بار محوری است.

پاترا، سیوکوگان، دس و ستی (۲۰۱۵) آزمایش‌های مدل متعددی روی شالوده‌های مستطیلی با بار برون‌محور متکی بر ماسه انجام دادند. برپایه نتایج حاصل از آزمایش‌ها ضریب کاهش R_k (رابطه‌ی ۶-۶۴) را برای شالوده‌های مستطیلی بصورت زیر پیشنهاد کردند:

$$R_k = a\left(\frac{e}{B}\right)^k \qquad (۶۶-۶)$$

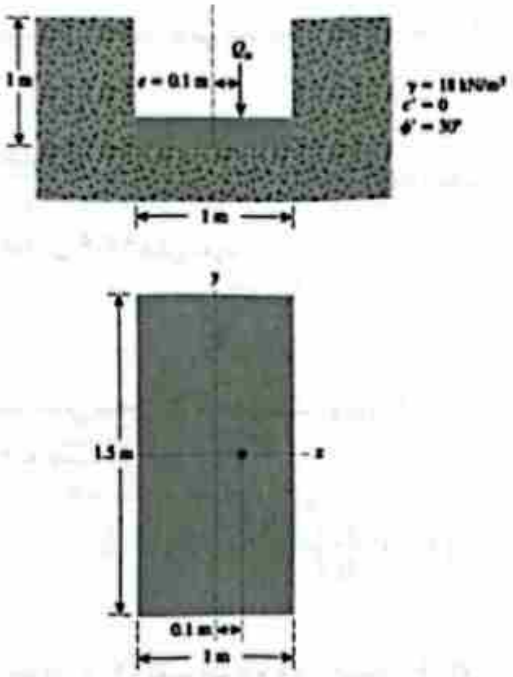
$$a = \left(\frac{B}{L}\right)^2 - 1.6\left(\frac{B}{L}\right) + 2.13 \qquad (۶۷-۶)$$

Scanned with CamScanner

$$k = 0.3\left(\frac{B}{L}\right)^2 - 0.56\left(\frac{B}{L}\right) + 0.9 \qquad (۶۸-۶)$$

مثال ۶-۵

در شکل ۶-۲۴ شالوده‌ی مستطیلی به ابعاد ۱/۵×۱ متر نشان داده شده است. مطلوبست تعیین ظرفیت باربری نهایی کلی با برون‌محوری ۰/۱ متر در امتداد محور x



شکل ۶-۲۴

حل:

با استفاده از شکل ۶-۱۹- ب داریم:

$$X = B - 2e = 1 - 2e = 1 - (2)(0.1) = 0.8\ \text{m}$$

$$Y = L = 1.5\,\text{m}$$

با عرض موثر $B' = 0.8\,\text{m}$ و طول موثر $L' = 1.5\,\text{m}$ از رابطه‌ی ۶-۵۵ می‌توان نوشت:

$$q'_u = qF_{qs}F_{qd}N_q + \frac{1}{2}F_{\gamma s}F_{\gamma d}\gamma B'N_\gamma$$

جدول ۶-۲ $\rightarrow \phi' = 30^\circ, N_q = 18.4\ ,\ N_\gamma = 22.4$

همچنین:

$$F_{qs} = 1 + \frac{B'}{L'}\tan\phi' = 1 + \left(\frac{0.8}{1.5}\right)\tan 30 = 1.308$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4\left(\frac{0.8}{1.5}\right) = 0.787$$

Scanned with CamScanner

$$\lambda_{qd} = 1 + 2\tan\phi'(1-\sin\phi')^2\left(\frac{D_f}{B'}\right)$$

$$= 1 + 2\tan 30(1-\sin 30)^2\left(\frac{1}{0.8}\right)$$

$$= 1.361$$

$$\lambda_{\gamma d} = 1$$

در نتیجه:

$$q'_u = (1\times 18)(1.308)(1.361)(18.4)$$

$$+\left(\frac{1}{2}\right)(0.787)(1.0)(18)(0.8)(22.4) = 716.53\ \text{kN/m}^2$$

حال ظرفیت باربری نهایی کلی از رابطه ۶-۵۶ برابر است با:

$$Q_u = q'_u(B'L') = (716.53)(0.8)(1.5) = 859.8\ \text{kN}$$

مثال ۶-۶

مثال ۶-۵ را با استفاده از روابط ۶-۶۵ و ۶-۶۷ و ۶-۶۸ حل نمایید:

حل:

$$Q_{u(\text{eccentric})} = Q_{u(\text{centric})}\left[1 - a\left(\frac{e}{B}\right)^k\right]$$

$$Q_{u(\text{centic})} = (B\times L)(q_u)$$

$$= (B\times L)\left(qF_{qs}F_{qd}N_q + \frac{1}{2}F_{\gamma s}F_{\gamma d}\gamma BN_\gamma\right)$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L}\tan\phi' = 1 + \left(\frac{1}{1.5}\right)\tan 30 = 1.385$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right) = 1 - 0.4\left(\frac{1}{1.5}\right) = 0.733$$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi'(1-\sin\phi')^2\left(\frac{D_f}{B}\right)$$

$$= 1 + 2\tan 30(1-\sin 30)^2\left(\frac{1}{1}\right) = 1.289$$

$$F_{\gamma d} = 1.0$$

از مثال ۶-۵ ← $N_q = 18.4$, $N_\gamma = 22.4$.

$$q_u = (1\times18)(1.385)(1.289)(18.4) + \left(\frac{1}{2}\right)(0.733)(1.0)(18)(1)(22.4)$$

$$= 739.05\ \text{kN/m}^2$$

$$Q_{u(centirc)} = (1\times1.5)(739.05) = 1108.58\ \text{kN/m}^2$$

از رابطه‌ی ۶-۶۷

$$a = \left(\frac{B}{L}\right)^2 - 1.6\left(\frac{B}{L}\right) + 2.13 = \left(\frac{1}{1.5}\right)^2 - 1.6\left(\frac{1}{1.5}\right) + 2.13 \approx 1.51$$

از رابطه‌ی ۶-۶۸

$$k = 0.3\left(\frac{B}{L}\right)^2 - 0.56\left(\frac{B}{L}\right) + 0.9 = 0.3\left(\frac{1}{1.5}\right)^2 - 0.56\left(\frac{1}{1.5}\right) + 0.9 \approx 0.66$$

$$R_k = a\left(\frac{e}{B}\right)^k = 1.51\left(\frac{0.1}{1.5}\right)^{0.66} = 0.253$$

بنابراین:

$$Q_{u(eccentirc)} = Q_{u(centric)}(1 - R_k) = 1108.58(1 - 0.253) = 822.57\ \text{kN}$$

مثال ۶-۷

مثال ۶-۶ را با استفاده از روش براکاش و ساران مجدداً حل کنید.

حل:

داریم: $e = 0.1$ و $B = 1\text{m}$

در نتیجه: $\frac{e}{B} = \frac{0.1}{1} = 0.1$

با استفاده از نمودارهای ارائه شده در روش براکاش و ساران داریم:

$$N_{q(e)} \cong 19\ ,\quad N_{\gamma(e)} \cong 12$$

$$F_{qs(e)} = 1.0$$

$$F_{\gamma s(e)} = 1.0 + \left(\frac{2e}{B} - 0.68\right)\frac{B}{L} + \left[0.43 - \left(\frac{3}{2}\right)\left(\frac{e}{B}\right)\right]\left(\frac{B}{L}\right)^2$$

$$= 1.0 + [(2)(0.1) - 0.68]\frac{1}{1.5} + [0.43 - (1.5)(0.1)]\left(\frac{1}{1.5}\right)^2$$

$$= 1.0 - 0.32 + 0.124 \approx 0.8$$

$$Q_u = BL\left[qN_{q(e)}F_{qs(e)} + \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma(e)}F_{\gamma s(e)}\right]$$

$$= (1)(1.5)[(1\times18)(19)(1) + (0.5)(18)(1)(12)(0.8)]$$

$$= 642.6\ \text{kN}$$

Scanned with CamScanner

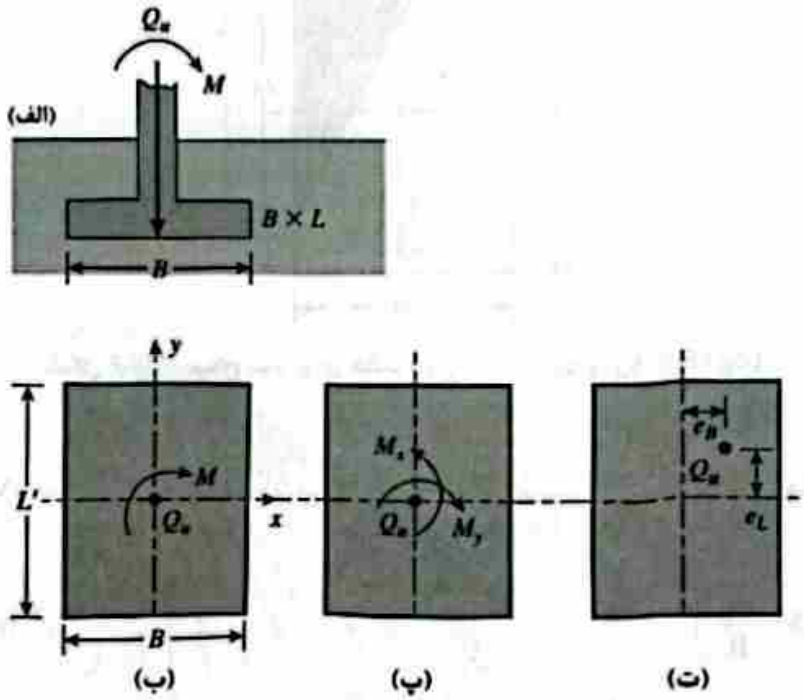
۶-۱۲- شالوده‌ها با برون‌محوری دوطرفه

مطابق شکل ۶-۲۵- الف و ب، شالوده‌ای را در نظر بگیرید که تحت تاثیر بار نهایی Q_{ult} و لنگر M قرار دارد. مولفه‌های لنگر M در امتدادهای x و y به ترتیب M_x و M_y می‌باشد (شکل ۶-۲۵- پ). این وضعیت از لحاظ استاتیکی معادل حالتی است که بار نهایی Q_u با برون‌محوری‌های $x = e_B$ و $y = e_L$ روی شالوده قرار داده شود (شکل ۶-۲۵- ت). داریم:

$$e_B = \frac{M_y}{Q_{ult}} \qquad (۶۹-۶)$$

و

$$e_L = \frac{M_x}{Q_{ult}} \qquad (۷۰-۶)$$



شکل ۶-۲۵- تحلیل یک شالوده با برون‌محوری دوطرفه

مقدار Q_{ult} به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$Q_{ult} = q'_u . A'$$

از رابطه‌ی ۶-۳۱ داریم:

$$q'_u = c'N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

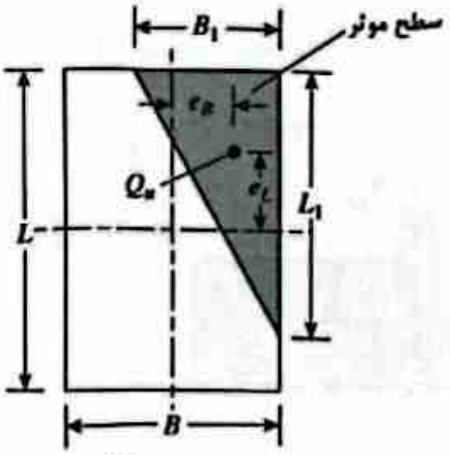
و

$$A' = \text{مساحت موثر} = B'L'$$

همانند قبل، F_{qs} ، F_{cs} و $F_{\gamma s}$ با استفاده از جدول ۶-۲- ب با جایگزین کردن طول موثر L' و عرض موثر B' به جای L و B به دست می‌آیند. برای محاسبه‌ی F_{cd} ، F_{qd} و $F_{\gamma d}$ نیز از جدول ۶-۲-ب استفاده کنید، لیکن B را با B' جایگزین نکنید. برای محاسبه‌ی سطح موثر A'، عرض موثر B'، و طول موثر L'، چهار حالت می‌تواند رخ دهد. این حالات به شرح زیر می‌باشند (هایتر و اندرس- ۱۹۸۵)

حالت ۱: $e_B/B \geq 1/6$ و $e_L/L \geq 1/6$

سطح موثر برای این شرایط در شکل ۶-۲۶ نشان داده شده است. داریم:



شکل ۶-۲۶- سطح موثر برای حالت ۱ ($e_B/B \geq 1/6$ و $e_L/L \geq 1/6$)

$$A' = \frac{1}{2} B_1 L_1 \qquad (۶-۷۱)$$

که در آن:

$$B_1 = B\left(1.5 - \frac{3e_B}{B}\right) \qquad (۶-۷۲)$$

و

$$L_1 = L\left(1.5 - \frac{3e_L}{L}\right) \qquad (۶-۷۳)$$

طول موثر L' مساوی بزرگترین دو مقدار B_1 و L_1 می‌باشد. بنابراین عرض موثر برابر است با:

$$B' = \frac{A'}{L'} \qquad (۶-۷۴)$$

حالت ۲: $e_B/B < \frac{1}{6}$ و $\frac{1}{6} < \frac{e_L}{L} < 0.5$

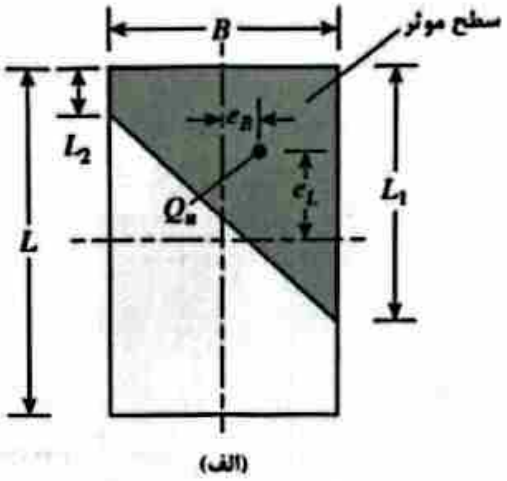
سطح موثر در این حالت در شکل ۶-۲۷- الف نشان داده شده است. داریم:

Scanned with CamScanner

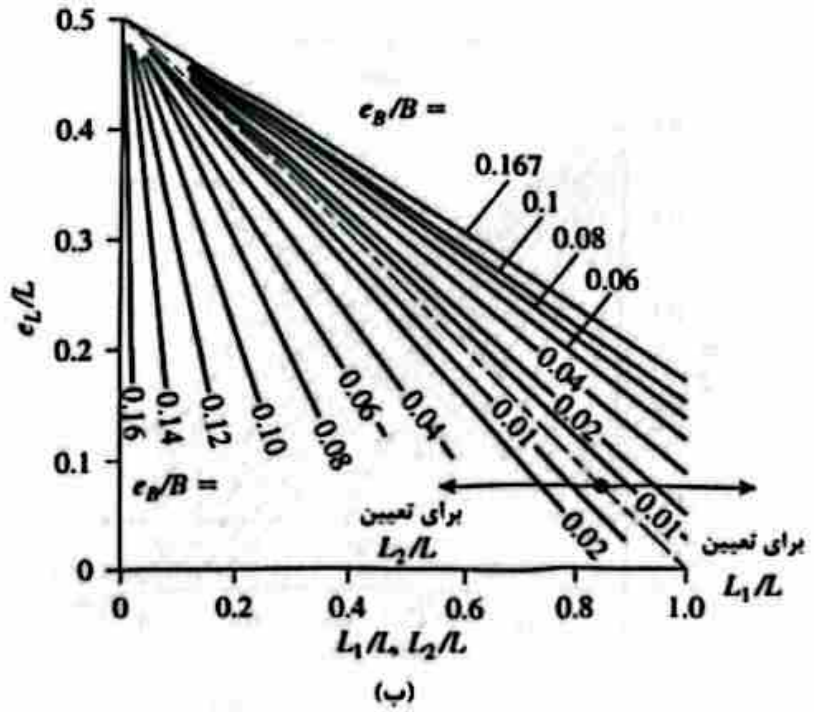
$$A' = \frac{1}{2}(L_1 + L_2)B \qquad (۷۵-۶)$$

مقادیر L_1 و L_2 را می‌توان از شکل ۶-۲۷- ب تعیین کرد. عرض موثر برابر است با:

$$B' = \frac{A'}{\text{(هر کدام که بزرگترند) } L_1 \text{ یا } L_2} \qquad (۷۶-۶)$$



(الف)



(ب)

شکل ۶-۲۷- سطح موثر برای حالت ۲ ($0 < e_L/L < 0.5$ و $0 < e_B/B < 1/6$)

طول موثر برابر است با:

$L' = L_1$ یا L_2 (هر کدام که بزرگترند) (۶-۷۷)

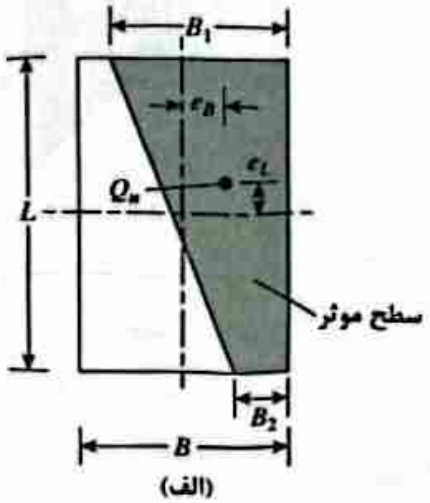
حالت ۳: $\frac{1}{6} < e_B/B < 0.5$ و $e_L/L < \frac{1}{6}$

سطح موثر در این حالت در شکل ۶-۲۸- الف نشان داده شده است. داریم:

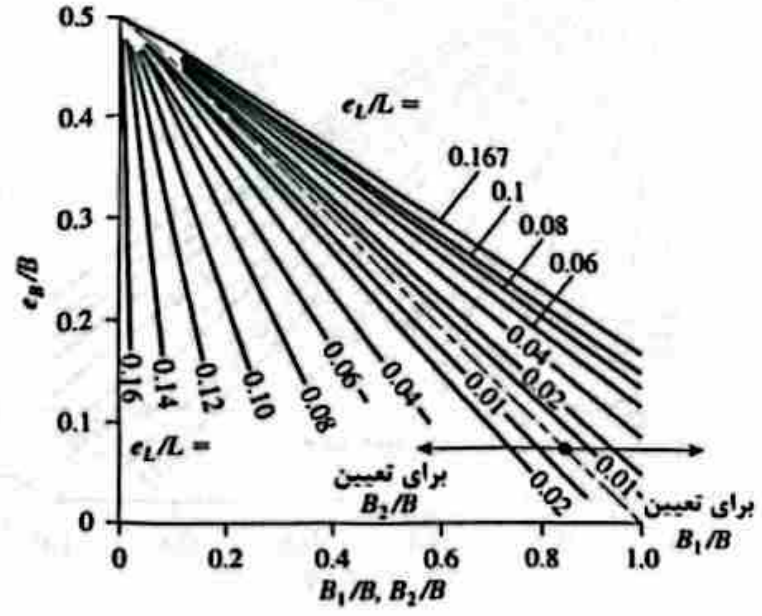
$$A' = \frac{1}{2}(B_1 + B_2)L \qquad (۶-۷۸)$$

عرض موثر برابر است با:

$$B' = \frac{A'}{L} \qquad (۶-۷۹)$$



(الف)



(ب)

شکل ۶-۲۸- سطح موثر برای حالت ۳ ($e_L/L < 1/6$ و $0 < e_B/B < 0.5$)

Scanned with CamScanner

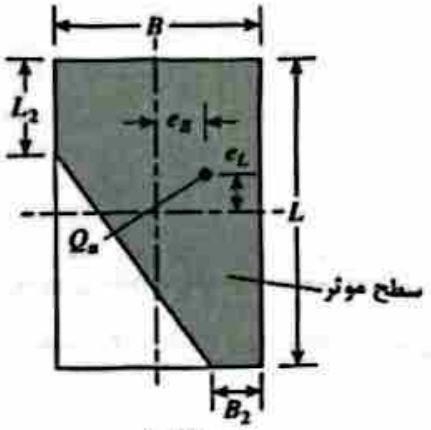
طول موثر برابر است با:

$$L' = L \qquad (۸۰-۶)$$

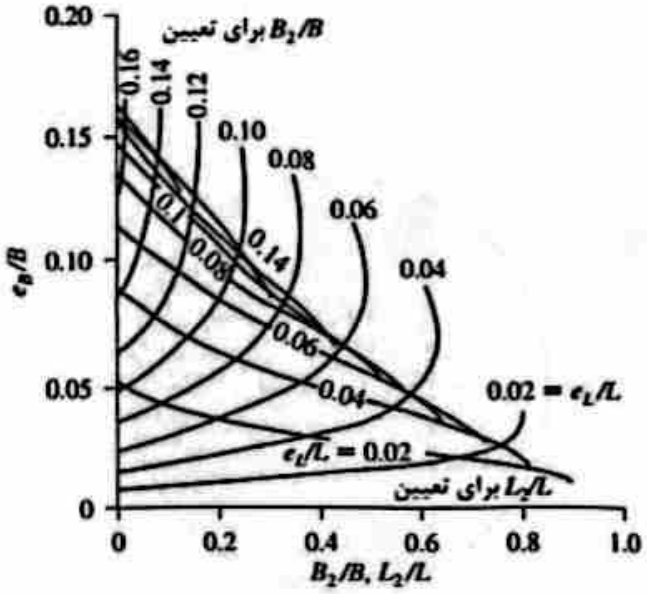
مقادیر B_1 و B_2 را می‌توان از شکل ۶-۲۸- ب تعیین کرد.

حالت ۴: $e_B/B < 1/6$ و $e_L/L < 1/6$

شکل ۶-۲۹- الف سطح موثر را برای این حالت نشان می‌دهد. نسبت B_2/B و در نتیجه B_2 را می‌توان با استفاده از منحنی‌های e_L/L که دارای شیب رو به بالا هستند تعیین کرد.



(الف)



(ب)

شکل ۶-۲۹- سطح موثر برای حالت ۴ ($e_B/B < 1/6$ و $e_L/L < 1/6$)

به طور مشابه نسبت L_1/L و در نتیجه L_1 را می‌توان از منحنی‌های e_1/L که دارای شیب رو به بالا هستند تعیین کرد. به طور مشابه نسبت L_2/L و در نتیجه L_2 را می‌توان از منحنی‌های e_1/L که دارای شیب به سمت پایین هستند، تعیین نمود. سطح موثر برابر است با:

$$A' = L_2 B + \frac{1}{2}(B + B_2)(L - L_2) \qquad (۸۱-۶)$$

عرض موثر برابر است با:

$$B' = \frac{A'}{L} \qquad (۸۲-۶)$$

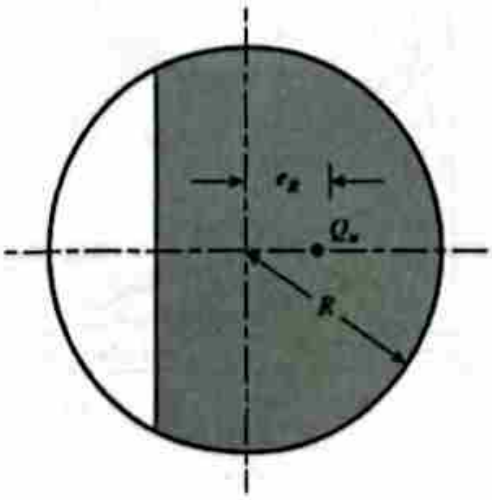
و طول موثر برابر است با:

$$L' = L \qquad (۸۳-۶)$$

حالت ۵- شالوده‌ی دایروی

برای شالوده‌ی دایروی (شکل ۶-۳۰)، برون‌محوری همواره یک‌طرفه است. مساحت موثر A' و عرض موثر B' برای شالوده دایروی در شکل بی‌بعد در جدول ۶-۱۰ ارائه شده است. با داشتن A' و B' طول موثر از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$L' = \frac{A'}{B'} \qquad (۸۴-۶)$$



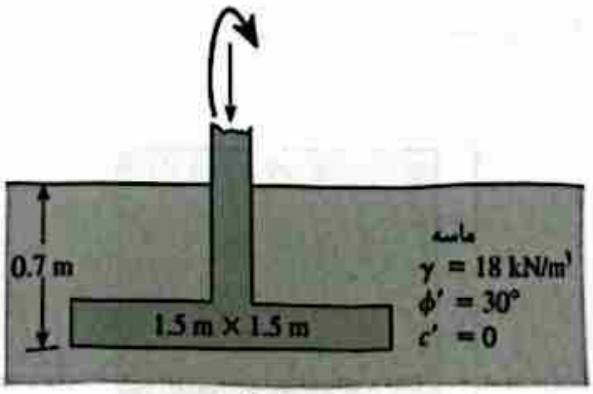
شکل ۶-۳۰- مساحت موثر شالوده دایره

جدول ۶-۵- تغییرات A'/R^2 و B'/R برحسب e_R/R برای شالوده دایروی

e_R/R	A'/R^2	B'/R
0.1	2.8	1.85
0.2	2.4	1.32
0.3	2.0	1.2
0.4	1.61	0.80
0.5	1.23	0.67
0.6	0.93	0.50
0.7	0.62	0.37
0.8	0.35	0.23
0.9	0.12	0.12
1.0	0	0

مثال ۶-۸

در شکل، شالوده‌ی مربع با برون‌محوری یکطرفه نشان داده شده است. برون‌محوری بار را $e = 0.15m$ در نظر بگیرید. مطلوبست تعیین بار نهایی Q_{ult}



شکل مثال ۶-۸

حل:

با $c = 0$، رابطه‌ی ۶-۳۱ به صورت زیر درمی‌آید:

$$q'_u = qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma B'N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i} \qquad (۶-۸۱)$$

$$q = (0.7)(18) = 12.6\ kN/m^2$$

$$\phi' = 30° \Rightarrow \text{جدول (۶-۲-الف)} \Rightarrow N_q = 18.4\ ,\ N_\gamma = 22.4$$

$$B' = 1.5 - 2(0.15) = 1.2\ m$$

$$L' = 1.5\ m$$

از جدول ۶-۲- ب داریم:

$$F_{qs} = 1 + \frac{B'}{L'}\tan\phi' = 1 + \left(\frac{1.2}{1.5}\right)\tan 30^\circ = 1.462 \qquad (۸۲\text{-}۶)$$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi'(1-\sin\phi')^2\frac{D_f}{B} = 1 - \frac{(0.289)(0.7)}{1.5} = 1.135 \qquad (۸۳\text{-}۶)$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4\left(\frac{B'}{L'}\right) = 1 - 0.4\left(\frac{1.2}{1.5}\right) = 0.68 \qquad (۸۴\text{-}۶)$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

بنابراین:

$$q'_u = (12.6)(18.4)(1.462)(1.135) + \frac{1}{2}(18)(1.2)(22.4)(0.68)(1)$$

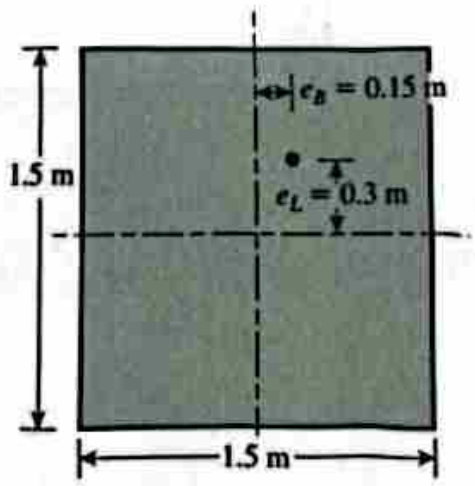
$$= 384.3 + 164.50 = 548.8\ \text{kN/m}^2$$

در نتیجه:

$$Q_{ult} = B'L'(q'_u) = (1.2)(1.5)(548.8) = 988\ \text{kN}$$

مثال ۶-۹

در مثال ۶-۸، با ثابت ماندن تمام مقادیر، فرض کنید که بار دارای برون‌محوری دوطرفه با مقادیر زیر است.



شکل ۶-۳۱- مربوط به مثال ۶-۹

$e_L = 0.3$ m $\qquad$ $e_B = 0.15$ m

مطلوبست تعیین بار نهایی Q_{ult}.

حل:

$$\frac{e_L}{L}=\frac{0.3}{1.5}=0.2$$

$$\frac{e_B}{B}=\frac{0.15}{1.5}=0.1$$

مسئله موردنظر مشابه حالت نشان داده شده در شکل ۶-۲۷- الف می‌باشد. با استفاده از شکل ۶-۲۷- ب برای $e_L/L=0.2$ و $e_B/B=0.1$ داریم:

$$\frac{L_1}{L}\approx 0.85; \qquad L_1=(0.85)(1.5)=1.275\,\text{m}$$

و

$$\frac{L_2}{L}\approx 0.21; \qquad L_2=(0.21)(1.5)=0.315\,\text{m}$$

از رابطه‌ی ۶-۷۵:

$$A'=\frac{1}{2}(L_1+L_2)B=\frac{1}{2}(1.275+0.315)(1.5)=1.193\,\text{m}^2$$

از رابطه‌ی ۶-۷۷:

$$L'=L_1=1.275\,\text{m}$$

از رابطه‌ی ۶-۷۶:

$$B'=\frac{A'}{L'}=\frac{1.193}{1.275}=0.936\ \text{m}$$

از رابطه‌ی ۶-۳۱:

$$(c'=0)$$

$$q'_u=qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi}+\frac{1}{2}\gamma B'N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

با استفاده از مثال ۶-۸ با $q=12.6\,\text{kN/m}^2$, $N_q=18.4$, $N_\gamma=22.4$, $F_{qd}=1.135$, $F_{\gamma d}=1$ داریم:

$$F_{qs}=1+\left(\frac{B'}{L'}\right)\tan\phi'=1+\left(\frac{0.936}{1.275}\right)\tan 30^\circ=1.424$$

$$F_{\gamma s}=1-0.4\left(\frac{B'}{L'}\right)=1-0.4\left(\frac{0.936}{1.275}\right)=0.706$$

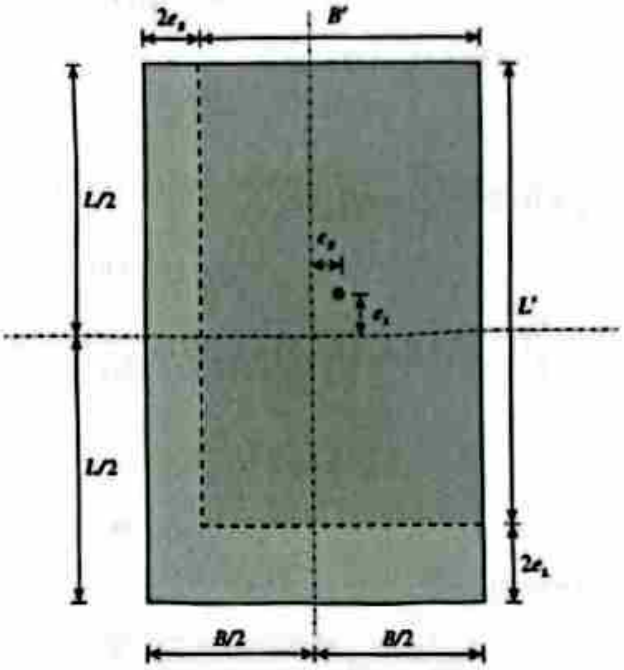
$$Q_{ult}=A'q'_u=A'\left(qN_qF_{qs}F_{qd}+\frac{1}{2}\gamma B'N_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}\right)$$

$$=(1.193)[(12.6)(18.4)(1.424)(1.135)$$
$$+(0.5)(18)(0.936)(22.4)(0.706)(1)]$$
$$=605.95\ \text{kN}$$

Scanned with CamScanner

۶-۱۳- روش ساده برای ظرفیت باربری نهایی با برون محوری دوطرفه

شالوده‌ای به ابعاد B×L با بار محوری با برون محورهای e_B و e_L در نظر بگیرید (شکل ۶-۳۲). مایرهوف پیشنهاد کرد که با صرفنظر از دو نوار به عرض $2e_B$ و $2e_L$ از دو کنار شالوده (سایه‌ی کمرنگ)، شالوده بصورت محوری درمی‌آید. اکنون می‌توان با روابط شالوده‌ی محوری، شالوده‌ای به عرض B' و طول L' را تحلیل نمود. در محاسبه‌ی ضریب عمق از عرض B استفاده کنید.



شکل ۶-۳۲- مساحت موثر شالوده با برون محوری دوطرفه

مثال ۶-۱۰

شالوده‌ای به ابعاد ۲×۳ متر بار ستونی به ابعاد $e_B = 0.15$ m و $e_L = 0.2$ m تحمل می‌کند. این شالوده در عمق ۱ متر روی خاکی با مشخصات زیر قرار دارد:

$$c' = 100 kN/m^2 \ , \ \phi' = 22 \ , \ \gamma = 18 kN/m^3$$

با ضریب اطمینان ۳، حداکثر بار قابل تحمل توسط این شالوده را تعیین کنید.

حل:

$$B = 2.0 m \ , \ L = 3.0 m$$

$$e_B = 0.15 m \ , \ e_L = 0.20 m$$

$$B' = B - 2e_B = 2.0 - 2 \times 0.15 = 1.70 m \ ; \ L' = L - 2e_L = 3.0 - 2 \times 0.20 = 2.60 \ m$$

$$\phi' = 22° \Rightarrow \text{جدول (۶-۲- الف)} \Rightarrow N_c = 16.88, N_q = 7.82 \ , \ N_\gamma = 7.13.$$

ضرایب شکل (جدول ۶-۲- ب):

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1 + \left(\frac{1.70}{2.60}\right)\left(\frac{7.82}{16.88}\right) = 1.30$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)\tan\phi' = 1 + \left(\frac{1.70}{2.60}\right)\tan 22 = 1.26$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4\left(\frac{B'}{L'}\right) = 1 - 0.4\left(\frac{1.7}{2.6}\right) = 0.74$$

ضریب عمق:

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi'(1 - \sin\phi')^2 \frac{D_f}{B} = 1 + 2\tan 22(1 - \sin 22)^2 \frac{1}{2} = 1.16$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan\phi'} = 1.16 - \frac{1 - 1.16}{16.88\tan 22} = 1.18$$

$$F_{\gamma d} = 1.00$$

$$F_{ci} = F_{qi} = F_{\gamma i} = 1$$

(رابطه ۶-۳۱) $\Rightarrow q'_u = c'N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5\gamma B' F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$

$$q'_u = (10.0)(16.88)(1.30)(1.18)(1) + (18\times 1)(7.82)(1.26)(1.16)(1) + 0.5(18)(1.70)(0.74)(1.0)(1)$$

$$= 258.9 + 205.7 + 11.3 = 475.9\ \text{kN/m}^2$$

$$A' = B' \times L' = 1.70 \times 2.60 = 4.42\ \text{m}^2 \Rightarrow Q_u = 475.9 \times 4.42 = 2103.5\ \text{kN}$$

تنش مجاز:

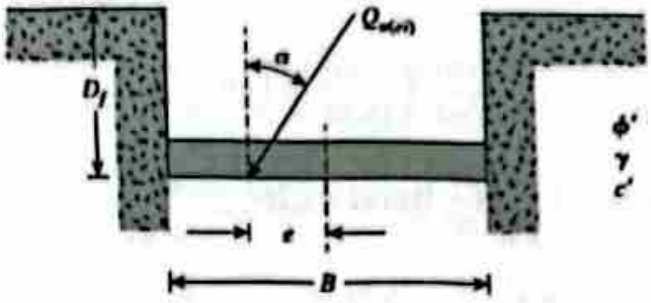
$$FS = 3$$

$$q_a = 2103/3 = 701\ \text{kN}$$

۶-۱۴- شالوده‌ی نواری تحت بار برون‌محور مایل

شکل ۶-۳۳ شالوده نواری را نشان می‌دهد که تحت بار مایل برون‌محور $Q_{u(ci)}$ بر واحد طول قرار دارد. بار با زاویه‌ی α نسبت به محور قائم و با برون‌محوری e بر شالوده اعمال می‌شود. برای تعیین $Q_{u(ci)}$ می‌توان از یکی از سه روش زیر استفاده نمود.

Scanned with CamScanner



شکل ۶-۳۳- شالوده نواری تحت بار برون‌محور مایل

روش مایرهوف[1]

رابطه‌ی ۶-۳۱ را می‌توان برای تعیین q'_u شالوده نواری اصلاح نمود. برای این حالت ضرایب شکل F_{cs}، F_{qs} و $F_{\gamma s}$ مساوی واحد قرار داده می‌شوند:

$$q'_u = c'N_c F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i} \qquad (۸۵-۶)$$

که در آن:

B' = عرض موثر $= B - 2e$

مولفه‌ی قائم بار نهایی بر واحد طول برابر می‌شود با:

$$Q_{u(ei)} \cos\alpha = q'_u B'$$

$$Q_{u(ei)} = \frac{B'}{\cos\alpha}\left[c'N_c F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma(B-2e)N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i}\right] \qquad (۸۶-۶)$$

روش ساران و اگاروال

ساران و اگاروال (۱۹۹۱) برپایه‌ی تحلیل حدی، ظرفیت باربری نهایی را به صورت زیر پیشنهاد نمودند:

$$Q_{u(ei)} = B\left[c'N_{c(ei)} + qN_{q(ei)} + \frac{1}{2}\gamma B N_{\gamma(ei)}\right] \qquad (۸۷-۶)$$

که در آن:

$N_{c(ei)}$، $N_{q(ei)}$ و $N_{\gamma(ei)}$ = ضرایب باربری نهایی (اشکال ۶-۳۴، ۶-۳۵ و ۶-۳۶)

لازم به ذکر است که رابطه‌ی ۶-۸۷ اثر عمق را در نظر نمی‌گیرد.

---

1 - Partially compensated

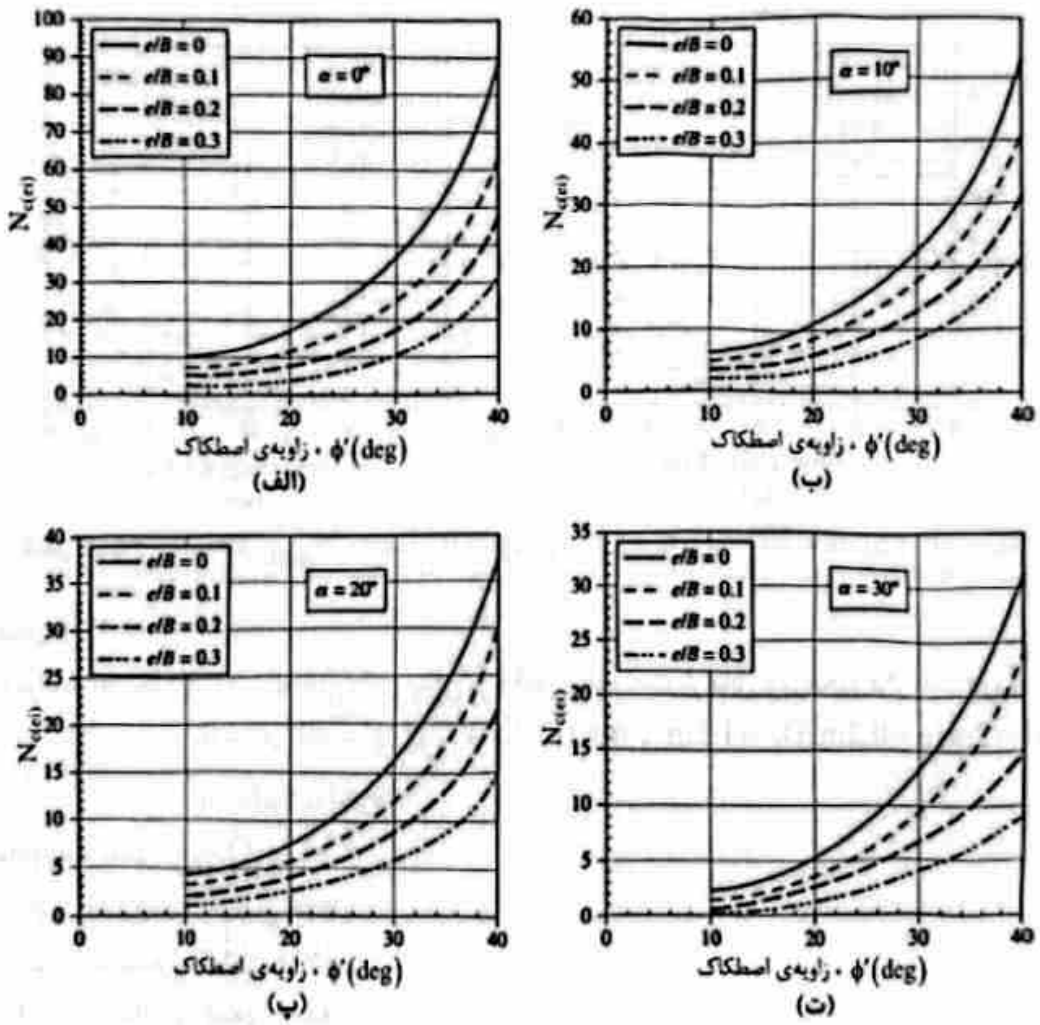
روش ضریب کاهش[1]

برپایه حدود ۱۲۰ مدل آزمایشگاهی روی خاک‌های دانه‌ای، پاترا و همکاران (۲۰۱۲) رابطه‌ی تجربی زیر را پیشنهاد کردند:

$$Q_{u(ei)} = Bq_u\left[1-2\left(\frac{e}{B}\right)\right]\left(1-\frac{\alpha}{\phi'}\right)^{2-(D_f/B)^*} \qquad (۶-۸۸)$$

که در آن:

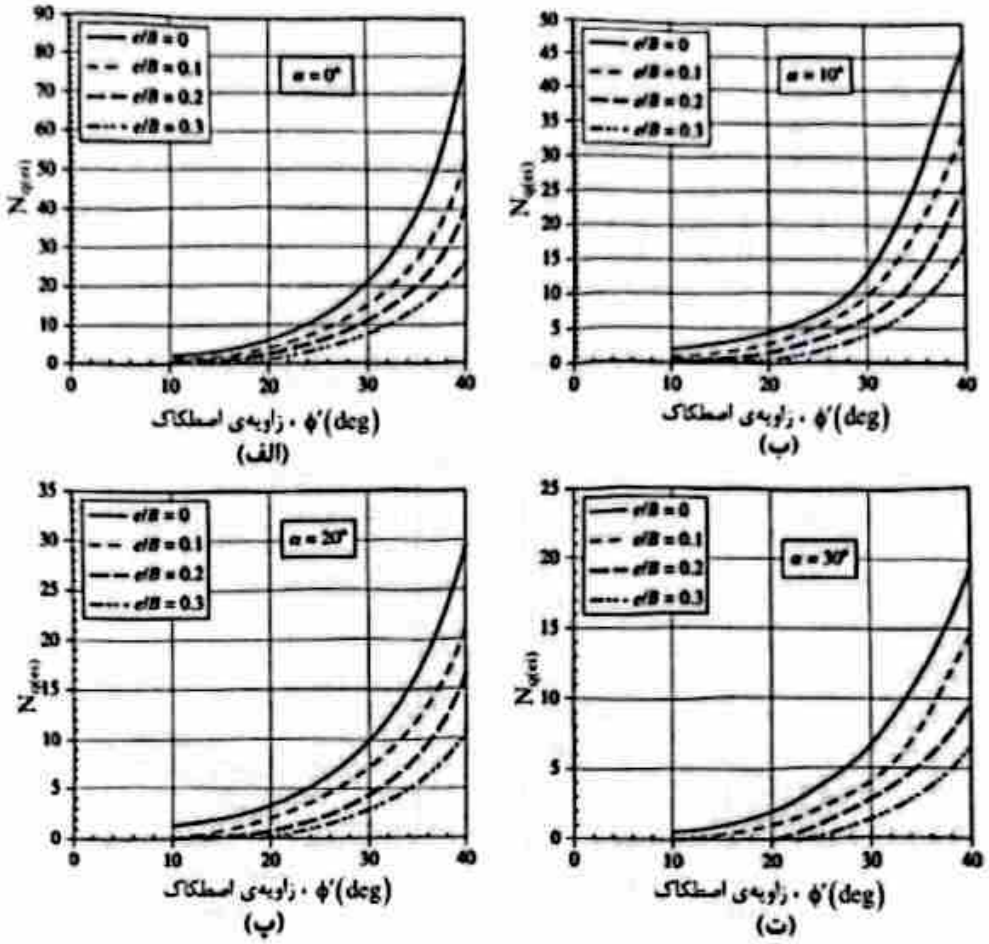
q_u = ظرفیت باربری نهایی برای بار قائم محوری برحسب D_f/B



شکل ۶-۳۴- تغییرات $N_{c(ei)}$ - (الف) $\alpha = 0°$، (ب) $\alpha = 10°$، (پ) $\alpha = 20°$، (ت) $\alpha = 30°$

1 - Reinforced case

*- مقدار توان بصورت (D_f/B) 0.7 - 1.5 نیز گزارش شده است.



شکل ۶-۳۵- تغییرات $N_{q(ei)}$ (الف) $\alpha = 0°$، (ب) $\alpha = 10°$، (پ) $\alpha = 20°$، (ت) $\alpha = 30°$

مثال ۶-۱۱

با مراجعه به شکل ۶-۳۳، شالوده‌ی نواری منکی بر خاک دانه‌ای تحت بار مایل برون‌محور قرار دارد. داریم:

$B = 2m, e = 0.2m, D_f = 1.5m$ و $\alpha = 10°$: برای خاک $\phi' = 40°, c' = 0,$

$$\gamma = 16.5 kN/m^2$$

مطلوبست تعیین $Q_{u(ei)}$:

(الف) با استفاده از رابطه‌ی ۶-۸۶

(ب) با استفاده از رابطه‌ی ۶-۸۷

(پ) با استفاده از رابطه‌ی ۶-۸۸

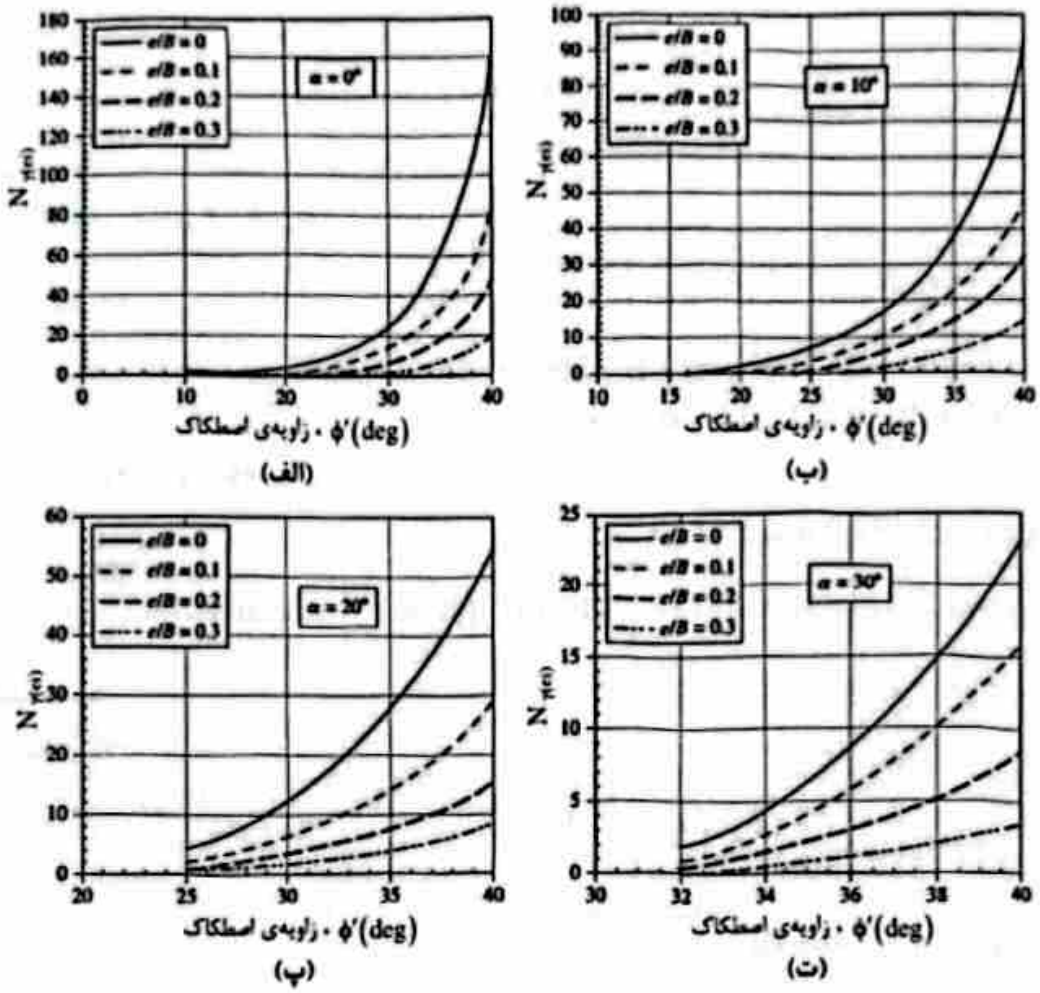
حل:

قسمت الف:

$\phi' = 40°$ (جدول ۶-۲-الف) $\rightarrow N_q = 64.2$ و $N_\gamma = 109.41$

$B' = B - 2e = 2 - (2)(0.2) = 1.6m$

Scanned with CamScanner



شکل ۶-۳۶- تغییرات $N_{\gamma(ci)}$ - (الف) $\alpha = 0°$ ، (ب) $\alpha = 10°$ ، (پ) $\alpha = 20°$ ، (ت) $\alpha = 30°$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi'(1-\sin\phi')^2\frac{D_f}{B'} = 1 + 0.214\left(\frac{1.5}{1.6}\right) = 1.2$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{qi} = \left(1-\frac{\alpha}{90}\right)^2 = \left(1-\frac{10}{90}\right)^2 = 0.79$$

$$F_{\gamma i} = \left(1-\frac{\alpha}{\phi'}\right)^2 = \left(1-\frac{10}{40}\right)^2 = 0.56$$

از رابطه‌ی ۶-۸۵ داریم:

$$q'_u B' = B'\left[qN_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i}\right]$$

$$= 1.6\left[(1.5\times 16.5)(64.2)(1.2)(0.79) + \left(\frac{1}{2}\right)(16.5)(1.6)(109.41)(1)(0.56)\right]$$

$$= 3704 \text{ kN/m}$$

از رابطه‌ی ۶-۸۶ داریم:

$$Q_{u(ei)} = \frac{q'_u B'}{\cos\alpha} = \frac{q'_u B'}{\cos 10} = \frac{3704}{\cos 10} \approx 3761 \text{ kN/m}$$

قسمت ب:

با $c' = 0$ از رابطه‌ی ۶-۸۷ داریم:

$$Q_{u(ei)} = B\left[qN_{q(ei)} + \frac{1}{2}\gamma B N_{\gamma(ei)}\right]$$

$$q = 1.5 \times 16.5 = 24.75 \text{ kN/m}^2 \text{ , } B = 2\text{m} \text{ , } \gamma = 16.5 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi' = 40^\circ, e/B = 0.2/2 = 0.1 \text{ ، } \alpha = 10^\circ$$

از شکل ۶-۳۵- ب و ۶-۳۶- ب داریم:

$$N_{q(ei)} = 33.16 \text{ , } N_{\gamma(ei)} = 47.48$$

$$Q_{u(ei)} = (2)\left[(24.75)(33.16) + \left(\frac{1}{2}\right)(16.5)(2)(47.48)\right] = 3208.26 \text{ kN/m}$$

قسمت پ:

از رابطه‌ی ۶-۸۸ داریم:

$$Q_{u(ei)} = Bq_u\left[1 - 2\left(\frac{e}{B}\right)\right]\left[1 - \left(\frac{\alpha}{\phi'}\right)\right]^{\left(2 - \frac{D_f}{B}\right)}$$

$$q_u = qN_q F_{qd} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma F_{\gamma d}$$

$$q = 16.5 \times 1.5 = 24.75 \text{kN/m}^2, \lambda_{qd} = 1 + 0.214(D_f/B) = 1 + 0.214(1.5/2) = 1.161 \text{ (قسمت الف)}$$

$$F_{\gamma d} = 1 \text{ (قسمت الف)}$$

$$N_q = 64.2, N_\gamma = 109.41, e/B = 0.1 \text{ , } D_f/B = 0.75$$

بنابراین:

$$q_u = (24.75)(64.2)(1.161) + \left(\frac{1}{2}\right)(16.5)(2)(109.41)(1) = 3650 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{u(ei)} = (2)(3650)[1 - 2(0.1)]\left[1 - \left(\frac{10}{40}\right)\right]^{(2-0.75)} = 4076 \text{ kN/m}$$

نتایج روش مایرهوف و پاترا به هم نزدیک است.

۶-۱۵- تاثیر فشارپذیری خاک

در خاک‌های فشارپذیر، مود گسیختگی از برشی کلی به برشی سوراخ‌کننده تبدیل می‌شود (شکل ۶-۱-ج). وسیک با اصلاح رابطه‌ی عمومی، رابطه‌ی زیر را برای مود گسیختگی پیشنهاد می‌کند.

Scanned with CamScanner

$$q_u = c'N_c F_{cs} F_{cd} F_{cc} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qc} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma c} \qquad (۸۹-۶)$$

F_{cc}، F_{qc} و $F_{\gamma c}$ ضرایب فشارپذیری خاک هستند.

برای محاسبه ضرایب فشارپذیری از روش گام به گام زیر استفاده می‌شود:

گام ۱. محاسبه‌ی نشانه‌ی صلبیت I_r

$$I_r = \frac{G_s}{c' + q' \tan\phi'} \qquad (۹۰-۶)$$

که در آن:

G_s = مدل برشی خاک

q' = فشار سربار موثر در عمق $(D_f + B/2)$

گام ۲. محاسبه‌ی نشانه صلبیت بحرانی $I_{r(cr)}$

$$I_{r(cr)} = \frac{1}{2}\left\{\exp\left[\left(3.30 - 0.45\frac{B}{L}\right)\cot\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)\right]\right\} \qquad (۹۱-۶)$$

در جدول ۶-۶ تغییرات $I_{r(cr)}$ برحسب B/L ارائه شده است.

گام ۳. اگر $I_r \geq I_{r(cr)}$ باشد:

$$F_{cc} = F_{qc} = F_{\gamma c} = 1$$

اگر $I_r < I_{r(cr)}$ باشد، داریم:

$$F_{\gamma c} = F_{qc} = \exp\left\{\left(-4.4 + 0.6\frac{B}{L}\right)\tan\phi' + \left[\frac{(3.07\sin\phi')(\log 2I_r)}{1 + \sin\phi'}\right]\right\} \qquad (۹۲-۶)$$

شکل ۶-۳۷ تغییرات $F_{\gamma c} = F_{qc}$ را نشان می‌دهد.

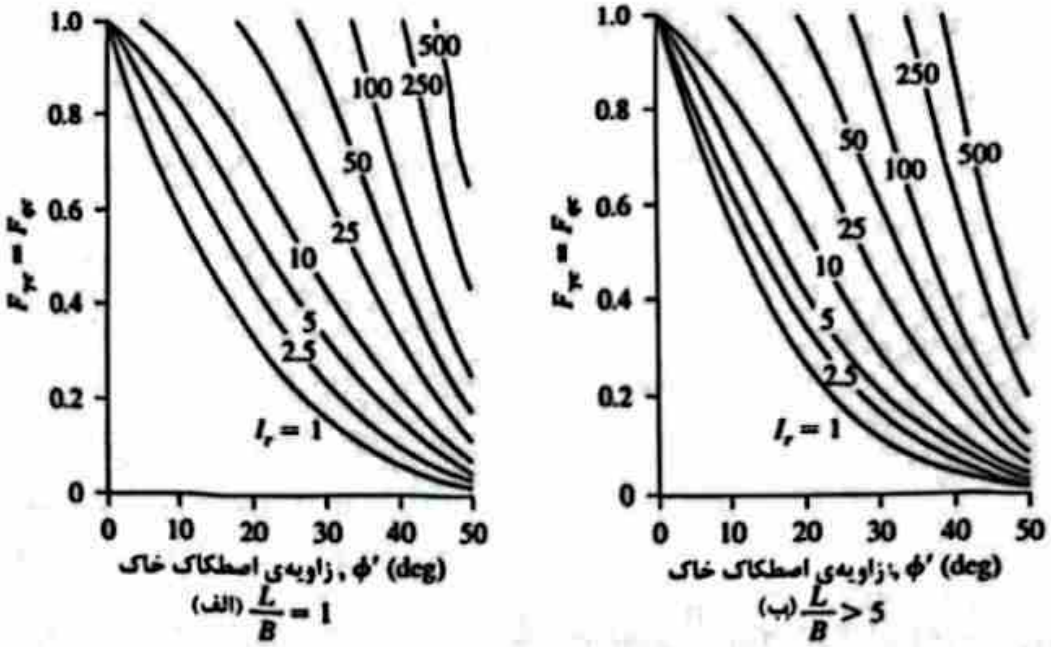
برای $\phi = 0$ داریم:

$$F_{cc} = 0.32 + 0.12\frac{B}{L} + 0.60\log I_r \qquad (۹۳-۶)$$

جدول ۶-۶- تغییرات $I_{r(cr)}$ برحسب ϕ' و B/L

ϕ' (deg)	$I_{r(cr)}$					
	B/L = 0	B/L = 0.2	B/L = 0.4	B/L = 0.6	B/L = 0.8	B/L = 1.0
0	13.56	12.39	11.32	10.35	9.46	8.64
5	18.30	16.59	15.04	13.63	12.36	11.20
10	25.53	22.93	20.60	18.50	16.62	14.93
15	36.85	32.77	29.14	25.92	23.05	20.49
20	55.66	48.95	43.04	37.85	33.29	29.27
25	88.93	77.21	67.04	58.20	50.53	43.88
30	151.78	129.88	111.13	95.09	81.36	69.62
35	283.20	238.24	200.41	168.59	141.82	119.31
40	593.09	488.97	403.13	332.35	274.01	225.90
45	1440.94	1159.56	933.19	750.90	604.26	486.26

Scanned with CamScanner



شکل ۶-۳۷- تغییرات $F_{\gamma c} = F_{qc}$ برحسب I_r و ϕ'

برای $\phi' > 0$

$$F_{cc} = F_{qc} - \frac{1 - F_{qc}}{N_q \tan \phi'} \qquad (۹۴-۶)$$

مثال ۶-۱۲

برای شالوده سطحی اطلاعات زیر در دست است:

$B = 0.6\,m$, $L = 1.2\,m$ و $D_f = 0.6\,m$

$\phi' = 25°$

$c' = 48\ kN/m^2$

$\gamma = 18\ kN/m^3$

ضریب الاستیسیته $E_s = 620\ kN/m^2$

نسبت پواسون $\mu_s = 0.3$

مطلوب است محاسبه‌ی ظرفیت باربری.

حل:

از رابطه‌ی ۶-۹۰ داریم:

$$I_r = \frac{G_s}{c' + q' \tan \phi'}$$

Scanned with CamScanner

$$G_s = \frac{E_s}{2(1+\mu_s)}$$

$$I_r = \frac{E_s}{2(1+\mu_s)[c' + q' \tan \phi']}$$

حال:

$$q' = \gamma\left(D_f + \frac{B}{2}\right) = 18\left(0.6 + \frac{0.6}{2}\right) = 16.2 \text{ kN/m}^2$$

بنابراین:

$$I_r = \frac{620}{2(1+0.3)[48 + 16.2 \tan 25]} = 4.29$$

از رابطه‌ی ۶-۹۱ داریم:

$$I_{r(cr)} = \frac{1}{2}\left\{\exp\left[\left(3.3 - 0.45\frac{B}{L}\right)\cot\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)\right]\right\}$$

$$= \frac{1}{2}\left\{\exp\left[\left(3.3 - 0.45\frac{0.6}{1.2}\right)\cot\left(45 - \frac{25}{2}\right)\right]\right\} = 62.41$$

چون: $I_{r(cr)} > I_r \Rightarrow$ روابط ۶-۹۲ و ۶-۹۳

$$F_{\gamma c} = F_{qc} = \exp\left\{\left(-4.4 + 0.6\frac{B}{L}\right)\tan\phi' + \left[\frac{(3.07\sin\phi')\log(2I_r)}{1+\sin\phi'}\right]\right\}$$

$$= \exp\left\{\left(-4.4 + 0.6\frac{0.6}{1.2}\right)\tan 25 + \left[\frac{(3.07\sin 25)\log(2\times 4.29)}{1+\sin 25}\right]\right\} = 0.347$$

و

$$F_{cc} = F_{qc} - \frac{1 - F_{qc}}{N_c \tan\phi'}$$

$$\phi' = 25°, N_c = 20.72$$

$$F_{cc} = 0.347 - \frac{1 - 0.347}{20.72 \tan 25} = 0.279$$

از رابطه‌ی ۶-۸۹ داریم:

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{cc} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qc} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma c}$$

جدول ۶-۲ $\Rightarrow \phi' = 25° \Rightarrow N_c = 20.72,\ N_q = 10.66,\ N_\gamma = 10.88$

در نتیجه:

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{N_q}{N_c}\right)\left(\frac{B}{L}\right) = 1 + \left(\frac{10.66}{20.72}\right)\left(\frac{0.6}{1.2}\right) = 1.257$$

Scanned with CamScanner

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L}\tan\phi' = 1 + \frac{0.6}{1.2}\tan 25 = 1.233$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right) = 1 - 0.4\frac{0.6}{1.2} = 0.8$$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi'(1-\sin\phi')^2\left(\frac{D_f}{B}\right)$$

$$= 1 + 2\tan 25(1-\sin 25)^2\left(\frac{0.6}{0.6}\right) = 1.311$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1-F_{qd}}{N_c\tan\phi'} = 1.311 - \frac{1-1.311}{20.72\tan 25}$$

$$= 1.343$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

و

بنابراین:

$$q_u = (48)(20.72)(1.257)(1.343)(0.279) + (0.6\times 18)(10.66)(1.233)(1.311)(0.347)$$
$$+ \tfrac{1}{2}(18)(0.6)(10.88)(0.8)(1)(0.347) \approx 550\,kN/m^2$$

مسائل فصل ششم

۶-۱- برای مسائل زیر، مطلوبست تعیین ظرفیت باربری قائم کلی مجاز شالوده، از رابطه‌ی ترزاقی با فرض گسیختگی برش کلی و ضریب اطمینان FS = 4 استفاده کنید.

قسمت	B	D_f	ϕ'	c'	γ	نوع شالوده
الف	0.91 m	0.91 m	28°	19.17 kN/m²	17.29 kN/m³	نواری
ب	1.5 m	1.2 m	35°	0	17.8 kN/m³	نواری
پ	3 m	2 m	30°	0	16.5 kN/m³	مربع

۶-۲- شالوده‌ی مربعی به ابعاد ۱/۵×۱/۵ متر در عمق ۱ متری زمین مفروض است. مشخصات خاک به قرار زیر است:

$$c' = 10\,kN/m^2,\ \phi' = 25°,\ \gamma = 18\,kN/m^3$$

با استفاده از رابطه‌ی ترزاقی و جدول ۶-۱ و ضریب اطمینان ۳، ظرفیت مجاز شالوده را محاسبه کنید.

۶-۳- با استفاده از رابطه‌ی ظرفیت باربری عمومی (رابطه‌ی ۶-۳۰) مسایل زیر را مجدداً حل کنید:

(الف) مسئله‌ی ۶-۱- الف

(ب) مسئله‌ی ۶-۱- ب

(پ) مسئله‌ی ۶-۱- پ

۶-۴- با استفاده از رابطه‌ی ظرفیت باربری عمومی (رابطه‌ی ۶-۳۰) مسئله‌ی ۶-۲ را مجدداً حل کنید.

۶-۵- بار وارد برای شالوده‌های سطحی مربع زاویه‌ی ۲۰ درجه با امتداد قائم می‌سازد. داریم:

$$B = 1.5m, D_f = 0.9m, \gamma = 18\,kN/m^3,\ \phi' = 25°,\ c' = 28.75\,kN/m^2$$

Scanned with CamScanner

با استفاده از ضریب اطمینان FS = 4، مطلوبست تعیین ظرفیت کلی مجاز شیبدار شالوده با استفاده از رابطه‌ی ۶-۳۰.

۶-۶- شالوده‌ی نواری به عرض ۲ متر بار دیواری به مقدار 350 kN/m را حمل می‌کند. مشخصات خاک محل به شرح زیر است:

$\gamma = 19\,kN/m^3$, $c' = 5\,kN/m^2$, $\phi = 23°$ و خاک رسی

عمق شالوده ۱/۵ متر است. با استفاده از رابطه‌ی ۶-۳۰، مطلوبست تعیین ضریب اطمینان این شالوده با استفاده از رابطه ۶-۳۰.

۶-۷- مطلوبست تعیین بار محوری حداکثر که می‌توان بر شالوده‌ی مربع ۱/۵×۱/۵ متر که در عمق ۱ متری خاکی با مشخصات زیر قرار دارد:

$\gamma = 19\,kN/m^3$, $c' = 10\,kN/m^2$, $\phi = 24°$, $FS = 3$

۶-۸- شالوده‌ی ۲ متری در عمق ۱ متری از خاک ماسه‌ای قرار دارد. مشخصات خاک به شرح زیر است:

$\gamma = 19.5\,kN/m^3$, $c' = 0$, $\phi' = 34°$, $FS = 3.0$

مطلوبست تعیین بار مجاز شالوده با استفاده از:

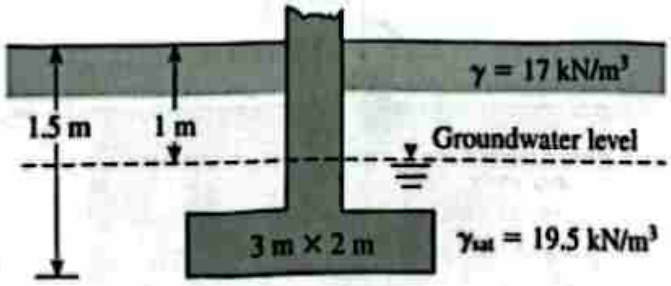
(الف) رابطه ظرفیت باربری ترزاقی.

(ب) رابطه مایرهوف با ضرایب جدول ۶-۳.

۶-۹- ابعاد شالوده‌ی ستون نشان داده شده در شکل ۳×۲ متر در پلان است. داریم:

$D_f = 1.5\,m$, $\phi' = 25°$, $c' = 70\,kN/m^2$, $FS = 3$

مطلوبست تعیین ظرفیت باربری مجاز شالوده.



شکل مسئله ۶-۹

۶-۱۰- برای طراحی شالوده‌ی سطحی، اطلاعات زیر در دست است:

$\phi' = 20°$, $c' = 72\,kN/m^2$ وزن مخصوص خشک $\gamma = 17\,kN/m^3$

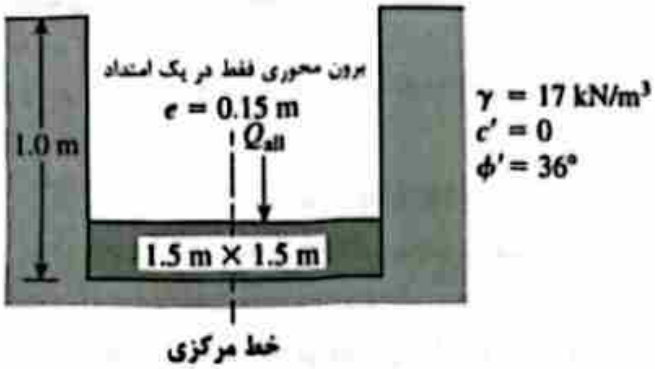
$\mu_s = 0.35$ نسبت پواسون و $E_s = 1400\,kN/m^2$ ضریب الاستیسیته

$L = 2\,m$, $B = 1\,m$, $D_f = 1\,m$

مطلوبست محاسبه ظرفیت نهایی (رابطه‌ی ۶-۳۱)

۶-۱۱- مطابق شکل، شالوده‌ای نواری مطابق شکل مفروض است. با استفاده از روش سطح موثر مایرهوف، و ضریب اطمینان ۴، حداکثر بار مجاز قابل حمل توسط شالوده را محاسبه نمایید.

Scanned with CamScanner



شکل مسئله ۶-۱۱

۶-۱۲- مسئله ۶-۱۱ را با استفاده از روش پاراکاش و ساران مجدد حل کنید.

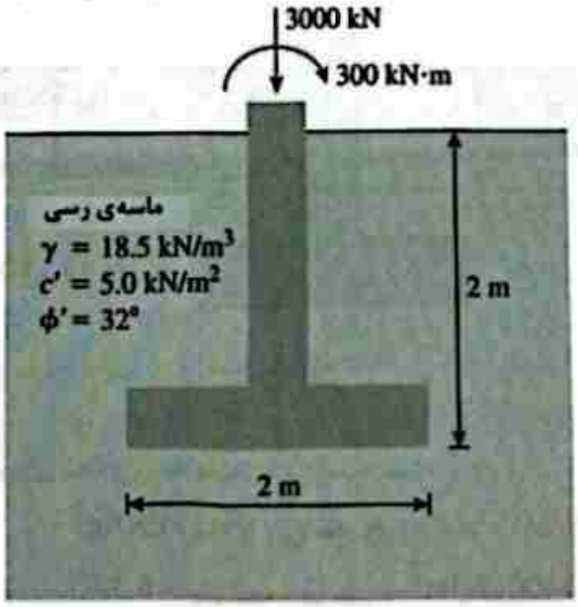
۶-۱۳- برای شالوده‌ی نواری با بار برون‌محور مستقر روی خاک ماسه‌ای، داریم:

$B = 1.8\,m$ $D_f = 0.9\,m$ $e/B = 0.12$ (یکطرفه)

$\gamma = 16\,kN/m^3$ $\phi' = 35°$

با استفاده از روش ضریب کاهش، ظرفیت باربری نهایی را برای یک متر طول شالوده محاسبه کنید.

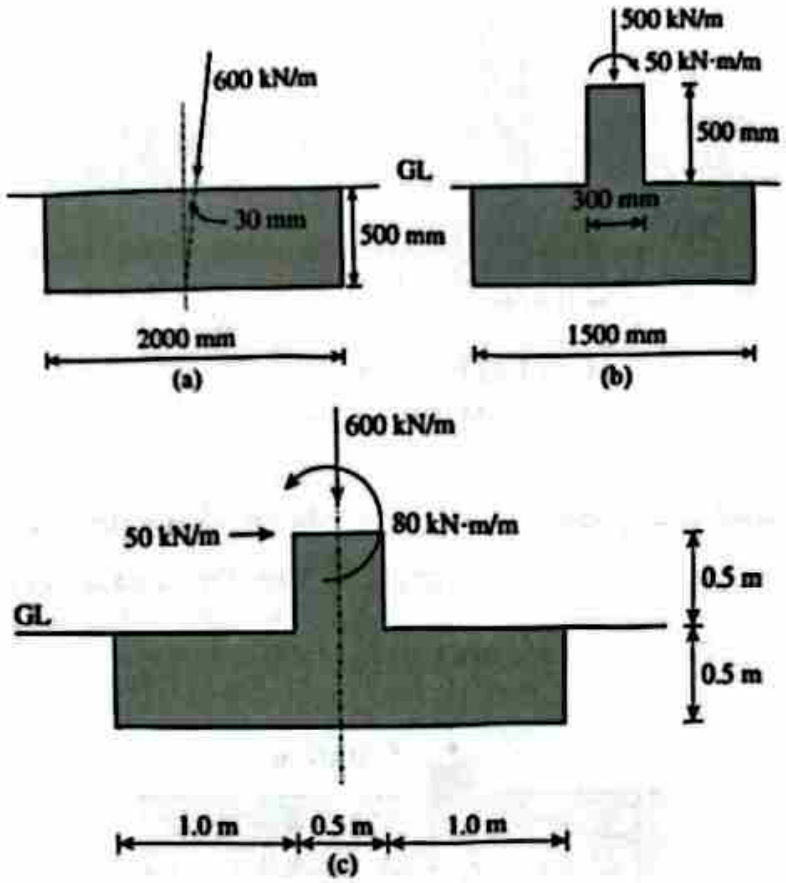
۶-۱۴- مطابق شکل شالوده‌ی مستطیل به ابعاد 2×3m واقع در عمق ۲ متری با بار نشان داده شده مفروض است. با استفاده از روش مساحت موثر مایرهوف، ضریب اطمینان را محاسبه کنید.



شکل مسئله ۶-۱۴

۶-۱۵- شالوده‌های نشان داده شده در شکل مفروض است. برای هر یک از آنها مقدار برون‌محوری و زاویه شیب بار وارده را محاسبه کنید.

Scanned with CamScanner



شکل مسئله ۶-۱۵

۶-۱۶- سیلوی استوانه‌ای بلند آرد روی شالوده‌ی حلقه‌ای به عرض ۱/۵ متر قرار دارد. قطر داخلی و خارجی این حلقه به ترتیب ۱۰ و ۱۳ متر است. همچنین برای خاک زیر شالوده داریم:

$$\phi' = 35° \qquad \gamma = 19\,kN/m^3 \qquad D_f = 0$$

با استفاده از ضریب اطمینان ۳، حداکثر بار وارد بر این شالوده را محاسبه کنید. از روابط شالوده‌ی نواری استفاده کنید.

توجه: علاوه بر گسیختگی موضعی زیر شالوده نواری، شالوده حلقه‌ای دارای مود کلی نیز می‌باشد که در این مسئله از آن صرفنظر می‌شود.

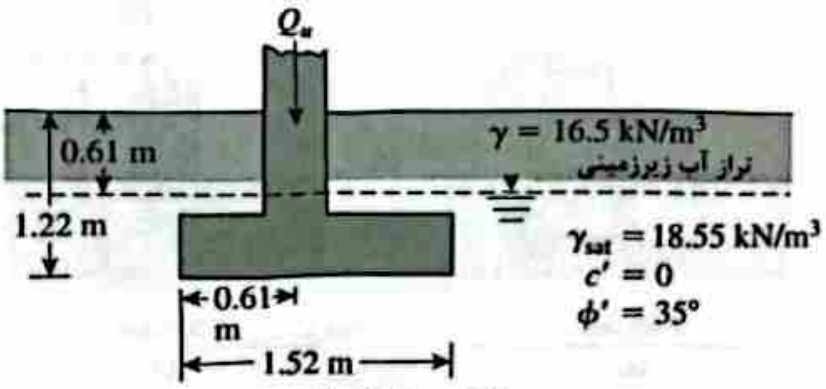
۶-۱۷- شالوده‌ی مربع به ابعاد ۲×۲ متر در عمق ۱ متری روی خاک رس عادی تحکیم یافته تحت بار محوری Q قرار دارد. داریم:

$$c' = 0\,,\ \phi' = 26°\,,\ \gamma = 19\,kN/m^3\,,\ c_u = 60\,kN/m^2$$

با فرض پایداری کوتاه و بلندمدت، حداکثر بار Q را با ضریب اطمینان ۳ محاسبه نمایید.

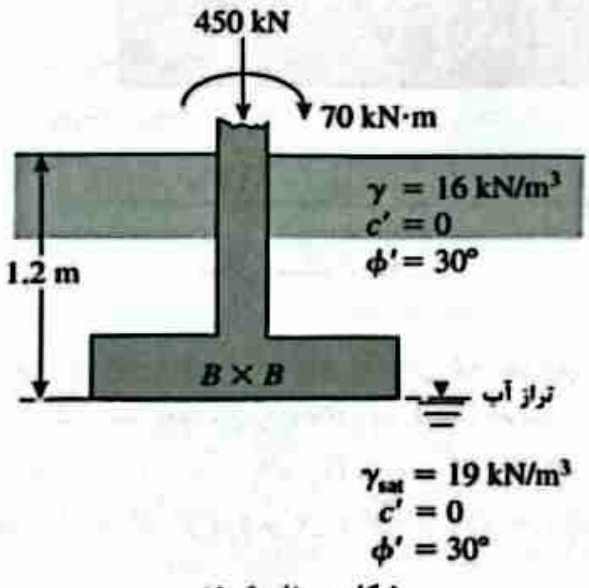
۶-۱۸- در شکل شالوده با بار برون‌محور نشان داده شده است. مطلوبست تعیین بار نهایی Q_u بر واحد طول قابل تحمل توسط شالوده. از روش ضریب کاهش استفاده کنید.

Scanned with CamScanner



شکل مسئله ۶-۱۸

۶-۱۹- شالوده مربع نشان داده شده در شکل مفروض است. با استفاده از ضریب اطمینان FS = 6 با استفاده از روش پاراکاش و ساران ابعاد شالوده را تعیین کنید.



شکل مسئله ۶-۱۹

۶-۲۰- شالوده سطحی به ابعاد ۱/۵×۲/۲۵ متر تحت بار برون‌محوری با $e_B = 0.12m$ و $e_L = 0.36m$ با عمق فونداسیون مساوی ۰/۸ متر مفروض است (شکل ۶-۲۵). با استفاده از ضریب اطمینان ۴، بار مجاز شالوده را محاسبه کنید. برای خاک زیر شالوده داریم:

$$\gamma = 17\,kN/m^3\ ,\ \phi' = 35°\ ,\ c' = 0$$

از روابط ۶-۷۵ تا ۶-۷۷ استفاده کنید.

۶-۲۱- شالوده‌ی نواری به عرض B = 1.4m روی لایه‌ی ماسه‌ای با مشخصات زیر در نظر بگیرید:

$$c' = 0\ ,\ \phi' = 38°\ ,\ \gamma = 17.5\,kN/m^3$$

Scanned with CamScanner

شالوده تحت بار شیبدار (مورب) برون‌محور قرار دارد.

$e = 0.15\,m\ ,\ D_f = 1\,m\ ,\ \beta = 18^\circ$

مطلوبست تعیین ظرفیت باربری نهایی $Q_{u(e)}$ بر واحد طول دیوار با استفاده از روش مایرهوف.

مآخذ فصل ششم

Ameratunga, J., Sivakugan, N., and Das, B. M. (2016). *Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering*, Springer, New Delhi.

Biarez, J., Burel, M., and Wack, B. (1961). "Contribution á l'étude de la Force Portante des Fondations," *Proceedings, Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Paris, Vol. 1, pp. 603–609.

Booker, J. R. (1969). Application of theories of plasticity for cohesive frictional soils. Ph.D. thesis, University of Sydney, Australia.

Bozozuk, M. (1972). "Foundation Failure of the Vankleek Hill Tower Site," *Proceedings*, Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Vol. 1, Part 2, pp. 885–902.

Brand, E. W., Muktabhant, C., and Taechanthummarak, A. (1972). "Load Test on Small Foundations in Soft Clay," *Proceedings, Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*, American Society of Civil Engineers, Vol. 1, Part 2, pp. 903–928.

Caquot, A. and Kerisel, J. (1953). "Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulverulent," *Proceedings, Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Zürich, Vol. I, pp. 336–337.

DeBeer, E. E. (1970). "Experimental Determination of the Shape Factors and Bearing Capacity Factors of Sand," *Geotechnique*, Vol. 20, No. 4, pp. 387–411.

Hanna, A. M. and Meyerhof, G. G. (1981). "Experimental Evaluation of Bearing Capacity of Footings Subjected to Inclined Loads," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 18, No. 4, pp. 599–603.

Hansen, J. B. (1970). *A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity*, Bulletin 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.

Highter, W. H. and Anders, J. C. (1985). "Dimensioning Footings Subjected to Eccentric Loads," *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 111, No. GT5, pp. 659–665.

Hjiaj, M., Lyamin, A. V., and Sloan, S. W. (2005). "Numerical Limit Analysis Solutions for the Bearing Capacity Factor N_γ," *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 42, No. 5–6, pp. 1681–1804.

Kumbhojkar, A. S. (1993). "Numerical Evaluation of Terzaghi's N_γ," *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 119, No. 3, pp. 598–607.

Martin, C. M. (2005). "Exact Bearing Capacity Calculations Using the Method of Characteristics," *Proceedings, Eleventh International Conference of the International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Turin, Italy, Vol. 4, pp. 441–450.

Michalowski, R. L. (1997). "An Estimate of the Influence of Soil Weight on Bearing Capacity Using Limit Analysis," *Soils and Foundations*, Vol. 37, No. 4, pp. 57–64.

Scanned with CamScanner

Meyerhof, G. G. (1953). "The Bearing Capacity of Foundations Under Eccentric and Inclined Loads," *Proceedings, Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Zürich, Vol. 1, pp. 440–445.

Meyerhof, G. G. (1963). "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 1, No. 1, pp. 16–26.

Patra, C. R., Behera, R. N., Sivakugan, N., and Das, B. M. (2012a). "Ultimate Bearing Capacity of Shallow Strip Foundation under Eccentrically Inclined Load: Part I," *International Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 6, No. 3, pp. 342–352.

Patra, C. R., Behera, R. N., Sivakugan, N., and Das, B. M. (2012b). "Ultimate Bearing Capacity of Shallow Strip Foundation under Eccentrically Inclined Load: Part II," *International Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 6, No. 4, pp. 507–514.

Patra, C. R., Behera, R. N., Sivakugan, N., and Das, B. M. (2013). "Estimation of Aver- age Settlement of Shallow Strip Foundation on Granular Soil under Eccentric Load," *International Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 7, No. 2, pp. 218–222.

Perloff, W. H. and Barron, W. (1976). *Soil Mechanics: Principles and Applications*, Ronald Press, New York.

Prakash, S. and Saran, S. (1971). "Bearing Capacity of Eccentrically Loaded Footings," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 97, No. SM1, pp. 95–117.

Prandtl, L. (1921). "Über die Eindringungsfestigkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden," *Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik*, Vol. 1, No. 1, pp. 15–20.

Purkayastha, R. D. and Char, R. A. N. (1977). "Stability Analysis of Eccentrically Loaded Footings," *Journal of Geotechnical Engineering Div.*, ASCE, Vol. 103, No. 6, pp. 647–651.

Reissner, H. (1924). "Zum Erddruckproblem," *Proceedings, First International Congress of Applied Mechanics*, Delft, pp. 295–311.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, New York. Tomlinson, M. J. (1978). *Foundation Design and Construction*, 3rd ed., Pitman, London. Vesic, A. S. (1963). "Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand," *Highway Research Record* No. 39, National Academy of Sciences, pp. 112–153.

Vesic, A. S. (1973). "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, No. SM1, pp. 45–73.

Zhu, M. and Michalowski, R. L. (2005). "Shape Factors for Limit Loads on Square and Rectangular Footings," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineering, Vol. 131, No. 2, pp. 223–231.

Scanned with CamScanner

فصل هفتم
ظرفیت باربری نهایی شالوده‌های سطحی
حالات ویژه

۷-۱- معرفی

در فصل ششم که ظرفیت باربری نهایی شالوده‌های سطحی مورد بحث قرار گرفت، فرض بر این بود که خاک زیر شالوده تا عمق قابل توجهی همگن و سطح زمین افقی است. فرض‌های فوق ممکن است در عمل صادق نباشد و با خاک‌های لایه‌ای که دارای پارامترهای مکانیکی متفاوت هستند، برخورد نماییم. ممکن است شالوده درنزدیک شیروانی احداث گردد و یا شالوده تحت نیروهای برکنش قرار داشته باشد. به علت زلزله شالوده می‌تواند تحت نیروهای افقی قرار گیرد.

در این فصل ظرفیت باربری نهایی چنین حالاتی که به آنها حالات ویژه می‌گویند، مورد توجه قرار می‌گیرد.

در فصل قبل روابط ضرایب باربری برای حالت عمومی حاصل شدند که به علت تکرار زیاد در این فصل، مجدداً تحت جدول‌های ۷-۱-الف و ب ارائه می‌شوند.

۷-۲- شالوده‌های متکی بر خاک با لایه‌ی صلب در عمق کم

شالوده‌ی نواری

شکل ۷-۱- الف شالوده‌ی نواری با سطح تماس زبر را نشان می‌دهد که متکی بر خاکی همگن با عمق زیاد است. با صرفنظر از ضریب عمق، برای بارگذاری قائم، رابطه‌ی ۶-۳۰ بصورت زیر درمی‌آید:

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \qquad (۱-۷)$$

روش عمومی برای تعیین ضرایب N_c، N_q و N_γ در فصل ششم تشریح شد که به علت تکرار زیاد، مقادیر آنها در جدول ۷-۱-الف تکرار می‌شود. توسعه عمق ناحیه‌ی شکست در خاک، D، در بار نهایی که در تعیین N_c و N_q توسط پراندل (۱۹۲۱) و رایزنر (۱۹۲۴) بدست می‌آید، در شکل ۷-۱- الف نشان داده شده است. در این شکل عمق D بدست آمده توسط لاندگرن و مورتنسن (۱۹۵۳) در محاسبه‌ی N_γ نیز نشان داده شده است. با افزایش زاویه اصطکاک، عمق D بزرگتر می‌شود.

حال اگر بستر صلب زبری در عمق $H < D$ در زیر شالوده قرار داشته باشد، تشکیل کامل سطح شکست در خاک محدود خواهد شد. در چنین حالتی، ناحیه‌ی شکست و خطوط لغزش در بار نهایی مطابق شکل ۷-۲ خواهد شد.

Scanned with CamScanner

جدول ۷-۱-الف- ضرایب ظرفیت باربری*

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	11	8.80	2.71	1.44
1	5.38	1.09	0.07	12	9.28	2.97	1.69
2	5.63	1.20	0.15	13	9.81	3.26	1.97
3	5.90	1.31	0.24	14	10.37	3.59	2.29
4	6.19	1.43	0.34	15	10.98	3.94	2.65
5	6.49	1.57	0.45	16	11.63	4.34	3.06
6	6.81	1.72	0.57	17	12.34	4.77	3.53
7	7.16	1.88	0.71	18	13.10	5.26	4.07
8	7.53	2.06	0.86	19	13.93	5.80	4.68
9	7.92	2.25	1.03	20	14.83	6.40	5.39
10	8.35	2.47	1.22	21	15.82	7.07	6.20
22	16.88	7.82	7.13	37	55.63	42.92	66.19
23	18.05	8.66	8.20	38	61.35	48.93	78.03
24	19.32	9.60	9.44	39	67.87	55.96	92.25
25	20.72	10.66	10.88	40	75.31	64.20	109.41
26	22.25	11.85	12.54	41	83.86	73.90	130.22
27	23.94	13.20	14.47	42	93.71	85.38	155.55
28	25.80	14.72	16.72	43	105.11	99.02	186.54
29	27.86	16.44	19.34	44	118.37	115.31	224.64
30	30.14	18.40	22.40	45	133.88	134.88	271.76
31	32.67	20.63	25.99	46	152.10	158.51	330.35
32	35.49	23.18	30.22	47	173.64	187.21	403.67
33	38.64	26.09	35.19	48	199.26	222.31	496.01
34	42.16	29.44	41.06	49	229.93	265.51	613.16
35	46.12	33.30	48.03	50	266.89	319.07	762.89
36	50.59	37.75	56.31				

* همان جدول ۶-۲ است.

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) e^{\pi \tan \phi'}$$

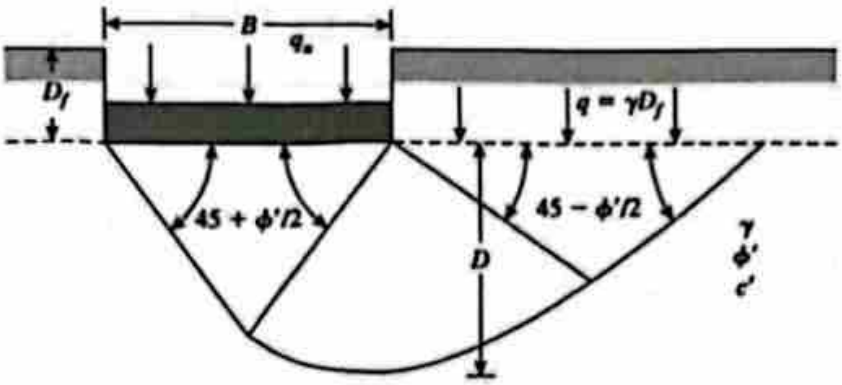
$$N_c = \left(N_q - 1\right) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2\left(N_q + 1\right) \tan \phi'$$

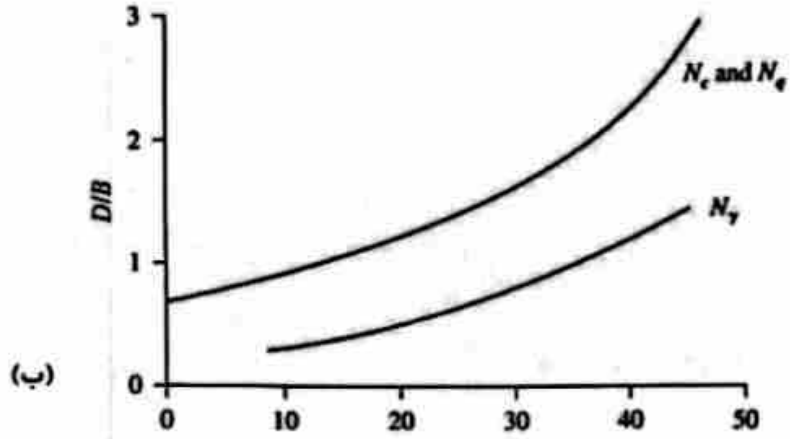
Scanned with CamScanner

جدول ۷-۱-پ- ضرایب شکل، عمق و شیب

ضریب	رابطه	مأخذ
شکل	$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right)$ $F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\tan\phi'$ $F_{\gamma s} = 1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right)$	DeBeer (1970)
عمق	$\frac{D_f}{B} \le 1$ $\phi = 0$: $F_{cd} = 1 + 0.4\left(\frac{D_f}{B}\right)$ $F_{qd} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$ $\phi' > 0$: $F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan\phi'} = 1 + 0.4\left(\frac{D_f}{B}\right)$ $F_{qd} = 1 + 2\tan\phi'(1 - \sin\phi')^2\left(\frac{D_f}{B}\right)$ $F_{\gamma d} = 1$ $\frac{D_f}{B} > 1$ $\phi = 0$: $F_{cd} = 1 + 0.4\underbrace{\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)}_{\text{radians}}$ $F_{qd} = 1$ $F_{\gamma d} = 1$ $\phi' > 0$: $F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan\phi'} = 1 + 0.4\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$ $F_{qd} = 1 + 2\tan\phi'(1 - \sin\phi')^2\underbrace{\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)}_{\text{radians}}$ $F_{\gamma d} = 1$	Hansen (1970)
شیب	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2$ $F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{\phi'}\right)^2$ β = زاویه‌ی بار وارد بر شالوده با خط عمود	Meyerhof (1963); Hanna and Meyerhof (1981)

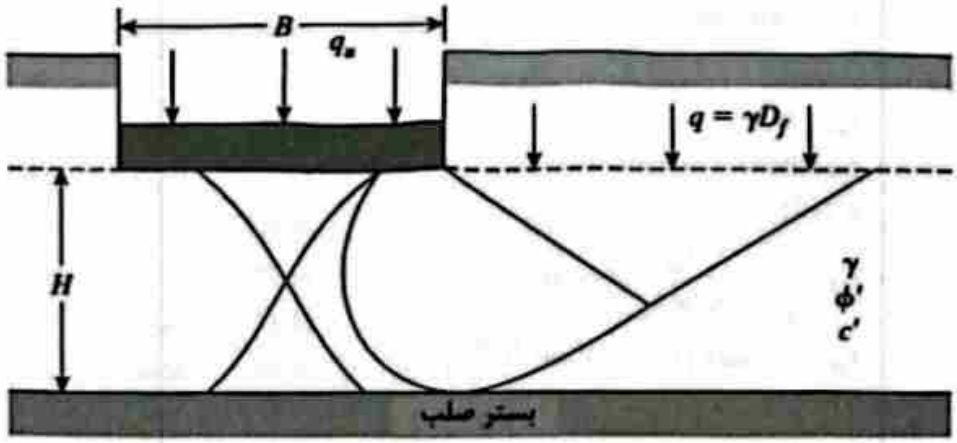


(الف)



(ب)

شکل ۷-۱- (الف) سطح گسیختگی زیر شالوده‌ی زبر، (ب) تغییرات $\frac{D}{B}$ با زاویه اصطکاک خاک ϕ'



شکل ۷-۲- سطح گسیختگی زیر شالوده‌ی زبر با پایه‌ی صلب زبر که در عمق کم واقع شده است.

ماندل و سالنکن (۱۹۷۲) با استفاده از نظریه‌ی خمیری و انتگرال‌گیری عددی ضرایب باربری نهایی را برای این وضعیت بدست آوردند. طبق نظریه‌ی آنها برای شالوده نواری با سطح تماس زبر متکی بر خاکی با بستر سنگی با سطح زبر، ظرفیت باربری نهایی از رابطه‌ی زیر بدست می‌آید:

$$q_u = c'N_c^* + qN_q^* + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma^* \qquad (۲-۷)$$

که در آن:

N_c^*، N_q^* و N_γ^* = ضرایب ظرفیت باربری اصلاح شده

B = عرض شالوده‌ی نواری

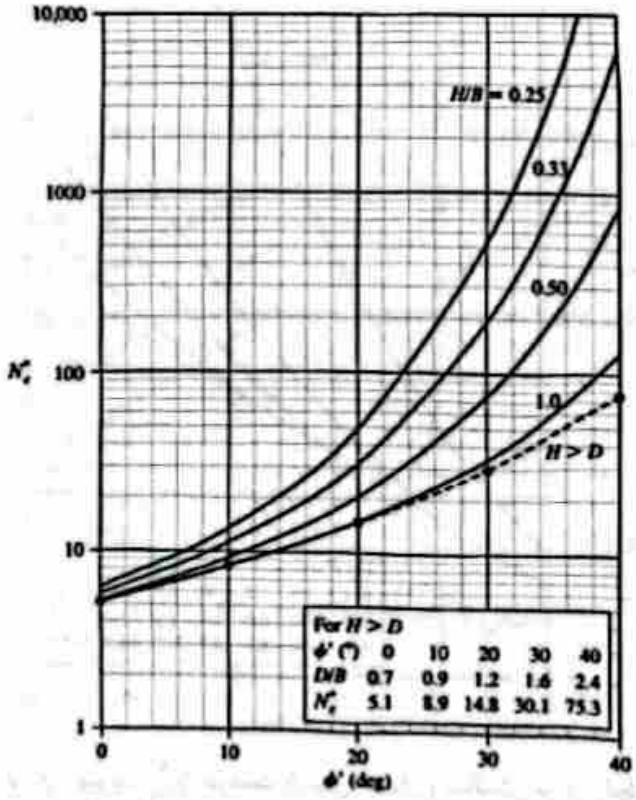
γ = وزن مخصوص خاک

توجه شود که برای $H \geq D$ ضرایب باربری مطابق پی همگن خواهد شد، یعنی:

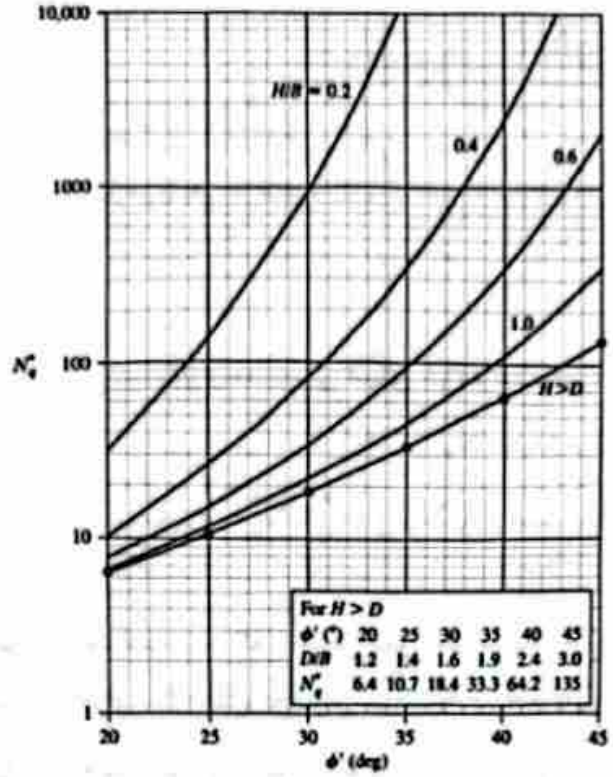
$$N_c^* = N_c \ , \ N_q^* = N_q \ , \ N_\gamma^* = N_\gamma$$

اشکال ۷-۳، ۷-۴ و ۷-۵ به ترتیب تغییرات N_c^*، N_q^* و N_γ^* را برحسب H/B و زاویه اصطکاک ϕ' نشان می‌دهد.

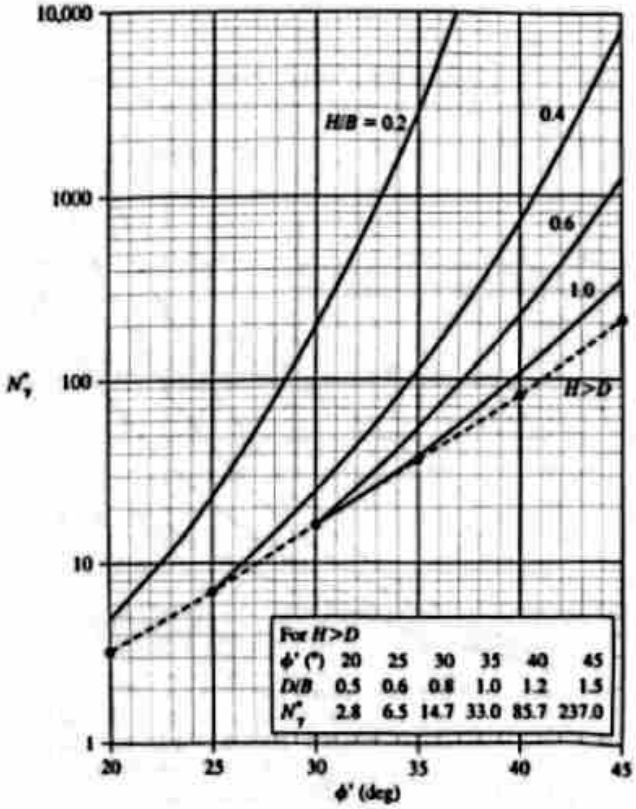
از اشکال ۷-۳ تا ۷-۵ می‌توان مشاهده نمود که با کاهش عمق H، ظرفیت باربری نهایی افزایش می‌یابد. از طرف دیگر ملاحظه می‌شود برای $H > B$، بخصوص برای زوایای اصطکاک کمتر، بطور محافظه‌کارانه می‌توان از اثر بستر صلب صرفنظر نمود و از ضرایب عمومی ظرفیت باربری N_c، N_q و N_γ (جدول ۷-۱-الف) استفاده نمود.



شکل ۷-۳- ضریب N_c^* ظرفیت باربری ماندل و سالنکن برای رابطه‌ی ۷-۲



شکل ۷-۴- ضریب N_q^* ظرفیت باربری ماندل و سالنکن برای رابطه‌ی ۷-۲



شکل ۷-۵- ضریب N_γ^* ظرفیت باربری ماندل و سالنکن برای رابطه‌ی ۷-۲

Scanned with CamScanner

شالوده‌ی مستطیلی روی خاک دانه‌ای

با صرفنظر از ضرایب عمق، ظرفیت باربری نهایی شالوده‌های دایره و مربع زیر روی خاک ماسه‌ای $(c' = 0)$ یا بستر صلب در عمق کم، بصورت زیر درمی‌آید:

$$q_u = qN_q^* F_{qs}^* + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma^* F_{\gamma s}^* \qquad (۳-۷)$$

که در آن F_{qs}^* ، $F_{\gamma s}^*$ ضرایب شکل اصلاح شده با منظور کردن بستر صلب می‌باشند.

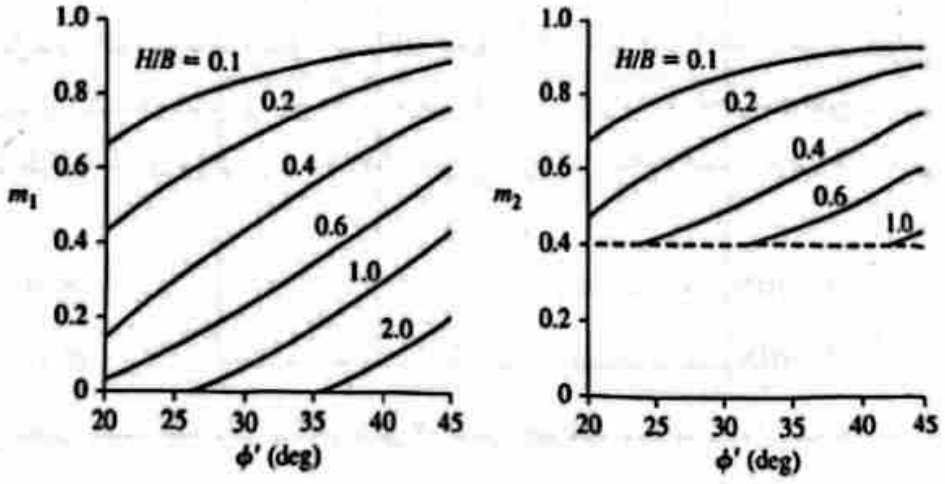
ضرایب شکل F_{qs}^* و $F_{\gamma s}^*$ تابعی از H/B و ϕ' هستند. بر پایه‌ی کارهای مایرهوف و چاپلین (۱۹۵۳) و این فرض ساده کننده که تنش‌ها و ناحیه‌ی برشی در صفحه‌ی شعاعی[1] مشابه صفحه‌های عرضی می‌باشد، مایرهوف (۱۹۷۴) پیشنهاد کرد.

$$F_{qs}^* \approx 1 - m_1\left(\frac{B}{L}\right) \qquad (۴-۷)$$

و

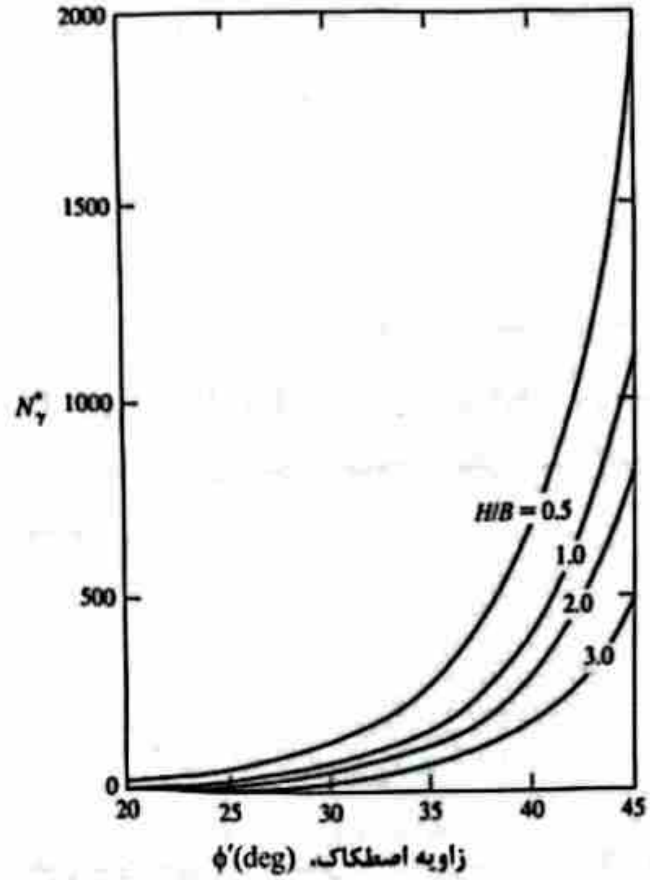
$$F_{\gamma s}^* \approx 1 - m_2\left(\frac{B}{L}\right) \qquad (۵-۷)$$

که در آن L مساوی طول شالوده می‌باشد. در شکل ۷-۶ تغییرات m_1 و m_2 برحسب H/B و ϕ' نشان داده شده است.



شکل ۷-۶- تغییرات m_1 و m_2 با ϕ' و $\frac{H}{B}$

1 - Radial plan



شکل ۷-۷- نتایج آزمایش سراتو و تونگر برای N_γ^*

در سال‌های اخیر، سراتو و لوتنگر[1]، به منظور تدقیق N_γ^* آزمایش‌هایی انجام دادند. این آزمایش‌ها با استفاده از شالوده‌های مربع و دایره به بعد متغیر B از ۰/۱۵ تا ۰/۳ متر انجام شد. نتایج نشان داد که روابط ظرفیت باربری ترزاقی برای شالوده‌های مربع و دایره قابل استفاده است. با فرض $c' = 0$ می‌توان نوشت:

$$q_u = qN_q^* + 0.4\gamma BN_\gamma^* \quad \text{(شالوده مربع)} \qquad (۶-۷)$$

$$q_u = qN_q^* + 0.3\gamma BN_\gamma^* \quad \text{(شالوده دایره)} \qquad (۷-۷)$$

نتایج تجربی بدست آمده برای N_γ^* در شکل ۷-۷ نشان داده شده است. به علاوه این مطالعه نشان داد که N_γ^* به جای D/B = 1 در H/B = 3 مساوی N_γ می‌شود (به شکل ۷-۵ مراجعه نمایید).

در شکل ۷-۷، تغییرات N_γ^* برای H/B مساوی ۰/۵ تا ۳ نشان داده شده است.

1 - Cerato and Lutenegger

شالوده روی لایه رسی اشباع

برای شالوده نواری روی رس اشباع (به عبارت دیگر در شرایط زهکشی نشده یا $\phi = 0$)، رابطه‌ی ۷-۲ به شکل ساده زیر درمی‌آید:

$$q_u = c_u N_c^* + q \qquad (۸-۷)$$

بویسمن (۱۹۴۰) رابطه‌ی زیر را برای ظرفیت باربری نهایی شالوده‌های مربع ارائه داد:

$$q_{u(square)} = \left(\pi + 2 + \frac{B}{2H} - \frac{\sqrt{2}}{2}\right) c_u + q \qquad (\text{برای } H < 0.707B) \qquad (۹-۷)$$

در این رابطه، c_u مقاومت برشی زهکشی نشده است. رابطه‌ی ۷-۹ را می‌توان بصورت زیر بازنویسی نمود:

$$q_{u(square)} = \underbrace{5.14\left(1 + \frac{0.5\frac{B}{H} - 0.707}{5.14}\right)}_{N_{c(square)}^*} c_u + q \qquad (۱۰-۷)$$

جدول ۷-۱-پ مقادیر N_c^* را برای شالوده‌های نواری و مربع نشان می‌دهد. مقدار N_c^* برای شالوده مربع از رابطه‌ی ۷-۱۰ و جدول ۷-۱-پ شامل ضرایب شکل می‌باشد و نباید بصورت جداگانه اعمال شود.

جدول ۷-۱- پ- مقادیر N_c^* برای شالوده‌های مربع و نواری

$\frac{B}{H}$	N_c^*	
	مربع (الف)	نواری (ب)
2	5.43	5.24
3	5.93	5.71
4	6.44	6.22
5	6.94	6.68
6	7.43	7.20
8	8.43	8.17
10	9.43	9.05

(الف) Buisman's analysis (1940)

(ب) Mandel and Salencon's analysis (1972)

مثال ۷-۱

شالوده مربعی به ابعاد ۱/۲×۱/۲ متر روی لایه‌ای از ماسه ساخته شده است که در آن $D_f = 1.0\,m$، $\gamma = 15.5\ kN/m^3$، $\phi' = 35°$ و $c' = 0$ می‌باشد. در عمق ۰/۴۸ متری زیر سطح پایینی شالوده بستر سنگی قرار دارد. با استفاده از ضریب اطمینان ۴، مطلوبست تعیین بار کل مجاز شالوده.

Scanned with CamScanner

حل:

با استفاده از رابطه‌ی ۷-۳ داریم:

$$q_u = qN_q^{\bullet}N_{qs}^{\bullet} + \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma}^{\bullet}F_{\gamma s}^{\bullet}$$

$$q = 15.5 \times 1 = 15.5\ kN/m^3$$

$$\phi' = 35°, H/B = 0.48/1.2 = 0.4, N_q^{\bullet} \approx 336 \text{ (شکل ۷-۴) و } N_{\gamma}^{\bullet} \approx 138 \text{ (شکل ۷-۵)}$$

$$F_{qs}^{\bullet} = 1 - m_1\left(\frac{B}{L}\right)$$

$$\text{شکل ۷-۶} \Rightarrow \phi' = 35°, H/B = 0.4. \Rightarrow m_1 \approx 0.58$$

$$F_{qs}^{\bullet} = 1 - (0.58)(1.2/1.2) = 0.42$$

بطور مشابه

$$F_{\gamma s}^{\bullet} = 1 - m_2(B/L)$$

با استفاده از شکل ۷-۶، $m_2 = 0.6$ بدست می‌آید. داریم:

$$F_{\gamma s}^{\bullet} = 1 - (0.6)(1.2/1.2) = 0.4$$

در نتیجه:

$$q_u = (15.5)(336)(0.42) + (1/2)(15.5)(1.2)(138)(0.4) = 2700.72\ kN/m^2$$

و

$$Q_{all} = \frac{q_u B^2}{FS} = \frac{(2700.72)(1.2 \times 1.2)}{4} = 972.3\ kN$$

مثال ۷-۲

شالوده‌ی مربعی به ابعاد ۱×۱ متر روی لایه‌ی رسی اشباع مستقر بر بستر سنگی قرار دارد. داریم:

رس : $c_u = 72\ kN/m^2$

وزن مخصوص : $\gamma = 18\ kN/m^3$

عمق بستر سنگی : $= 0.25m$

$D_f = 1m$

با استفاده از ضریب اطمینان $FS = 3$، مطلوبست ظرفیت کلی باربری مجاز شالوده.

Scanned with CamScanner

حل:

از رابطه‌ی ۷-۱۰ داریم:

$$q_u = 5.14\left(1+\frac{0.5\frac{B}{H}-0.707}{5.14}\right)c_u + q$$

$$B/H = 1/0.25 = 4 \;,\; c_u = 72\ kN/m^2 \;,\; q = \gamma D_f = (18)(1) = 18\ kN/m^3$$

$$q_u = 5.14\left[1+\frac{(0.5)(4)-0.707}{5.14}\right]72 + 18 = 481.2\ kN/m^2$$

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} = \frac{481.2}{3} = 160.4\ kN/m^2$$

۷-۳- شالوده روی خاک رس دولایه

ردی و اسری‌نیواسان[1] (۱۹۶۷) رابطه‌ای برای ظرفیت باربری شالوده روی خاک رس دولایه با فرض مود گسیختگی مطابق شکل ۷-۸- الف حاصل کردند. برای بارگذاری زهکشی نشده (شرایط $\phi = 0$)، فرض نمایید $c_{u(1)}$ و $c_{u(2)}$ به ترتیب مقاومت برشی لایه فوقانی و تحتانی باشند. در چنین حالتی ظرفیت باربری شالوده را می‌توان با رابطه‌ی زیر تعیین نمود:

$$q_u = c_{u(1)} N_c F_{cs} F_{cd} + q \qquad (۷-۱۱)$$

روابط F_{cs} و F_{cd} مشابه روابط جدول ۷-۱-ب هستند (برای شرایط $\phi = 0$). برای خاک لایه‌ای، مقدار ضریب باربری N_c ثابت نیست و تابعی از $c_{u(2)}/c_{u(1)}$ و H/B می‌باشد. H در شکل ۷-۸- الف تعریف شده است، تغییرات N_c در شکل ۷-۸- ب نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود در صورتیکه لایه تحتانی ضعیفتر از لایه فوقانی باشد (حالت $c_{u(2)}/c_{u(1)} < 1$)، مقدار ضریب ظرفیت باربری N_c کمتر از حالتی است که خاک لایه‌ای نیست $\left(c_{u(2)}/c_{u(1)} = 1\right)$. این بدان معناست که با ظهور لایه ضعیف در لایه‌ی زیرین، ظرفیت باربری کاهش می‌یابد.

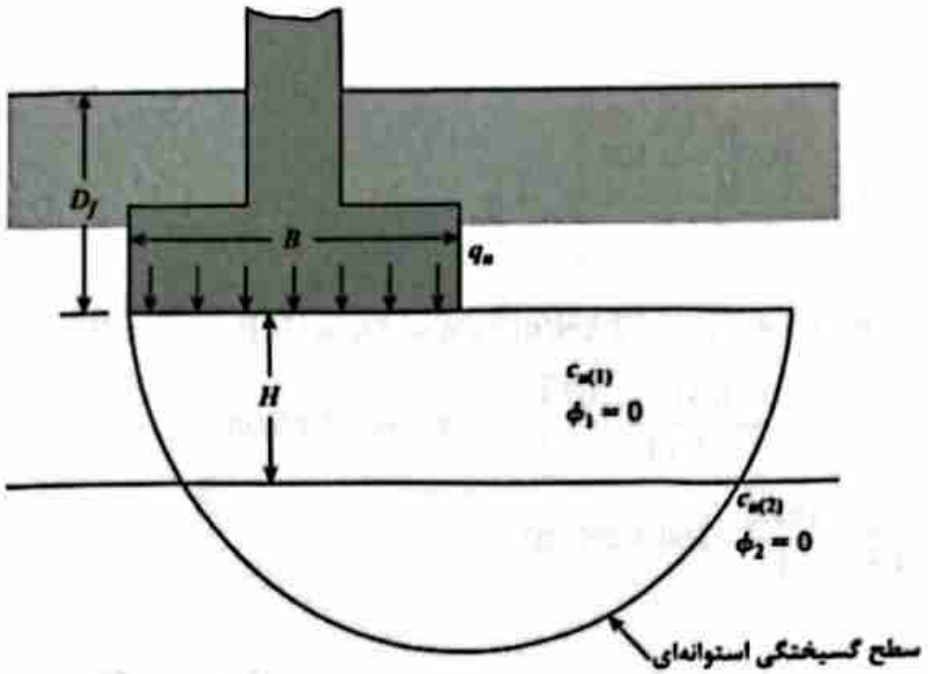
وسیک (۱۹۷۵) پیشنهاد نمود که ظرفیت باربری نهایی شالوده‌های متکی بر لایه رس ضعیف‌تر $\left[c_{u(1)}\right]$ که در زیر آن لایه‌ی قویتر $\left[c_{u(2)}\right]$ وجود دارد، می‌تواند از رابطه‌ی زیر به دست آید:

$$q_u = c_{u(1)} m N_c F_{cs} F_{cd} + q \qquad (۷-۱۲)$$

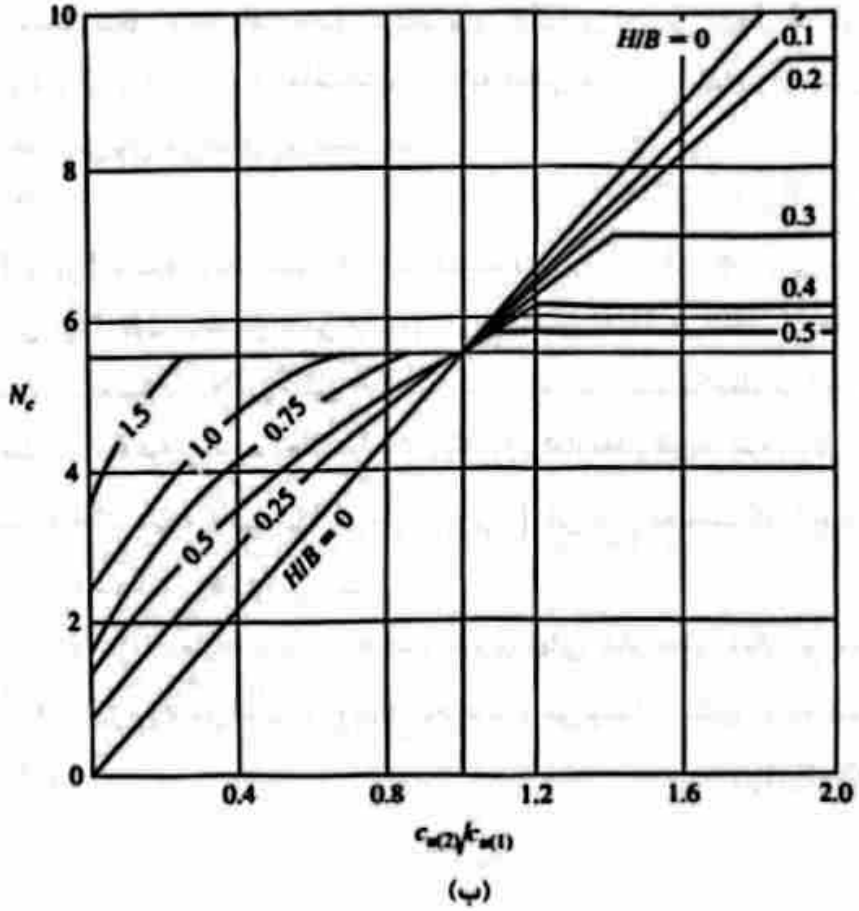
---

1 - Reddy and Srinivasan

Scanned with CamScanner



(الف)



(ب)

شکل ۷-۸- ظرفیت باربری روی خاک رس لایه‌ی ($\phi = 0$)

که در آن:

$$N_c F_{cs} = \begin{cases} \text{برای شالوده‌ی نواری: } 5.14 \\ \text{برای شالوده مربع یا دایره: } 6.17 \end{cases}$$

F_{cs} = ضریب شکل (جدول ۷-۱-ب)

F_{cd} = ضریب عمق (جدول ۷-۱-ب)

$$m = f\left[\frac{c_{u(1)}}{c_{u(2)}}, \frac{H}{B}, \frac{B}{L}\right] \qquad (۷-۱۳)$$

در جدول ۷-۲ تغییرات m برای شالوده پیوسته و در جدول ۷-۳ تغییرات m برای شالوده‌ی مربع و دایره ارائه شده است.

جدول ۷-۲- تغییرات m در رابطه‌ی ۷-۱۲ برای شالوده‌ی نواری $(B/L \le 0.2)$

$c_{u(1)}/c_{u(2)}$	H/B				
	≥ 0.5	0.25	0.167	0.125	0.1
1	1	1	1	1	1
0.667	1	1.033	1.064	1.088	1.109
0.5	1	1.056	1.107	1.152	1.193
0.333	1	1.088	1.167	1.241	1.311
0.25	1	1.107	1.208	1.302	1.389
0.2	1	1.121	1.235	1.342	1.444
0.1	1	1.154	1.302	1.446	1.584

Based on Vesic (1975)

جدول ۷-۳- تغییرات m (رابطه‌ی ۷-۱۲) برای شالوده مربع $(B/L = 1.0)$

$c_{u(1)}/c_{u(2)}$	H/B				
	≥ 0.25	0.125	0.083	0.063	0.05
1	1	1	1	1	1
0.667	1	1.028	1.052	1.075	1.096
0.5	1	1.047	1.091	1.131	1.167
0.333	1	1.075	1.143	1.207	1.267
0.25	1	1.091	1.177	1.256	1.334
0.2	1	1.102	1.199	1.292	1.379
0.1	1	1.128	1.254	1.376	1.494

Based on Vesic (1975)

Scanned with CamScanner

مثال ۷-۳

با مراجعه به شکل ۷-۸- الف، شالوده‌ای به ابعاد ۱×۱/۵ متر در عمق $D_f = 1m$ در لایه رسی قرار دارد. در عمق ۱ متری از کف شالوده لایه رسی نرم‌تری قرار دارد ($H = 1.0\ m$) داریم:

لایه رسی فوقانی

$120\ kN/m^2$ = مقاومت برشی زهکشی نشده

$16.8\ kN/m^3$ = وزن مخصوص

لایه رسی تحتانی

$48\ kN/m^2$ = مقاومت برشی زهکشی نشده

$16.2\ kN/m^3$ = وزن مخصوص

با استفاده از رابطه ۷-۱۱ و ضریب اطمینان ۴، مطلوبیست تعیین بار کلی مجاز وارد به شالوده.

حل:

از رابطه‌ی ۷-۱۱ داریم:

$$q_u = c_{u(1)} N_c F_{cs} F_{cd} + q$$

$$c_{u(1)} = 120\ kN/m^2$$

$$q = \gamma D_f = (16.8)(1) = 16.8\ kN/m^2$$

$$\frac{c_{u(2)}}{c_{u(1)}} = \frac{48}{120} = 0.4; \frac{H}{B} = \frac{1}{1} = 1$$

با استفاده از شکل ۷-۸-ب $\Rightarrow H/B = 1$ و $c_{u(2)}/c_{u(1)} = 0.4 \Rightarrow N_c = 4.6$

از جدول ۷-۱-ب داریم:

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{N}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1 + \left(\frac{1}{1.5}\right)\left(\frac{1}{4.6}\right) = 1.145$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4\frac{D_f}{B} = 1 + 0.4\left(\frac{1}{1}\right) = 1.4$$

بنابراین:

$$q_u = (120)(4.6)(1.145)(1.4) + 16.8 = 884.8 + 16.8 = 901.6\ kN/m^2$$

در نتیجه:

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} = \frac{901.6}{4} = 225.4\ kN/m^2$$

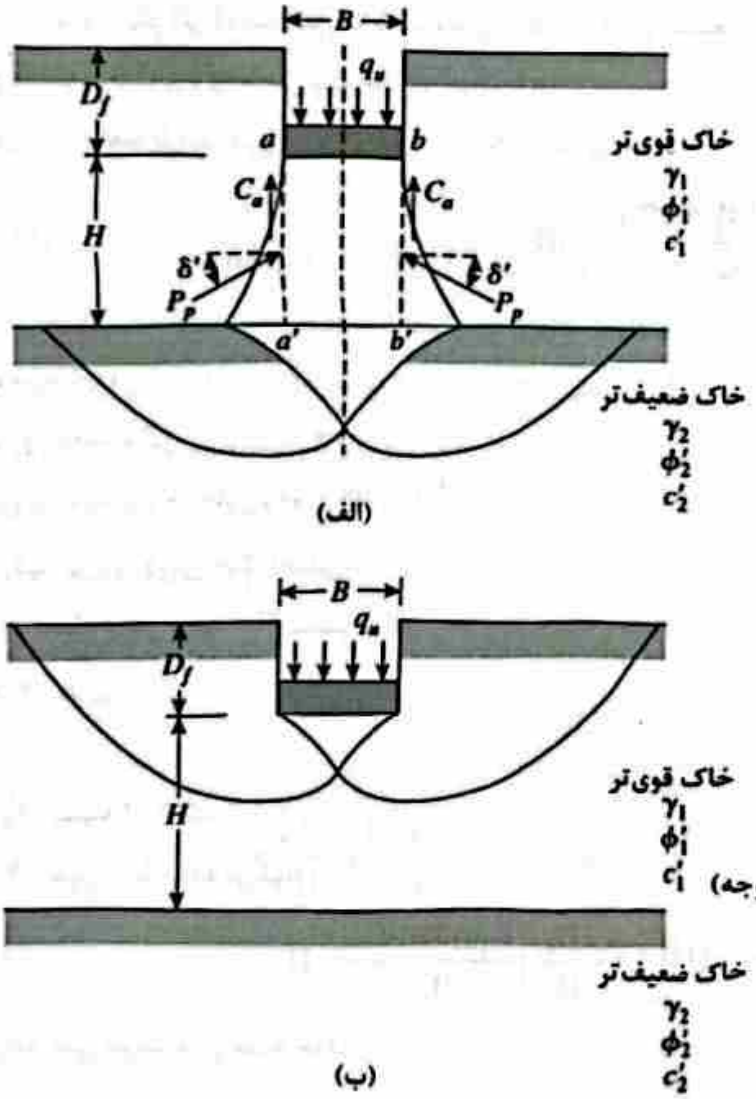
بار مجاز کلی $= (q_{all})(B \times L) = (225.4)(1 \times 1.5) = 338.1\ kN$

Scanned with CamScanner

۷-۴- ظرفیت باربری خاک‌های لایه‌ای: لایه خاک قویتر روی خاک ضعیف (خاک $c'-\phi'$)

روابط ظرفیت باربری ارائه شده در فصل ۶ حالاتی را در بر می‌گیرد که خاک زیر شالوده تا عمق قابل توجهی همگن است و برای محاسبات ظرفیت باربری، چسبندگی، زاویه‌ی اصطکاک و وزن مخصوص آن ثابت است. لیکن در عمل اغلب با خاک‌های لایه‌ای روبرو هستیم. در چنین حالاتی سطح گسیختگی خاک در بار نهایی ممکن است ۲ یا چند لایه خاک را قطع نماید که این وضعیت تعیین ظرفیت باربری نهایی در خاک‌های لایه‌ای را مشکل می‌نماید. در این بخش روش تخمین ظرفیت باربری خاک‌های لایه‌ای را که توسط مایرهوف و هانا (۱۹۷۸) و مایرهوف (۱۹۷۴) برای خاک‌های $c'-\phi'$ ارائه شده، ارائه می‌شود.

در شکل ۷-۹ شالوده نواری منکی بر خاک لایه‌ای قوی‌تر روی لایه‌ی ضعیف‌تر که تا عمق قابل توجهی ادامه دارد، نشان داده شده است.



شکل ۷-۹- ظرفیت باربری شالوده‌ی نواری روی خاک لایه‌ای: (الف) H کوچک، (ب) H بزرگ

Scanned with CamScanner

پارامترهای فیزیکی این دو لایه به شرح زیر است:

لایه	مشخصات خاک		
	وزن مخصوص	زاویه‌ی اصطکاک	چسبندگی
فوقانی	γ_1	ϕ'_1	c'_1
تحتانی	γ_2	ϕ'_2	c'_2

در بار نهایی q_u (بار بر واحد سطح)، سطح گسیختگی مطابق شکل خواهد بود. اگر عمق H در مقایسه با عرض B نسبتاً کوچک باشد، در لایه فوقانی گسیختگی برش سوراخ کننده (پانچ) بوجود می‌آید که ادامه‌ی آن در لایه‌ی ضعیف به صورت گسیختگی برشی عمومی است. این وضعیت در شکل ۷-۹- الف نشان داده شده است. در طرف دیگر اگر H نسبتاً بزرگ باشد، مطابق شکل ۷-۹- ب گسیختگی برشی در لایه قوی‌تر فوقانی رخ داده و ظرفیت باربری حاصل شده حداکثر خواهد شد.

مطابق شکل ۷-۹- الف، ظرفیت باربری نهایی بصورت زیر به دست می‌آید:

$$q_u = q_b + \frac{2\left(C_a + P_p \sin\delta'\right)}{B} - \gamma_1 H \qquad (۱۴-۷)$$

که در آن:

B = عرض شالوده

C_a = نیروی چسبندگی

P_p = نیروی مقاوم بر واحد طول وجوه aa' و bb'

q_b = ظرفیت باربری لایه‌ی خاک تحتانی

δ' = زاویه تمایل نیروی مقاوم P_p نسبت به افق

در رابطه ۷-۱۴ داریم:

$$C_a = c'_a H$$

که در آن c'_a چسبندگی است.

رابطه‌ی ۷-۱۴ بصورت زیر ساده می‌شود:

$$q_u = q_b + \frac{2c'_a H}{B} + \gamma_1 H^2\left(1 + \frac{2D_f}{H}\right)\frac{K_{pH}\tan\delta'}{B} - \gamma_1 H \qquad (۱۵-۷)$$

K_{pH} = مولفه افقی ضریب فشار مقاوم خاک

حال می‌توان نوشت:

Scanned with CamScanner

$$K_{pH}\tan\delta' = K_s\tan\phi_1' \qquad (۱۶-۷)$$

K_s = ضریب برش سوراخ کننده

حال:

$$q_u = q_b + \frac{2c_a'H}{B} + \gamma_1 H^2\left(1+\frac{2D_f}{H}\right)\frac{K_s\tan\phi_1'}{B} - \gamma_1 H \qquad (۱۷-۷)$$

که در آن ضریب برش سوراخ‌کننده (پانچ) K_s تابعی است از:

$$K_s = f\left(\frac{q_2}{q_1}, \phi_1'\right)$$

q_1 و q_2 ظرفیت باربری نهایی شالوده‌ی نواری به عرض B تحت بار قائم در لایه‌های همگن ۱ و ۲. داریم:

$$q_1 = c_1'N_{c(1)} + \frac{1}{2}\gamma_1 BN_{\gamma(1)} \qquad (۱۸-۷)$$

$$q_2 = c_2'N_{c(2)} + \frac{1}{2}\gamma_2 BN_{\gamma(2)} \qquad (۱۹-۷)$$

که در دو رابطه‌ی فوق:

$N_{c(1)}, N_{\gamma(1)}$ = ضرایب ظرفیت باربری برای زاویه اصطکاک ϕ_1' (جدول ۷-۱-الف)

$N_{c(2)}, N_{\gamma(2)}$ = ضرایب ظرفیت باربری برای زاویه اصطکاک ϕ_2' (جدول ۷-۱-الف)

در صورتیکه لایه فوقانی قوی‌تر باشد، q_2/q_1 باید کمتر از ۱ باشد

در شکل ۷-۱۰ تغییرات K_s برحسب q_2/q_1 و ϕ_1' و در شکل ۷-۱۱ تغییرات c_a'/c_1' برحسب q_2/q_1 نشان داده شده است. اگر ارتفاع H بقدر کافی بزرگ باشد، مطابق شکل ۷-۹- ب خطوط گسیختگی در لایه فوقانی قرار خواهند گرفت. برای این حالت داریم:

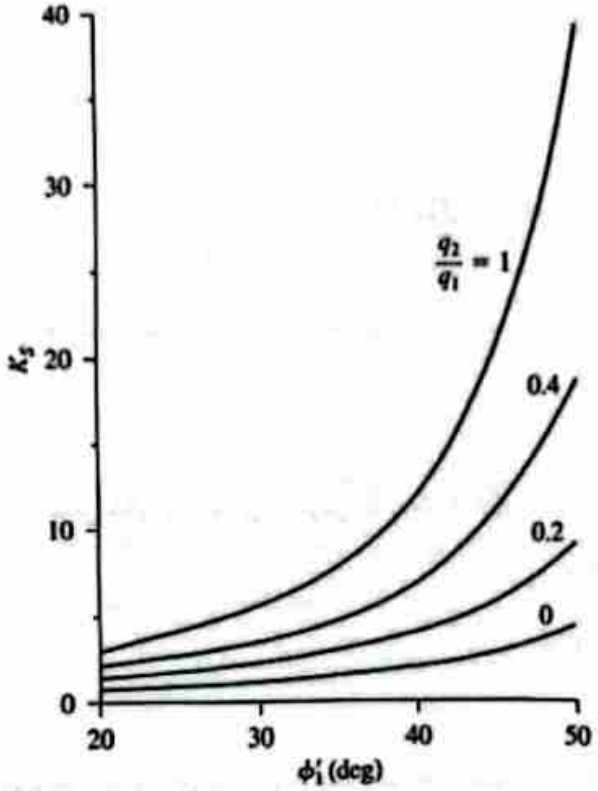
$$q_u = q_t = c_1'N_{c(1)} + qN_{q(1)} + \frac{1}{2}\gamma_1 BN_{\gamma(1)} \qquad (۲۰-۷)$$

که در آن $N_{c(1)}$، $N_{q(1)}$ و $N_{\gamma(1)}$ ضرایب ظرفیت باربری برای $\phi' = \phi_1'$ (جدول ۷-۱-الف) و $q = \gamma_1 D_f$ می‌باشد.

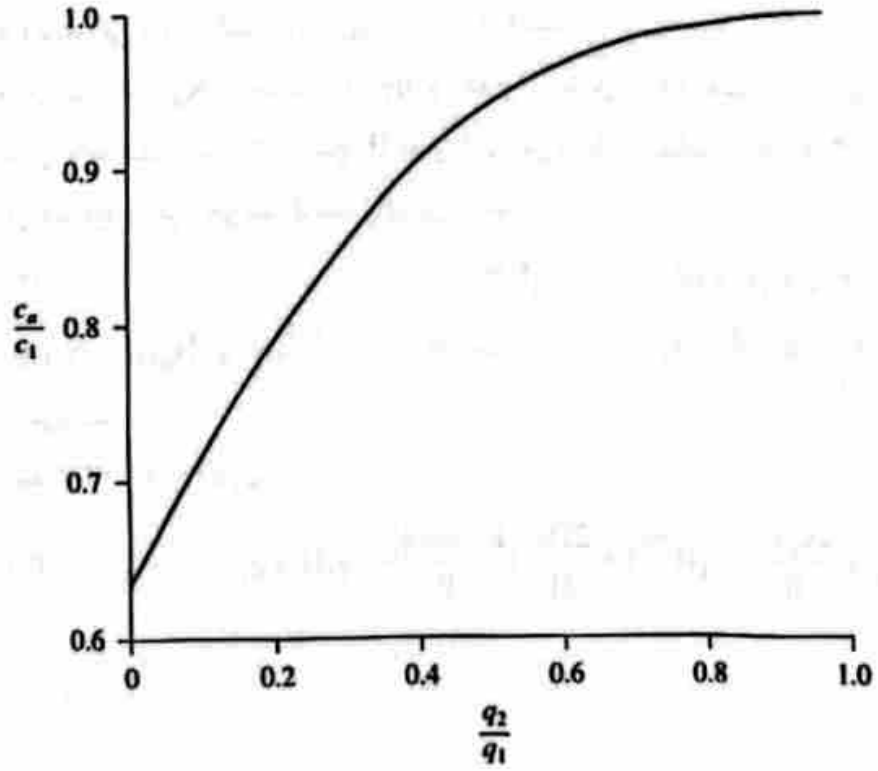
با ترکیب روابط ۷-۱۷ و ۷-۲۰ داریم:

$$q_u = q_b + \frac{2c_a'H}{B} + \gamma_1 H^2\left(1+\frac{2D_f}{H}\right)\frac{K_s\tan\phi_1'}{B} - \gamma_1 H \le q_t \qquad (۲۱-۷)$$

Scanned with CamScanner



شکل ۷-۱۰- ضریب برش سوراخ‌کننده‌ی مایرهوف و هانا



شکل ۷-۱۱- تغییرات c_u/c_1 برحسب q_2/a_1 بر پایه‌ی نظریه‌ی مایرهوف و هانا (۱۹۷۸)

در این رابطه q_1 که از مشخصات خاک لایه‌ی فوقانی (با صرفنظر از لایه تحتانی) بدست می‌آید، حد فوقانی ظرفیت باربری نهایی با استفاده از رابطه‌ی ۷-۲۱ است. ضرایب عمق در اینجا مورد توجه قرار نگرفته‌اند. برای شالوده‌ی مستطیل، رابطه‌ی قبل را می‌توان بصورت زیر نوشت.

$$q_u = q_b + \left(1+\frac{B}{L}\right)\left(\frac{2c'_a H}{B}\right) + \gamma_1 H^2\left(1+\frac{B}{L}\right)\left(1+\frac{2D_f}{H}\right)\left(\frac{K_s \tan\phi'_1}{B}\right) - \gamma_1 H \le q_t \qquad (۲۲-۷)$$

که در آن:

$$q_b = c'_2 N_{c(2)} F_{cs(2)} + \gamma_1 (D_f + H) N_{q(2)} F_{qs(2)} + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_{\gamma(2)} F_{\gamma s(2)} \qquad (۲۳-۷)$$

و

$$q_t = c'_1 N_{c(1)} F_{cs(1)} + \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \frac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)} \qquad (۲۴-۷)$$

که در آن:

$F_{cs(1)}, F_{qs(1)}, F_{\gamma s(1)}$ = ضرایب شکل لایه‌ی فوقانی (جدول ۷-۱-ب)

$F_{cs(2)}, F_{qs(2)}, F_{\gamma s(2)}$ = ضرایب شکل لایه‌ی تحتانی (جدول ۷-۱-ب)

حالات خاص

۱- لایه‌ی فوقانی قوی‌تر و ماسه‌ای و لایه تحتانی ضعیف‌تر و رس اشباع $(\phi_2 = 0)$ می‌باشد. با استفاده از روابط ۷-۲۲ تا ۷-۲۴ داریم:

$$q_b = \left(1+0.2\frac{B}{L}\right)5.14 c_{u(2)} + \gamma_1 (D_f + H) \qquad (۲۵-۷)$$

و

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \tfrac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)} \qquad (۲۶-۷)$$

بنابراین:

$$q_u = \left(1+0.2\frac{B}{L}\right)5.14 c_{u(2)} + \gamma_1 H^2\left(1+\frac{B}{L}\right)\left(1+\frac{2D_f}{H}\right)\frac{K_s \tan\phi'_1}{B} + \gamma_1 D_f \le \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \frac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)} \qquad (۲۷-۷)$$

که در آن $c_{u(2)}$ چسبندگی زهکشی نشده است.

برای تعیین K_s از شکل ۷-۱۰،

$$\frac{q_2}{q_1}=\frac{c_{u(2)}N_{c(2)}}{\frac{1}{2}\gamma_1 BN_{\gamma(1)}}=\frac{5.14c_{u(2)}}{0.5\gamma_1 BN_{\gamma(1)}} \qquad (۲۸-۷)$$

۲- لایه فوقانی قوی‌تر و ماسه‌ای و لایه تحتانی ضعیف‌تر و ماسه‌ای می‌باشد $(c'_1=0, c'_2=0)$. در این حالت ظرفیت باربری نهایی برابر است با:

$$q_u=\left[\gamma_1(D_f+H)N_{q(2)}F_{qs(2)}+\frac{1}{2}\gamma_2 BN_{\gamma(2)}F_{\gamma s(2)}\right] + \gamma_1 H^2\left(1+\frac{B}{L}\right)\left(1+\frac{2D_f}{H}\right)\frac{K_s\tan\phi'_1}{B}-\gamma_1 H\le q_t \qquad (۲۹-۷)$$

که در آن:

$$q_t=\gamma_1 D_f N_{q(1)}F_{qs(1)}+\frac{1}{2}\gamma_1 BN_{\gamma(1)}F_{\gamma s(1)} \qquad (۳۰-۷)$$

پس:

$$\frac{q_2}{q_1}=\frac{\frac{1}{2}\gamma_2 BN_{\gamma(2)}}{\frac{1}{2}\gamma_1 BN_{\gamma(1)}}=\frac{\gamma_2 N_{\gamma(2)}}{\gamma_1 N_{\gamma(1)}} \qquad (۳۱-۷)$$

۳- لایه فوقانی خاک رس اشباع قوی‌تر $(\phi_1=0)$ و لایه تحتانی رس اشباع ضعیف‌تر $(\phi_2=0)$ می‌باشد. ظرفیت باربری نهایی بصورت زیر درمی‌آید:

$$q_u=\left(1+0.2\frac{B}{L}\right)5.14c_{u(2)}+\left(1+\frac{B}{L}\right)\left(\frac{2c_a H}{B}\right)+\gamma_1 D_f\le q_t \qquad (۳۲-۷)$$

که در آن:

$$q_t=\left(1+0.2\frac{B}{L}\right)5.14c_{u(1)}+\gamma_1 D_f \qquad (۳۳-۷)$$

$c_{u(1)}$ و $c_{u(2)}$ چسبندگی‌های زهکشی نشده هستند. برای این حالت داریم:

$$\frac{q_2}{q_1}=\frac{5.14c_{u(2)}}{5.14c_{u(1)}}=\frac{c_{u(2)}}{c_{u(1)}} \qquad (۳۴-۷)$$

مثال ۷-۴

با مراجعه به شکل ۷-۹- الف و منظور کردن شالوده‌ی نواری با $B=2\,m$ ، $D_f=1.2\,m$ و $H=1.5\,m$ و اطلاعات زیر:

لایه‌ی ماسه فوقانی:

وزن مخصوص $\gamma_1=17.5\ kN/m^3$

Scanned with CamScanner

$\phi_1' = 40°$

$c_1' = 0$

لایه رس تحتانی:

وزن مخصوص $\gamma_2 = 16.5\ kN/m^3$

$\phi_2' = 0$

$c_{u(2)} = 30\ kN/m^2$

مطلوبست تعیین بار نهایی کل وارد بر واحد طول شالوده.

حل:

در این حالت باید از روابط ۷-۲۷ و ۷-۲۸ استفاده نمود.

$\phi_1' = 40°$ جدول ۷-۱-الف $\Rightarrow N_\gamma = 109.41$

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{c_{u(2)}N_{c(2)}}{0.5\gamma_1 B N_{\gamma(1)}} = \frac{(30)(5.14)}{(0.5)(17.5)(2)(109.41)} = 0.081$$

برای $\phi_1' = 40°$ و $c_{u(2)}N_{c(2)} / 0.5\gamma_1 B N_{\gamma(1)} = 0.081$ از شکل ۷-۱۰ بدست می‌آید:

$K_s \approx 2.5$

از رابطه‌ی ۷-۲۷ داریم:

$$q_u = \left[1+(0.2)\left(\frac{B}{L}\right)\right]5.14c_{u(2)} + \left(1+\frac{B}{L}\right)\gamma_1 H^2\left(1+\frac{2D_f}{H}\right)K_s\frac{\tan\phi_1'}{B} + \gamma_1 D_f$$

$$= \left[1+(0.2)(0)\right](5.14)(30) + (1+0)(17.5)(1.5)^2 \times \left[1+\frac{(2)(1.2)}{1.5}\right](2.5)\frac{\tan 40}{2.0} + (17.5)(1.2)$$

$$= 154.2 + 107.4 + 21 = 282.6\ kN/m^2$$

یا استفاده از رابطه‌ی ۷-۲۶:

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q(1)} N_{qs(1)} + \frac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)}$$

جدول ۷-۱-الف $\Rightarrow \phi_1' = 40° \Rightarrow N_\gamma = 109.4$, $N_q = 64.20$

از جدول ۷-۱-ب داریم:

$$F_{qs(1)} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\tan\phi_1' = 1 + (0)\tan 40 = 1$$

و

$$F_{\gamma s(1)} = 1 - 0.4\frac{B}{L} = 1 - (0.4)(0) = 1$$ (جدول ۷-۱-ب)

در نتیجه:

$$q_t = (17.5)(1.2)(64.20)(1) + \left(\frac{1}{2}\right)(17.5)(2)(109.4)(1) = 3262.7\ kN/m^2$$

بنابراین:

$$q_u = 282.6\ kN/m^2$$
$$Q_u = (282.6)(B) = (282.6)(2) = 565.2\ kN/m$$

مثال ۷-۵

شالوده‌ای به ابعاد ۱×۱/۵ متر در عمق D_f مساوی ۱ متردر لایه‌ی رس قویتر قرار دارد. لایه‌ی رس نرمتری در عمق $H = 1m$ از زیر شالوده قرار دارد. برای رس فوقانی داریم:

مقاومت برشی زهکشی نشده = $120\ kN/m^2$

وزن مخصوص = $16.8\ kN/m^3$

برای رس تحتانی:

مقاومت برشی زهکشی نشده = $48\ kN/m^2$

وزن مخصوص = $16.2\ kN/m^3$

مطلوبست تعیین ظرفیت باربری مجاز کلی شالوده با ضریب اطمینان ۴ از روابط ۷-۳۲، ۷-۳۳ و ۷-۳۴ استفاده کنید.

حل:

از روابط ۷-۳۲، ۷-۳۳ و ۷-۳۴ داریم:

$$q_u = \left(1 + 0.2\frac{B}{L}\right)5.14c_{u(2)} + \left(1 + \frac{B}{L}\right)\left(\frac{2c_aH}{B}\right) + \gamma_1 D_f$$
$$\leq \left(1 + 0.2\frac{B}{L}\right)5.14c_{u(1)} + \gamma_1 D_f$$

در روابط فوق داریم:

$$B = 1m \qquad H = 1m \qquad D_f = 1m$$
$$L = 1.5m \qquad \gamma_1 = 16.8\ kN/m^3$$

شکل ۷-۱۱ $\Rightarrow c_{u(2)}/c_{u(1)} = 48/120 = 0.4 \Rightarrow c_a/c_{u(1)} \approx 0.9$

$$c_a = (0.9)(120) = 108\ kN/m^2$$

Scanned with CamScanner

$$q_u = \left[1+(0.2)\left(\frac{1}{1.5}\right)\right](5.14)(48)+\left(1+\frac{1}{1.5}\right)\left[\frac{(2)(108)(1)}{1}\right]+(16.8)(1)$$

$$= 279.6+360+16.8 = 656.4\ \text{kN/m}^2$$

کنترل: از رابطه‌ی ۷-۳۳ داریم:

$$q_t = \left[1+(0.2)\left(\frac{1}{1.5}\right)\right](5.14)(120)+(16.8)(1)$$

$$= 699+16.8 = 715.8\ \text{kN/m}^2$$

q_t همواره بزرگتر از q_u است) درنتیجه $\Rightarrow q_u = 656.4\ \text{kN/m}^2$

$$q_{all} = \frac{q_u}{FS} = \frac{656.4}{4} = 164.1\ \text{kN/m}^2$$

بار مجاز کل برابر است با:

$$(q_{all})(1\times 1.5) = 246.15\ \text{kN}$$

توجه: این همان مثال ۷-۳ است. ظرفیت باربری مجاز ۴۰ درصد بزرگتر از مثال ۷-۳ است. این موضوع به علت استفاده از سطح گسیختگی متفاوت در بار نهایی است.

۷-۵- ظرفیت باربری خاک لایه‌ای- لایه‌ی ضعیف روی لایه قوی‌تر قرار دارد

وقتی شالوده متکی بر لایه ضعیف واقع بر لایه قوی است (شکل ۷-۱۲- الف)، نسبت q_2/q_1 مطابق روابط ۷-۱۸ و ۷-۱۹ بزرگتر از ۱ خواهد شد. به علاوه مطابق قسمت چپ شکل ۷-۱۲- الف، سطح گسیختگی در بار نهایی از هر دو لایه عبور خواهد کرد. لیکن برای مقادیر بزرگتر H/B، سطح گسیختگی بطور کامل در لایه‌ی فوقانی خواهد بود (قسمت راست شکل ۷-۱۲- الف)، برای این شرایط ظرفیت باربری نهایی با استفاده از رابطه تجربی زیر قابل محاسبه است:

$$q_u = q_t + (q_b - q_t)\left(\frac{H}{D}\right)^2 \geq q_t \qquad (۳۵-۷)$$

که در آن:

D = عمق سطح گسیختگی زیر فونداسیون واقع در لایه‌ی ضعیف

q_t = ظرفیت باربری نهایی در لایه‌ی ضخیم فوقانی

q_b = ظرفیت باربری نهایی درلایه‌ی ضخیم تحتانی

بنابراین:

$$q_t = c'_1 N_{c(1)} F_{cs(1)} + \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \frac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)} \qquad (۳۶-۷)$$

و

$$q_b = c'_2 N_{c(2)} F_{cs(2)} + \gamma_2 D_f N_{q(2)} F_{qs(2)} + \frac{1}{2}\gamma_2 B N_{\gamma(2)} F_{\gamma s(2)} \qquad (۳۷-۷)$$

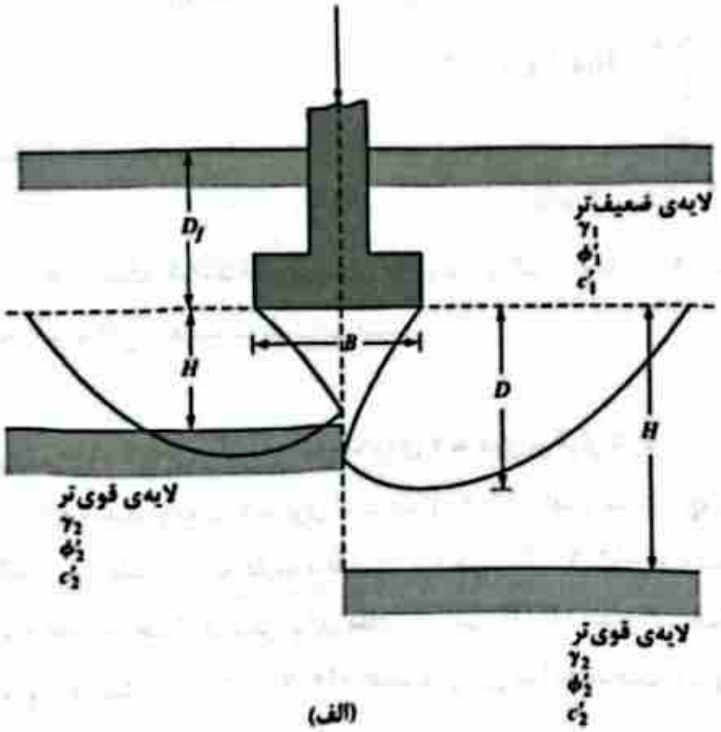
که در آن:

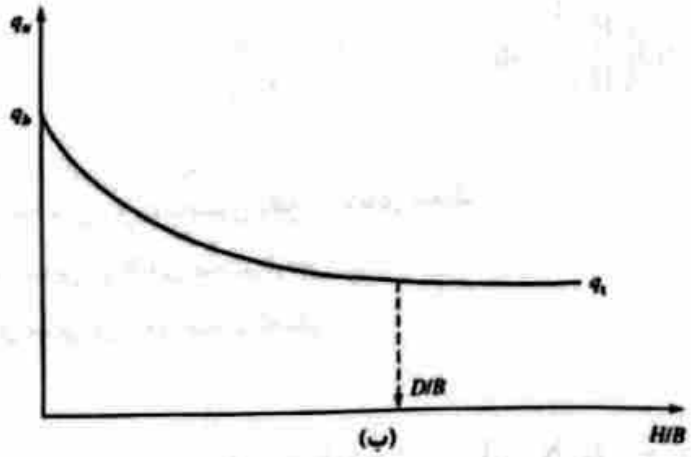
$N_{c(1)}, N_{q(1)}, N_{\gamma(1)}$ = ضرایب ظرفیت باربری نهایی مربوط به زاویه اصطکاک ϕ'_1 (جدول ۷-۱-الف)

$N_{c(2)}, N_{q(2)}, N_{\gamma(2)}$ = ضرایب ظرفیت باربری نهایی مربوط به زاویه اصطکاک ϕ'_2 (جدول ۷-۱-الف)

$F_{cs(1)}, F_{qs(1)}, F_{\gamma s(1)}$ = ضرایب شکل مربوط به زاویه اصطکاک ϕ'_1 (جدول ۷-۱-ب)

$F_{cs(2)}, F_{qs(2)}, F_{\gamma s(2)}$ = ضرایب شکل مربوط به زاویه اصطکاک ϕ'_2 (جدول ۷-۱-ب)





شکل ۷-۱۲- (الف) شالوده روی لایه‌ی ضعیف روی لایه‌ی ماسه‌ای قوی‌تر، (ب) تغییرات q_u برحسب H/B

مایرهوف و هانا (۱۹۷۸) پیشنهاد می‌کنند:

$D \approx B$ = برای ماسه‌ی شل و رس

$D \approx 2B$ = برای ماسه‌ی متراکم

روابط ۷-۳۵، ۷-۳۶ و ۷-۳۷ مبین این است که حداکثر و حداقل مقادیر q_u بین مقادیر q_b و q_t خواهد شد و q_u بین دو حد نامبرده است (شکل ۷-۱۲- ب).

مثال ۷-۶

با مراجعه به شکل ۷-۱۲- الف، برای نیمرخ خاکی با رس اشباع دو لایه، اطلاعات زیر مفروض است:

$$L = 1.83\,m\ ,\ B = 1.22\,m\ ,\ D_f = 0.91\,m$$

$$H = 0.61\,m\ ,\ \gamma_1 = 17.29\,kN/m^3\ ,\ \phi_1 = 0$$

$$c_{u(1)} = 57.5\,kN/m^2\ ,\ \gamma_2 = 19.65\ kN/m^3$$

$$\phi_2 = 0\ ,\ c_{u(2)} = 119.79\,kN/m^2$$

مطلوبست تعیین ظرفیت باربری نهایی شالوده.

حل:

با استفاده از روابط ۷-۱۸ و ۷-۱۹ داریم:

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{c_{u(2)}N_c}{c_{u(1)}N_c} = \frac{c_{u(2)}}{c_{u(1)}} = \frac{119.79}{57.5} = 2.08 > 1$$

بنابراین رابطه‌ی ۷-۳۵ مورد استفاده قرار خواهد گرفت.

از روابط ۷-۳۶ و ۷-۳۷ با $\phi_1 = \phi_2 = 0$ داریم:

$$q_t = \left(1 + 0.2\frac{B}{L}\right)N_c c_{u(1)} + \gamma_1 D_f$$

$$= \left[1 + (0.2)\left(\frac{1.22}{1.83}\right)\right](5.14)(57.5) + (0.91)(17.29) = 334.96 + 15.73 = 350.69\ kN/m^2$$

و

$$q_b = \left(1 + 0.2\frac{B}{L}\right)N_c c_{u(2)} + \gamma_2 D_f$$

$$= \left[1 + (0.2)\left(\frac{1.22}{1.83}\right)\right](5.14)(119.79) + (0.91)(19.65)$$

$$= 697.82 + 17.88 = 715.7\ kN/m^2$$

Scanned with CamScanner

با استفاده از رابطه‌ی ۷-۳۵ داریم:

$$q_u = q_t + (q_b - q_t)\left(\frac{H}{D}\right)^2$$

$$D \approx B$$

$$q_u = 350.69 + (715.7 - 350.69)\left(\frac{0.61}{1.22}\right)^2 \approx 442\ kN/m^2 > q_t$$

بنابراین:

$$q_u = 442\ kN/m^2$$

مثال ۷-۷

مثال ۷-۶ را با استفاده از نظریه‌ی وسیک حل کنید (رابطه‌ی ۷-۱۲). برای مقادیر m از جدول ۷-۳ استفاده کنید.

حل:

از رابطه‌ی ۷-۱۲ داریم:

$$q_u = c_{u(1)} m N_c F_{cs} F_{cd} + q$$

از جدول ۷-۱-ب داریم:

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1 + \left(\frac{1.22}{1.83}\right)\left(\frac{1}{5.14}\right) = 1.13$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4\left(\frac{D_f}{B}\right) = 1 + 0.4\left(\frac{0.91}{1.22}\right) = 1.3$$

و

$$\text{جدول ۷-۳} \Rightarrow c_{u(1)}/c_{u(2)} = 57.5/119.79 = 0.48\ ,\ H/B = 0.61/1.22 = 0.5$$

$$\Rightarrow m \approx 1$$

بنابراین:

$$q_u = (57.5)(1)(5.14)(1.13)(1.3) + \left(17.29\,kN/m^3\right)(0.91m) = 449.9\ kN/m^2$$

۷-۶- شالوده‌ی نواری روی رس ضعیف با ترانشه‌ی دانه‌ای

در عمل روش‌های مختلفی برای بهبود ظرفیت باربری و نشست شالوده‌های سطحی روی لایه خاک ضعیف با قابلیت فشردگی وجود دارد. یکی از این روش‌ها استفاده از ترانشه دانه‌ای زیر شالوده است. شکل ۷-۱۳

Scanned with CamScanner

شالوده‌ی نواری زبری را روی ترانشه‌ی دانه‌ای که درلایه‌ی خاک سست تا عمق کافی احداث شده، نشان می‌دهد. عرض ترانشه W و عرض شالوده B و عمق شالوده H است. عرض ترانشه W می‌تواند بزرگتر یا کوچکتر از B شود. پارامترهای خاک دانه‌ای درون ترانشه و لایه‌ی ضعیف به قرار زیر است:

	مصالح ترانشه	لایه‌ی خاک ضعیف
زاویه‌ی اصطکاک	ϕ'_1	ϕ'_2
چسبندگی	c'_1	c'_2
وزن مخصوص	γ_1	γ_2

مدهف و وینکار (۱۹۷۸) از سازوکار گسیختگی برشی عمومی در خاک زیر شالوده برای تحلیل ظرفیت باربری نهایی با استفاده از تحلیل حدی کرانه بالا استفاده نمودند (شکل ۷-۱۳). ناحیه گسیختگی در خاک را می‌توان به زیر ناحیه‌های زیر تقسیم نمود:

۱- ناحیه‌ی فعال (اکتیو) رانکین ABC با زاویه گوه‌ای ξ .

۲- ناحیه‌ی انتقال ترکیبی BCD با زاویه‌ی مرکزی θ_1. توجه شود که CD کمانی از اسپیرال لگاریتمی می‌باشد.

۳- ناحیه‌ی انتقالی BDF با زاویه‌ی مرکزی θ_2. DF کمانی از اسپیرال لگاریتمی است.

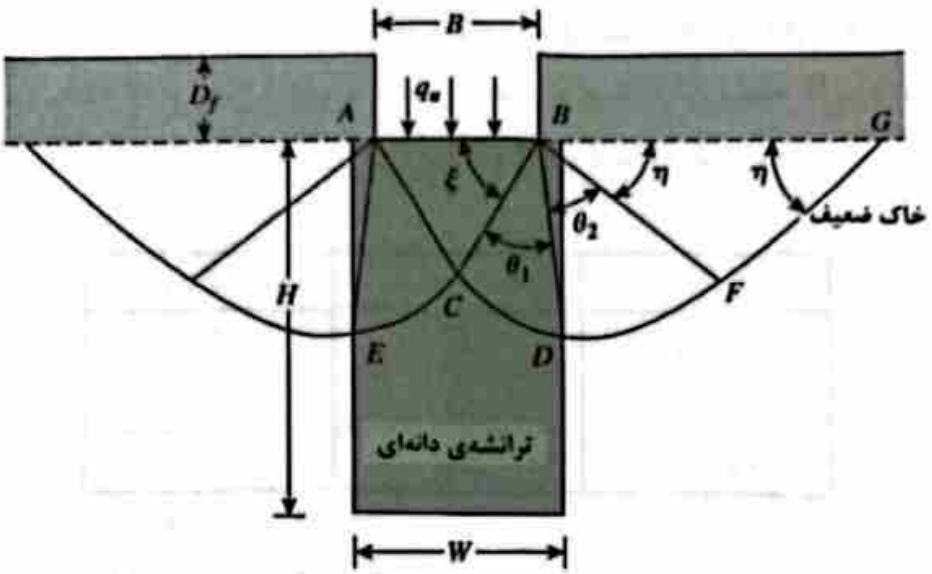
۴- ناحیه مقاوم (پاسیو) رانکین BFG.

توجه شود که θ_1 و θ_2 تابعی از ξ، η و W/B و ϕ_1 است. با استفاده از تحلیل حدی کرانه بالا، مدهف و وینکار (۱۹۷۸) ظرفیت باربری شالوده را با رابطه‌ی زیر تعریف نمودند:

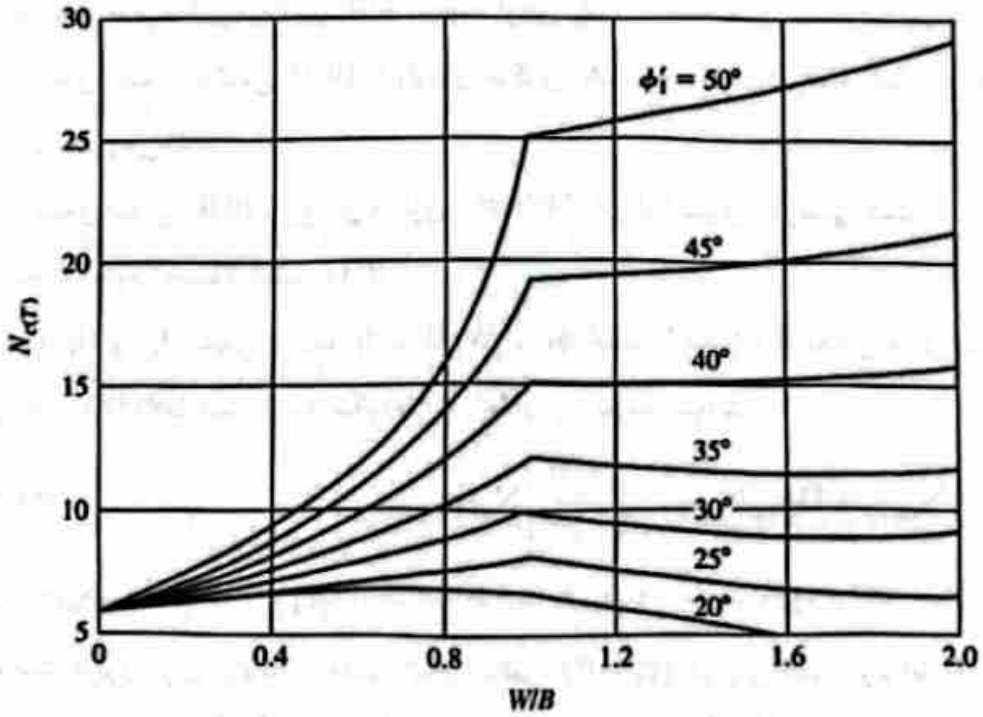
$$q_u = c'_2 N_{c(T)} + D_f \gamma_2 N_{q(T)} + \left(\frac{\gamma_2 B}{2}\right) N_{\gamma(T)} \qquad (۳۸-۷)$$

که در آن $N_{c(T)}$، $N_{q(T)}$ و $N_{\gamma(T)}$ ضرایب ظرفیت باربری در صورت وجود ترانشه است. تغییرات ضرایب ظرفیت باربری برای ترانشه با خاک دانه‌ای خالص $(c'_1 = 0)$ در رس اشباع نرم (با $\phi'_2 = 0$ و $c'_2 = c_u$) توسط مدهف و وینکار مطابق اشکال ۷-۱۴، ۷-۱۵ و ۷-۱۶ بدست آمدند. مقدار $N_{q(T)}$ درشکل ۷-۱۶ برای $\gamma_1/\gamma_2 = 1$ می‌باشد. در واقعیت ممکن است این نسبت برقرار نباشد، لیکن خطای حاصل بیش از ده درصد نیست.

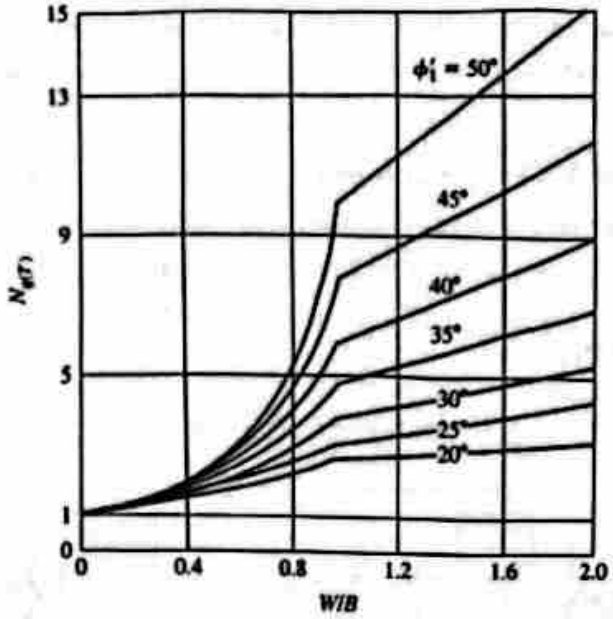
Scanned with CamScanner



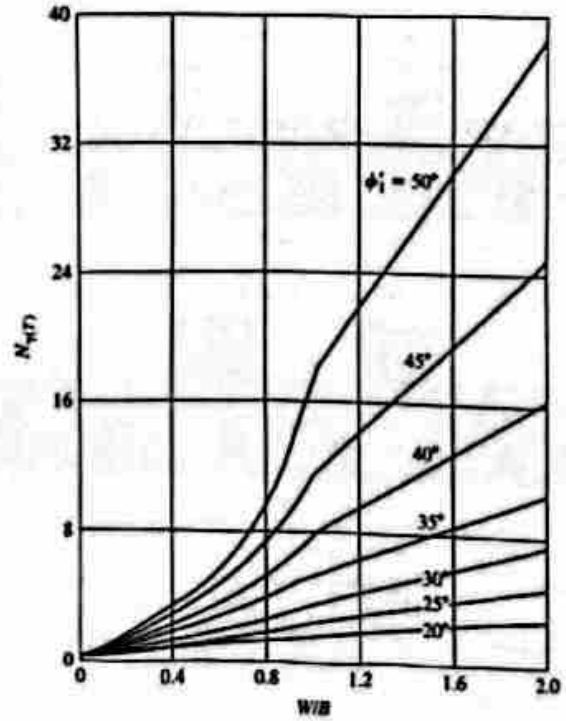
شکل ۷-۱۳- شالوده‌ی نواری زبر روی خاک ضعیف با ترانشه‌ی دانه‌ای



شکل ۷-۱۴- ضریب $N_{c(T)}$ ظرفیت باربری مدهف و ویتکار



شکل ۷-۱۵- ضریب $N_{\gamma(T)}$ ظرفیت باربری مدهف و ویتکار



شکل ۷-۱۶- ضریب $N_{\gamma(T)}$ ظرفیت باربری مدهف و ویتکار

۷-۷- شالوده‌های نزدیک به هم- تاثیر بر ظرفیت باربری نهایی

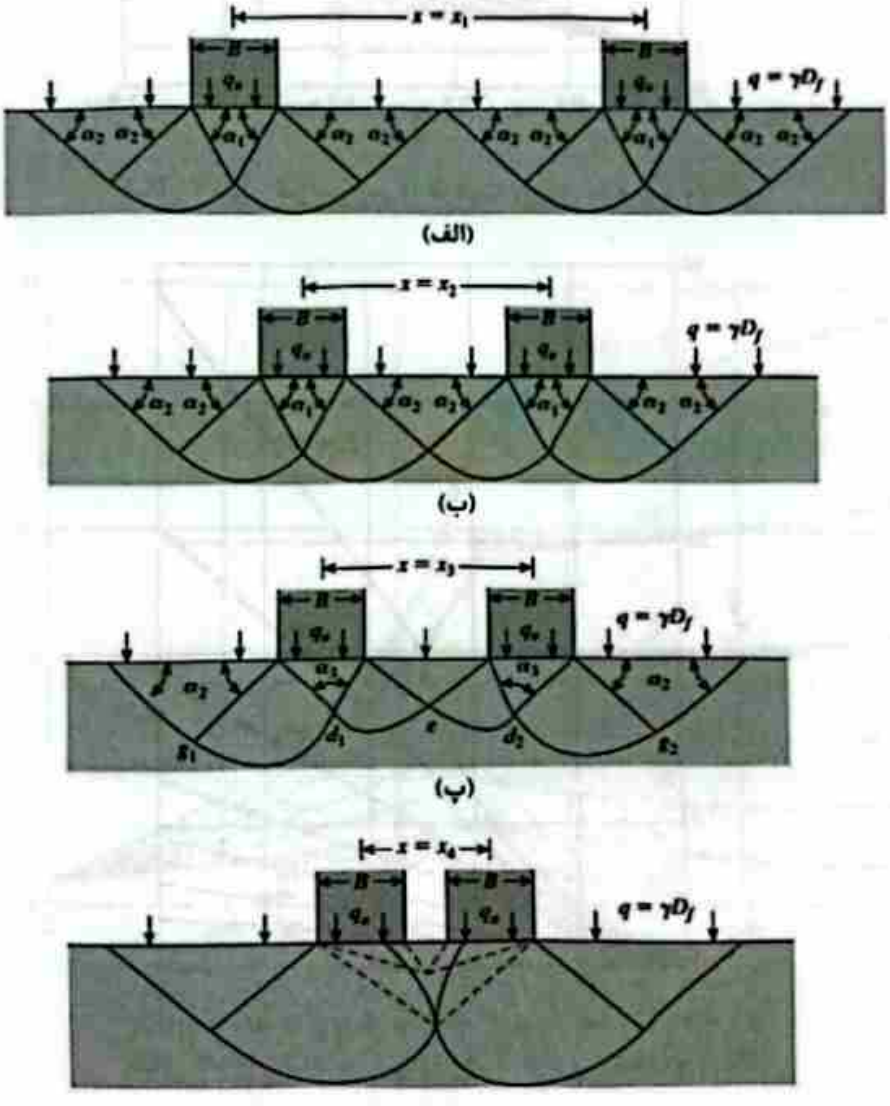
مطالب ارائه شده در فصل ششم مربوط به ظرفیت باربری نهایی شالوده‌های نواری به قدر کافی دور از یکدیگر بود، بطوریکه شالوده‌ها اثری بر ظرفیت باربری یکدیگر نداشتند. لیکن اگر شالوده‌ها نزدیک یکدیگر قرار گیرند، سطوح گسیختگی در زیر آنها می‌تواند بر همدیگر اثر گذاشته و ظرفیت باربری نهایی را کاهش

دهد. استورات (۱۹۶۲) این موضوع را برای خاک‌های دانه‌ای بطور نظری مورد بررسی قرار داد. او هندسه‌ی سطوح گسیختگی را مطابق نظریه‌ی ترزاقی فرض نمود (شکل ۶-۷). مطابق نظریه‌ی استورات یکی از حالات زیر می‌تواند رخ دهد (شکل ۷-۱۷):

حالت ۱ (شکل ۷-۱۷- الف) اگر فاصله مرکز به مرکز شالوده‌های نواری $x > x_1$ باشد، سطوح گسیختگی دو شالوده‌ی نواری همپوشانی نخواهند داشت. بنابراین ظرفیت باربری هر شالوده‌ی نواری می‌تواند به کمک رابطه‌ی ترزاقی بیان شود. برای شرایط $c' = 0$ داریم:

$$q_u = qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \qquad (۳۹-۷)$$

که در آنها N_q و N_γ ضرایب ظرفیت باربری ترزاقی هستند (جدول ۶-۱).



شکل ۷-۱۷- مفروضات سطوح گسیختگی در خاک دانه‌ای برای دو شالوده نواری زیر نزدیک به هم

$$\left(\alpha_1 = \phi', \alpha_2 = 45 - \frac{\phi'}{2},\ \alpha_3 = 180 - 2\phi'\right)$$

حالت ۲ (شکل ۷-۱۷- ب) اگر فاصله مرکز به مرکز دو شالوده‌ی نواری $(x = x_2 < x_1)$ باشد، بطوریکه ناحیه‌ی مقاوم رانکین بین دو شالوده همپوش شود، هنوز می‌توان مقدار q_u را از رابطه‌ی ۷-۳۹ تعیین نمود. لیکن نشست شالوده در ظرفیت باربری نهایی نسبت به حالتی که دو شالوده از یکدیگر دور هستند، افزایش پیدا می‌کند.

حالت ۳ (شکل ۷-۱۷- پ) در این حالت فاصله‌ی دو شالوده‌ی نواری $x = x_3 < x_2$ می‌باشد. توجه شود که گوه مثلثی در خاک زیر شالوده زاویه $180° - 2\phi'$ در نقاط d_1 و d_2 می‌سازد. بطور مشابه کمان مارپیچ لگاریتمی d_1g_1 و d_1e در نقطه‌ی d_1 به هم مماس هستند. بطور مشابه کمان مارپیچ لگاریتمی d_2g_2 و d_2e در نقطه‌ی d_2 به هم مماس هستند. برای این حالت ظرفیت باربری نهایی برای هر شالوده‌ی نواری برای حالت $c' = 0$ بصورت زیر در می‌آید:

$$q_u = qN_q\xi_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma\xi_\gamma \qquad (۴۰-۷)$$

که در آن ξ_γ, ξ_q نسبت‌های کارایی می‌باشند.

نسبت‌های کارایی تابعی از x/B و زاویه اصطکاک خاک ϕ' هستند. تغییرات نظری ξ_q و ξ_γ در شکل ۷-۱۸ ارائه شده است.

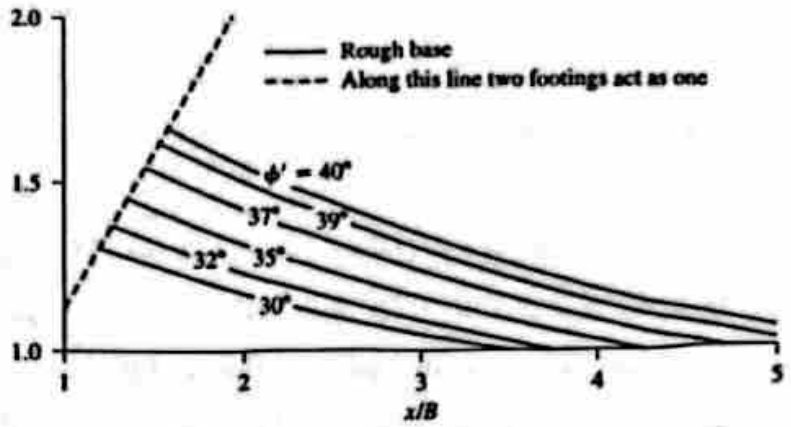
حالت ۴ (شکل ۷-۱۷- ت). اگر فاصله شالوده‌ها طوری کاهش یابد که $x = x_4 < x_3$ گردد، حالت بلوکی پیش می‌آید و دو شالوده بصورت شالوده‌ی تک رفتار می‌کنند. خاک بین دو شالوده مثل قوس وارونه‌ای عمل می‌کند که به همراه دو شالوده تحت بار وارده به سمت پایین حرکت می‌کند. اگر دو شالوده به هم بچسبند، این ناحیه‌ی قوسی نیز از بین می‌رود، و دو شالوده به شالوده‌ای تک به عرض 2B تبدیل می‌شود. ظرفیت باربری نهایی برای این حالت از رابطه‌ی ۷-۳۹ به دست می‌آید که در آن 2B جانشین B شده است.

ظرفیت باربری نهایی دو شالوده‌ی نواری که فاصله‌ی نزدیکی نسبت به هم دارند، افزایش می‌یابد، چون نسبت کارایی بزرگتر از ۱ می‌شود، لیکن وقتی دو شالوده‌ی نزدیک به هم تحت بار وارد بر واحد سطح یکسانی قرار می‌گیرند، نشست S_e نسبت به حالت شالوده‌ی تک افزایش می‌یابد.

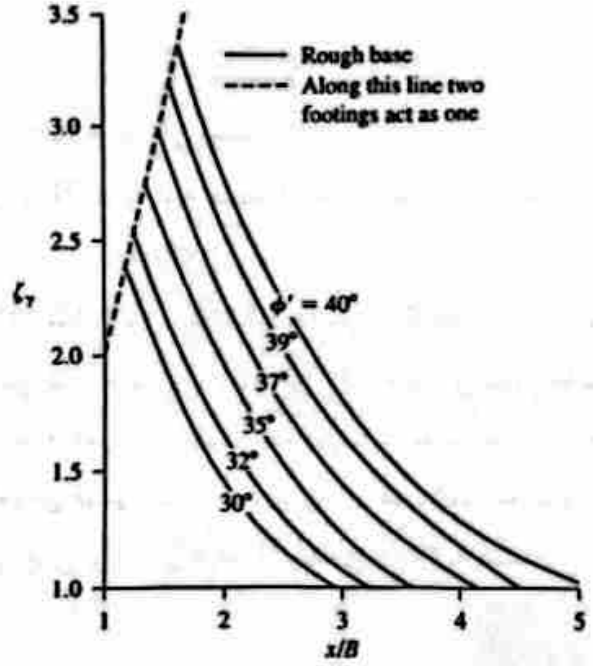
۷-۸- ظرفیت باربری نهایی شالوده‌ی واقع بر بالای شیروانی

در مواقعی شالوده‌های سطحی در مجاورت شیروانی خاک قرار می‌گیرد. در شکل ۷-۱۹ ارتفاع شیروانی H و شیب شیروانی با افق β می‌باشد. لبه‌ی شالوده در فاصله‌ی b از بالای شیروانی قرار دارد. در بار نهایی q_u سطح گسیختگی مطابق شکل خواهد بود.

Scanned with CamScanner



(الف)



(ب)

شکل ۷-۱۸- تغییرات نسبت‌های کارایی با X/B و ϕ'

مایرهوف (۱۹۵۷) رابطه‌ی زیر را برای ظرفیت باربری نهایی شالوده‌های نواری توسعه داد:

$$q_u = c'N_{cq} + \frac{1}{2}\gamma B N_{\gamma q} \qquad (۴۱-۷)$$

برای خاک‌های دانه‌ای خالص با $c' = 0$ داریم:

$$q_u = \frac{1}{2}\gamma B N_{\gamma q} \qquad (۴۲-۷)$$

برای خاک‌های چسبنده‌ی خالص با $\phi = 0$ (شرایط زهکشی نشده)، داریم:

$$q_u = c_u N_{cq} \qquad (۴۳-۷)$$

که در آن c_u چسبندگی زهکشی نشده است.

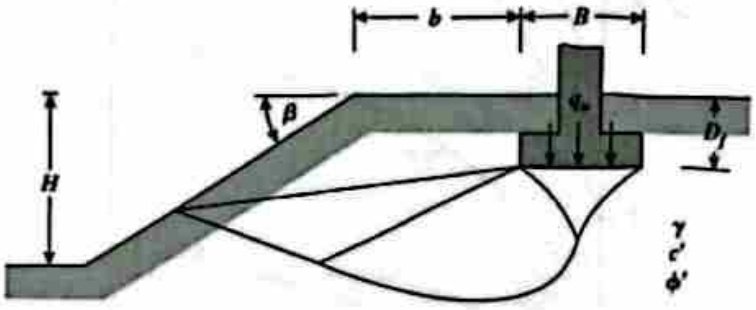
تغییرات $N_{\gamma q}$ و N_{cq} در روابط ۷-۴۲ و ۷-۴۳ به ترتیب در اشکال ۷-۲۰ و ۷-۲۱ نمایش داده شده است. در استفاده از N_{cq} دررابطه‌ی ۷-۴۳ که مقدار آن از شکل ۷-۲۱ به دست می‌آید، نکات زیر باید مورد توجه قرار گیرد:

۱- جمله زیر عدد پایداری تعریف می‌شود:

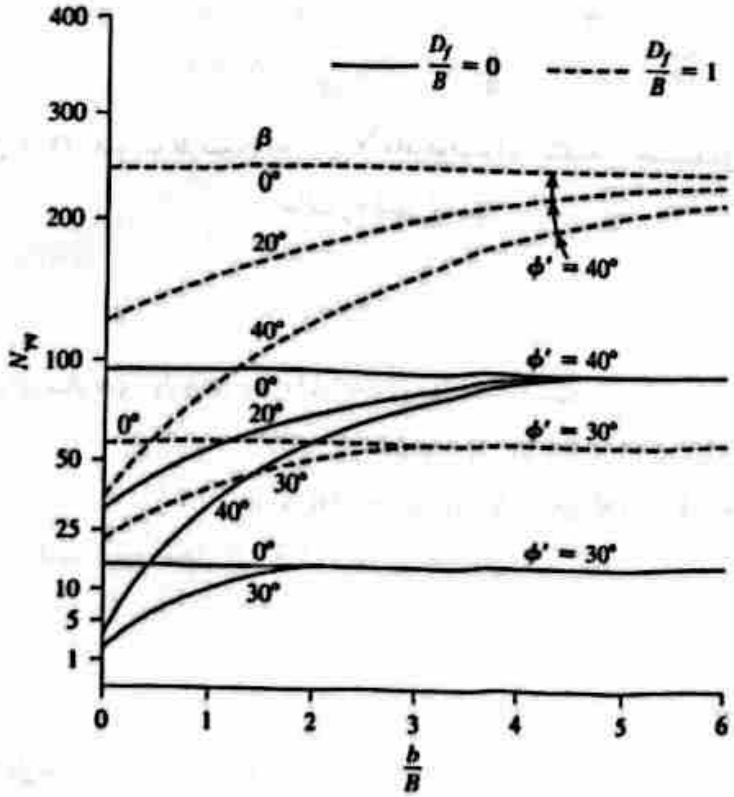
$$N_s = \frac{\gamma H}{c_u} \qquad (۴۴-۷)$$

۲- اگر $B < H$ باشد از منحنی مربوط به $N_s = 0$ استفاده شود.

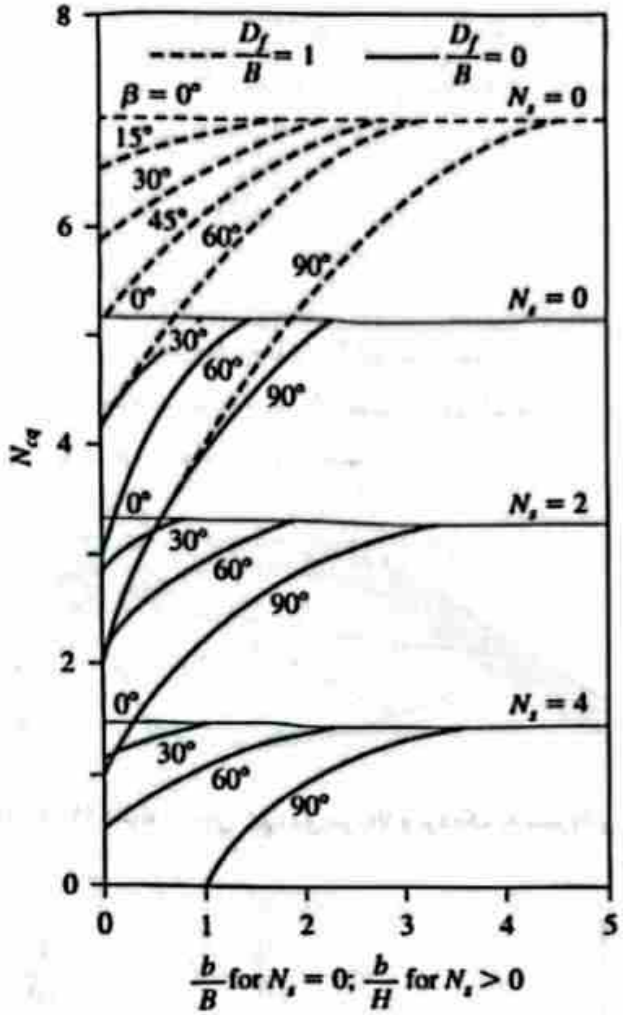
۳- اگر $B \geq H$ باشد، از منحنی مربوط به N_s محاسبه شده، استفاده کنید.



شکل ۷-۱۹- فونداسیون کم‌عمق در بالا و نزدیک به شیروانی خاک



شکل ۷-۲۰- ضریب ظرفیت باربری $N_{\gamma q}$ مایرهوف برای خاک دانه‌ای $(c' = 0)$



شکل ۷-۲۱- ضریب ظرفیت باربری N_{cq} مایرهوف برای خاک‌های چسبنده‌ی خالص (حالت زهکشی نشده)

مثال ۷-۸

در شکل ۷-۱۹ برای شالوده‌ی نواری در رس، اطلاعات زیر در دست است:

$B=1.2\,m\ ,\ D_f=1.2\,m\ ;\ b=0.8\,m\ ;\ H=6.2\,m\ ,\ \beta=30°$

وزن مخصوص خاک $=17.5\,kN/m^3\ ,\ \phi=0\ ;\ c_u=50\,kN/m^2$

مطلوبست تعیین ظرفیت باربری مجاز کلی خاک با ضریب اطمینان ۴

حل:

$B<H \Rightarrow N_s=0$

از رابطه‌ی ۷-۴۳ داریم:

$$q_u=c_u N_{cq}$$

داریم:

$$\frac{D_f}{B}=\frac{1.2}{1.2}=1$$

و

$$\frac{b}{B}=\frac{0.8}{1.2}=0.67$$

$$\beta=30^\circ\ ,\ D_f/B=1\ ,\ b/B=0.67 \Rightarrow \text{(شکل ۷-۲۱)}\ N_{cq}=6.3$$

بنابراین:

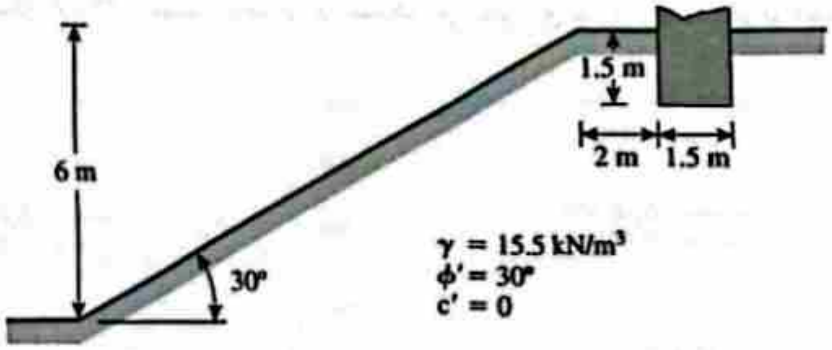
$$q_u=(50)(6.3)=315\ kN/m^2$$

و

$$q_{all}=\frac{q_u}{FS}=\frac{315}{4}=78.8\ kN/m^2$$

مثال ۷-۹

برای شالوده‌ی نواری نشان داده شده در شکل، مطلوبست تعیین ظرفیت باربری نهایی.



شکل ۷-۲۲- شالوده روی شیروانی دانه‌ای

حل:

برای خاک دانه‌ای از رابطه‌ی ۷-۴۲ داریم:

$$q_u=\frac{1}{2}\gamma B N_{\gamma q}$$

$$b/B=2/1.5=1.33\ ,\ D_f/B=1.5/1.5=1\ ,\ \phi'=30^\circ\ ,\ \beta=30^\circ$$

$$\text{(شکل ۷-۲۰)} \Rightarrow N_{\gamma q}\approx 41$$

بنابراین

$$q_u=\frac{1}{2}(15.5)(1.5)(41)=476.6\ kN/m^2$$

Scanned with CamScanner

۷-۹- ظرفیت باربری شالوده‌ی مستقر بر شیب

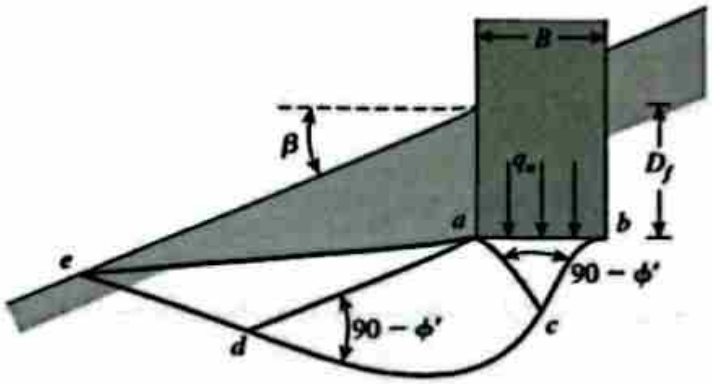
شکل ۷-۲۳، طبیعت ناحیه‌ی پلاستیک توسعه یافته زیر شالوده‌ی نواری زبر به عرض B مستقر بر شیب را نشان می‌دهد. در شکل ۷-۲۳، abc ناحیه‌ی الاستیک، acd ناحیه‌ی برشی شعاعی و ade ناحیه‌ی برشی مختلط است. بر پایه حل مایرهوف (۱۹۵۷)، ظرفیت باربری نهایی مطابق روابط زیر تعریف می‌شود:

$$q_u = c_u N_{cqs} \quad (\phi = 0\text{، خاک چسبنده خالص}) \qquad (۴۵-۷)$$

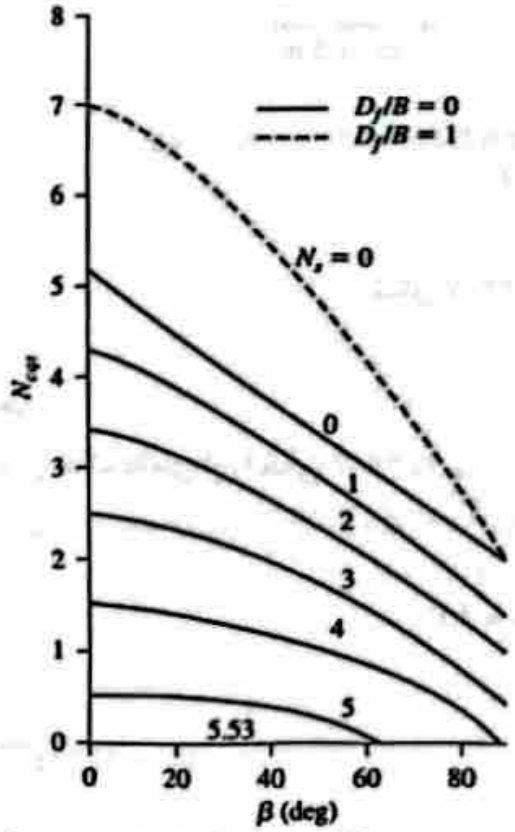
و

$$q_u = \frac{1}{2}\gamma N_{\gamma qs} \quad (c' = 0\text{، خاک دانه‌ای}) \qquad (۴۶-۷)$$

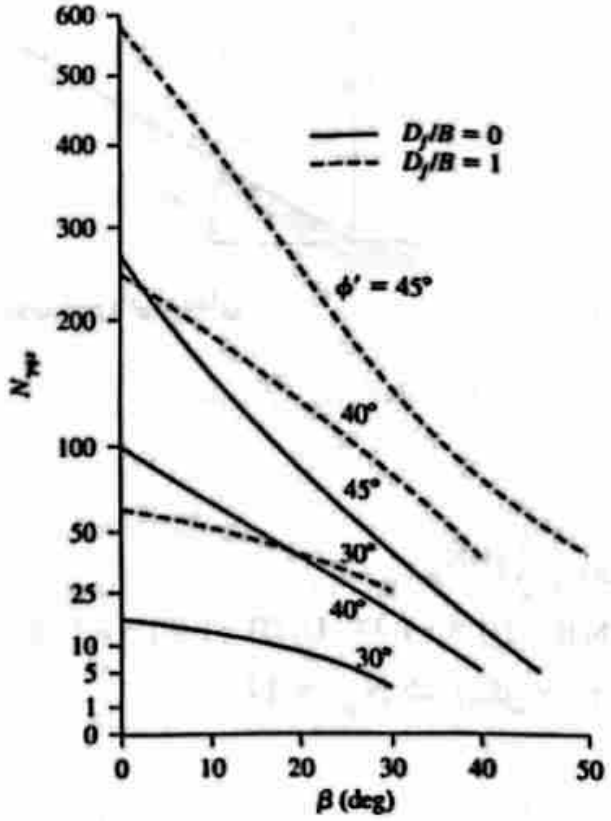
تغییرات N_{cq} و $N_{\gamma qs}$ برحسب شیب β در شکل‌های ۷-۲۴ و ۷-۲۵ نشان داده شده است.



شکل ۷-۲۳- طبیعت ناحیه‌ی پلاستیک زیر شالوده‌ی نواری زبر مستقر بر شیب



شکل ۷-۲۴- تغییرات N_{cqs} برحسب β $\left(N_s = \gamma H/c_u\right)$



شکل ۷-۲۵- تغییرات $N_{\gamma qs}$ برحسب β

Scanned with CamScanner

۷-۱۰- ظرفیت باربری لرزه‌ای و نشست در خاک دانه‌ای

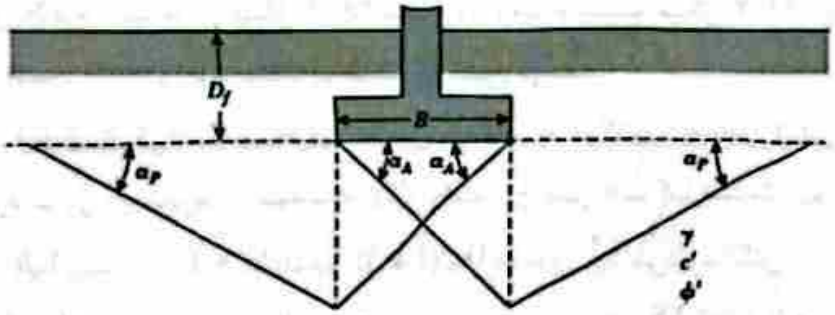
امکان گسیختگی شالوده‌های سطحی در هنگام زلزله وجود دارد، لیکن مقالات موجود در این زمینه بسیار نادر هستند. ریچاردز و همکاران (۱۹۹۳) نظریه‌ای درخصوص ظرفیت باربری نهایی در هنگام زلزله ارائه دادند که در این بخش مورد توجه قرار می‌گیرد. لازم به ذکر است که این نظریه بطور میدانی صحه‌گذاری نشده است.

شکل ۷-۲۶ طبیعت گسیختگی خاک را در تحلیل استاتیکی نشان می‌دهد. بطور مشابه خطوط گسیختگی فرضی در حالت زلزله در شکل ۷-۲۷ به نمایش درآمده است. در اشکال ۷-۲۶ و ۷-۲۷ داریم:

α_A و α_{AE} = زاویه تمایل برای شرایط فشار فعال (اکتیو)

α_P و α_{PE} = زاویه تمایل برای شرایط فشار مقاوم (پاسیو)

طبق این نظریه، ظرفیت باربری نهایی برای شالوده‌ی نواری در خاک دانه‌ای برابر است:



شکل ۷-۲۶- خطوط گسیختگی برای تحلیل ظرفیت باربری استاتیک

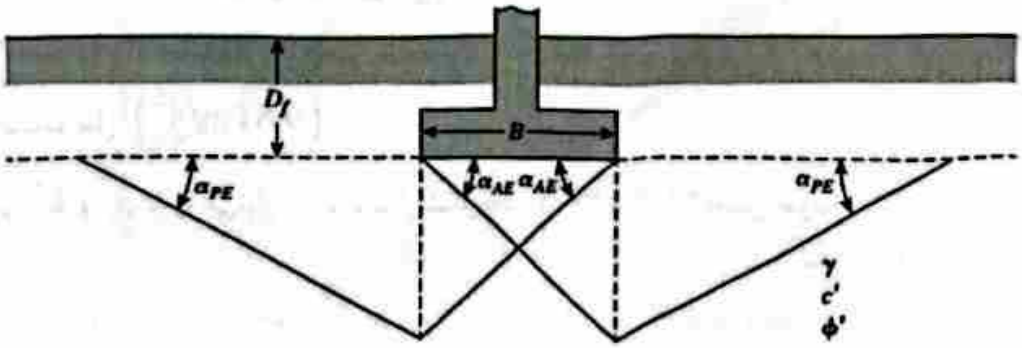
شرایط استاتیکی: $q_u = qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$ (۴۷-۷)

شرایط لرزه‌ای: $q_{uE} = qN_{qE} + \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma E}$ (۴۸-۷)

که در آن:

ضرایب ظرفیت باربری = $N_q, N_\gamma, N_{qE}, N_{\gamma E}$

$q = \gamma D_f$



شکل ۷-۲۷- سطح گسیختگی در خاک برای ظرفیت باربری نهایی لرزه‌ای

Scanned with CamScanner

توجه شود:

$$N_q \text{ و } N_\gamma = f(\phi')$$

و

$$N_{qE} \text{ و } N_{\gamma E} = f(\phi', \tan\theta)$$

که در آن:

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1-k_v}$$

k_h = ضریب شتاب مولفه‌ی افقی زلزله

k_v = ضریب شتاب مولفه‌ی قائم زلزله

تغییرات N_q و N_γ برحسب ϕ' در شکل ۷-۲۸ نشان داده شده است. شکل ۷-۲۹ تغییرات $N_{\gamma E}/N_\gamma$ و N_{qE}/N_q را بر حسب $\tan\theta$ و زاویه اصطکاک خاک ϕ' نشان می‌دهد.

برای شرایط استاتیکی، شکست ظرفیت باربری می‌تواند به حرکت رو به پایین اساسی ناگهانی شالوده شود. لیکن ظرفیت باربری مربوط به نشست در زلزله وقتی رخ می‌دهد که نسبت $k_h/(1-k_v)$ به مقدار بحرانی $k_h/(1-k_v)^*$ برسد. اگر $k_v = 0$ باشد، $(k_h/(1-k_v))^*$ مساوی k_h^* می‌شود. شکل ۷-۳۰ تغییرات k_h^* را برای خاک‌های دانه‌ای (با $c' = 0$ و $k_v = 0$) برحسب ضریب اطمینان FS که بر ظرفیت نهایی اعمال می‌شود (رابطه‌ی ۷-۴۷)، و ϕ' و D_f/B نشان می‌دهد.

میزان نشست شالوده‌ی نواری به علت زمین‌لرزه (S_{Eq}) را می‌توان از رابطه‌ی زیر تعیین نمود (ریچاردز ۱۹۹۳):

$$S_{Eq}(m) = 0.174\frac{V^2}{Ag}\left|\frac{k_h^*}{A}\right|^{-4}\tan\alpha_{AE} \qquad (۴۹-۷)$$

که در آن:

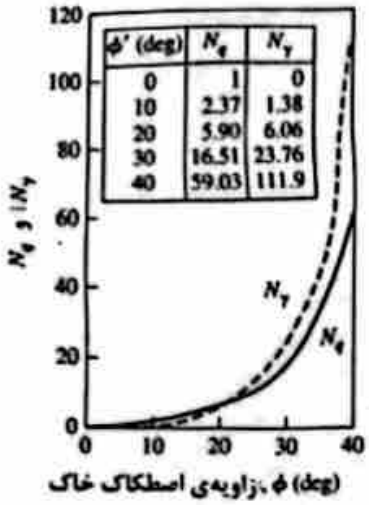
V = سرعت حداکثر برای زلزله‌ی طرح (m/s)

A = ضریب شتاب برای زلزله‌ی طرح

g = شتاب ثقل $\left(9.81 m/s^2\right)$

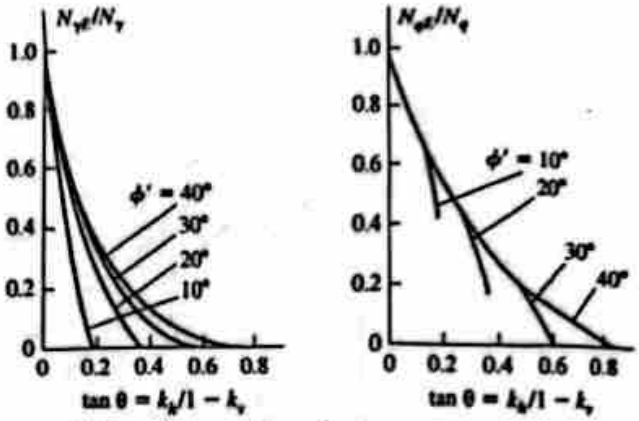
مقادیر k_h^* و α_{AE} را می‌توان به ترتیب از شکل‌های ۷-۳۰ و ۷-۳۱ تعیین نمود.

Scanned with CamScanner

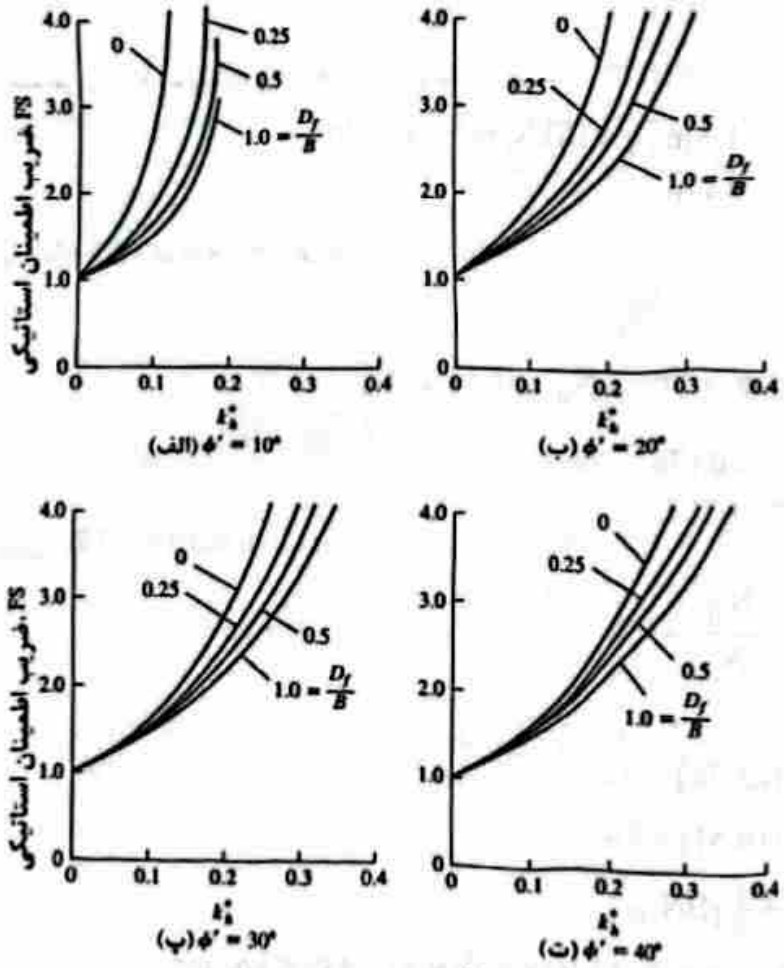


ϕ' (deg)	N_q	N_γ
0	1	0
10	2.37	1.38
20	5.90	6.06
30	16.51	23.76
40	59.03	111.9

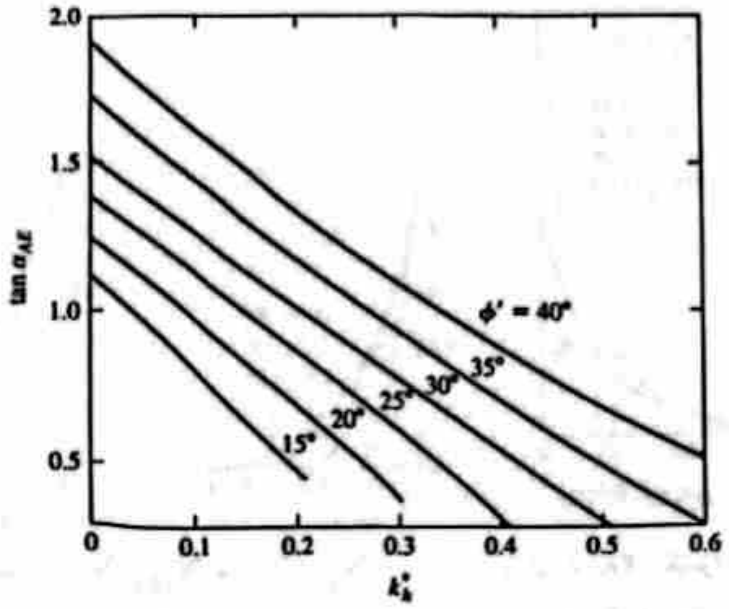
شکل ۷-۲۸- تغییرات N_γ و N_q برای سطح گسیختگی مفروض در شکل ۷-۲۶



شکل ۷-۲۹- تغییرات N_{qE}/N_q و $N_{\gamma E}/N_\gamma$ (ریچاردز و همکاران)



شکل ۷-۳۰- شتاب بحرانی k_h^* برای حالت $c = 0$ (ریچاردز و همکاران)



شکل۷-۳۱- تغییرات $\tan\alpha_{AE}$ برحسب k_h^* و زاویه اصطکاک ϕ' (ریچاردز و همکاران)

مثال ۷-۱۰

شالوده‌ی نواری مستقر بر خاک ماسه‌ای با داده‌های زیر در دست است:

$$B = 2\,m\ ,\ D_f = 1.5\,m\ ,\ \gamma = 18\,kN/m^3\ ,\ \phi' = 30°$$
$$k_v = 0\ ,\ k_h = 0.176$$

مطلوبست تعیین ظرفیت باربری نهایی کلی q_{uE}.

حل:

$$\phi' = 30° \Rightarrow N_q = 16.51\ ,\ N_\gamma = 23.76 \quad \text{(شکل ۷-۲۸)}$$

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1-k_v} = 0.176$$

از شکل ۷-۲۹ برای $\tan\theta = 0.176$ داریم:

$$\frac{N_{\gamma E}}{N_\gamma} = 0.4\ ,\ \frac{N_{qE}}{N_q} = 0.6$$

بنابراین:

$$N_{\gamma E} = (0.4)(23.76) = 9.5$$
$$N_{qE} = (0.6)(16.51) = 9.91$$
$$q_{uE} = qN_{qE} + \tfrac{1}{2}\gamma BN_{\gamma E}$$
$$= (1.5\times 18)(9.91) + \left(\tfrac{1}{2}\right)(18)(2)(9.5) = 438.6\ kN/m^2$$

Scanned with CamScanner

مثال ۷-۱۱

با مراجعه به مثال ۷-۱۰، اگر برای زلزله‌ی طرح، $V = 0.4\,m/s$ و $A = 0.32$ باشد، مطلوبست محاسبه‌ی نشست لرزه‌ای شالوده. از $FS = 3$ برای تعیین ظرفیت باربری مجاز استفاده کنید.

حل:

برای شالوده:

$$\frac{D_f}{B} = \frac{1.5}{2} = 0.75$$

$$\phi' = 30°, FS = 3 \text{ , } D_f/B = 0.75, \Rightarrow k_h^* = 0.26 \quad \text{(شکل ۷-۳۰-ب)}$$

$$k_h^* = 0.26 \text{ , } \phi' = 30° \Rightarrow \tan\alpha_{AE} = 0.88 \quad \text{(شکل ۷-۳۱)}$$

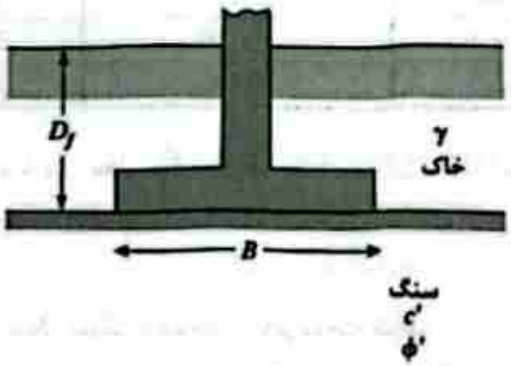
از رابطه‌ی ۷-۴۹:

$$S_{Eq} = 0.174\left|\frac{k_h^*}{A}\right|^{-4}\tan\alpha_{AE}\left(\frac{V^2}{Ag}\right)$$

$$= 0.174\frac{(0.4)^2}{(0.32)(9.81)}\left(\frac{0.26}{0.32}\right)^{-4}(0.88) = 0.0179m = 17.9mm$$

۷-۱۱- شالوده‌ی مستقر بر سنگ

مطابق شکل ۷-۳۲، گاهی مواقع شالوده روی پی سنگی استقرار می‌یابد. برای تعیین ظرفیت باربری پی سنگی می‌توان از روابط ترزاقی استفاده نمود.



شکل ۷-۳۲- شالوده مستقر بر سنگ

ضرایب ظرفیت باربری در این حالت از روابط زیر به دست می‌آیند (باول ۱۹۶۶، استگ و زینکوویچ ۱۹۶۸):

$$N_c = 5\tan^4\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (۵۰-۷)$$

$$N_q = \tan^6\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (۵۱-۷)$$

$$N_\gamma = N_q + 1 \quad (۵۲-۷)$$

Scanned with CamScanner

در آزمایش فشاری محدود نشده (آزمایش فشار تک‌محوری در مکانیک سنگ)، روی نمونه‌ی خشک سنگ که در آن $\sigma'_3 = 0$ و $\sigma'_1 = q_{uc}$ می‌باشد، خواهیم داشت:

$$q_{uc} = 2c' \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \qquad (۵۳-۷)$$

که در آن:

q_{uc} = مقاومت فشاری محدود نشده یا تک‌محوری سنگ

ϕ' = زاویه اصطکاک

در جدول ۷-۴ مقادیر q_{uc} و ϕ' برای بعضی از انواع سنگ‌ها ارائه شده است. لازم به ذکر است این مقادیر و هم‌چنین مقادیر به دست آمده در آزمایشگاه برای سنگ‌های سالم و بی‌عیب و بدون درزه است. در عمل سنگ‌ها دارای درزه و شکاف هستند که میزان آنها در سنگ‌ها برحسب شاخص کیفیت سنگ RQD می‌باشد. برای منظور کردن اثر ناپیوستگی سنگ‌ها، باول (۱۹۶۶) رابطه‌ی ظرفیت باربری اصلاح شده را بصورت زیر توصیه می‌کند:

$$q_{u(modified)} = q_u (RQD)^2 \qquad (۵۴-۷)$$

RQD= شاخص کیفیت سنگ

جدول ۷-۴- مقادیر مقاومت فشاری محدود نشده (تک‌محوری) سنگ‌ها

نوع سنگ	q_{uc} (مگاپاسکال) - N/mm^2	ϕ' (deg)
گرانیت	65-250	45-55
سنگ آهک	30-150	35-45
ماسه سنگ	25-130	30-45
شیل	5-40	15-30

در هر حال، حد بالای ظرفیت باربری مجاز، f'_c (مقاومت مشخصه) بتن شالوده است.

مثال ۷-۱۲

قرار است شالوده مربعی روی سنگ سیلت با مشخصات زیر ساخته شود:

شالوده : $B \times B = 2.5\,m \times 2.5\,m$

$D_f = 2\,m$

خاک : $\gamma = 17\ kN/m^3$

سنگ سیلت : $c' = 32 \times 10^3\ kN/m^2$

$\phi' = 31°$

$\gamma = 25\ kN/m^3$

$RQD = 50\%$

Scanned with CamScanner

مطلوبست تعیین ظرفیت باربری مجاز با $FS = 4$. مقاومت مشخصه بتن شالوده $f'_c = 30\ N/mm^2$ می‌باشد.

حل:

از رابطه‌ی ۶-۱۲ داریم:

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

$$N_c = 5\tan^4\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) = 5\tan^4\left(45 + \frac{31}{2}\right) = 48.8$$

$$N_q = \tan^6\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) = \tan^6\left(45 + \frac{31}{2}\right) = 30.5$$

$$N_\gamma = N_q + 1 = 30.5 + 1 = 31.5$$

که در آن:

$$q_u = (1.3)\left(32\times10^3\ kN/m^2\right)(48.8) + (17\times2)(30.5) + (0.4)(25)(2.5)(31.5)$$

$$= 2030.08\times10^3 + 1.037\times10^3 + 0.788\times10^3$$

$$= 2031.9\times10^3\ kN/m^2 \approx 2032\ N/mm^2$$

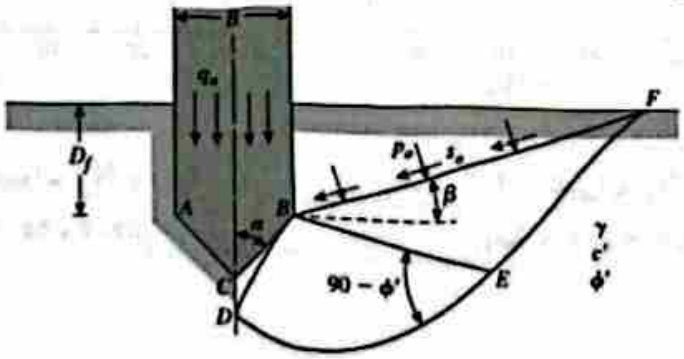
$$q_{u(modified)} = q_u(RQD)^2 = (2032)(0.5)^2 = 508\ N/mm^2$$

$$q_{all} = \frac{508}{4} = 127\ N/mm^2$$

چون $127\ N/mm^2$ بزرگتر از f'_c می‌باشد مقدار $q_{all} = 30\ N/mm^2$ می‌شود.

۷-۱۲- ظرفیت باربری شالوده‌های گوه‌ای

شکل ۷-۳۳ شالوده‌ی گوه‌ای نوک‌کند زبری را همراه با سطوح گسیختگی خاک در ظرفیت باربری نهایی، نشان می‌دهد. مایرهوف (۱۹۶۱) نظریه ظرفیت باربری نهایی چنین حالتی را برای شالوده نواری ارائه داد. در این شکل P_o و S_o به ترتیب تنش عمودی و برشی روی سطح گسیختگی BF می‌باشند که با افق زاویه‌ی β را می‌سازد.



شکل ۷-۳۳- سطح گسیختگی برای شالوده‌ی گوه‌ای (یا مخروطی) نوک کند زبر در بار نهایی

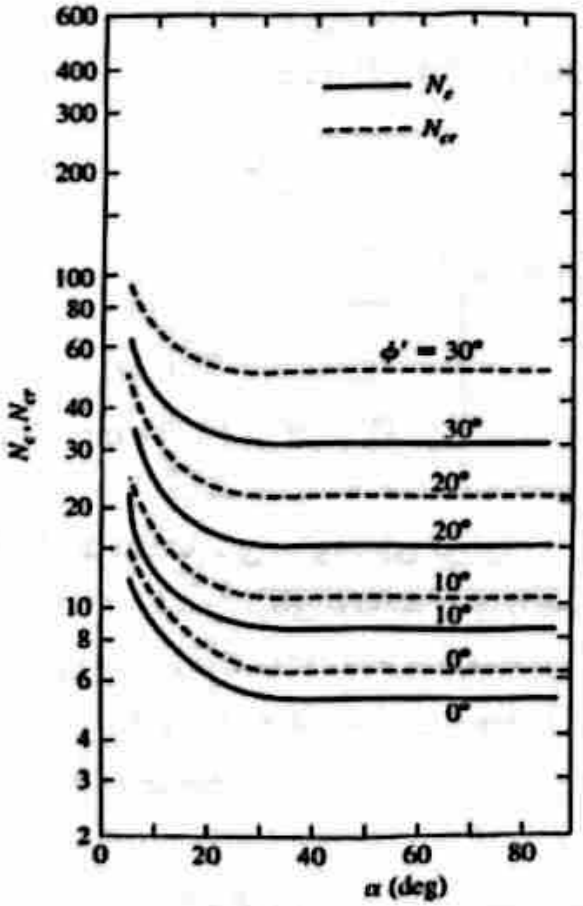
مایرهوف ظرفیت باربری نهایی، q_u، برای شالوده‌ی گوه‌ای را به صورت زیر پیشنهاد نمود:

$$q_u = c'N_c + p_o N_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \quad \text{(برای شالوده‌ی گوه‌ای)} \qquad (۵۵-۷)$$

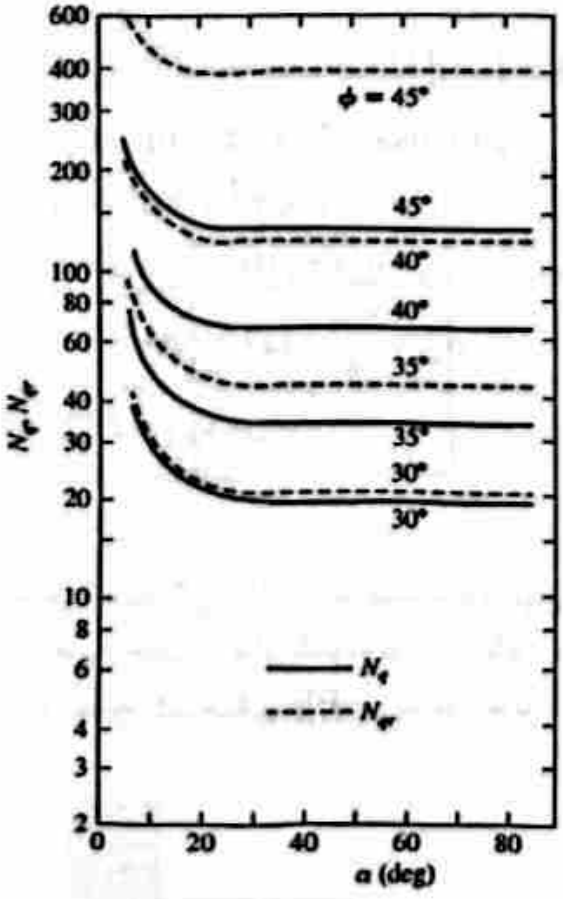
که در آن N_c، N_q و N_γ، ضرایب ظرفیت باربری بصورت تابعی از β و ϕ' می‌باشند.
برای $D_f/B \leq 1$، مقدار p_o را می‌توان مساوی γD_f در نظر گرفت. بنابراین:

$$q_u = c'N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \quad (\text{برای } D_f/B \leq 1) \qquad (۵۶-۷)$$

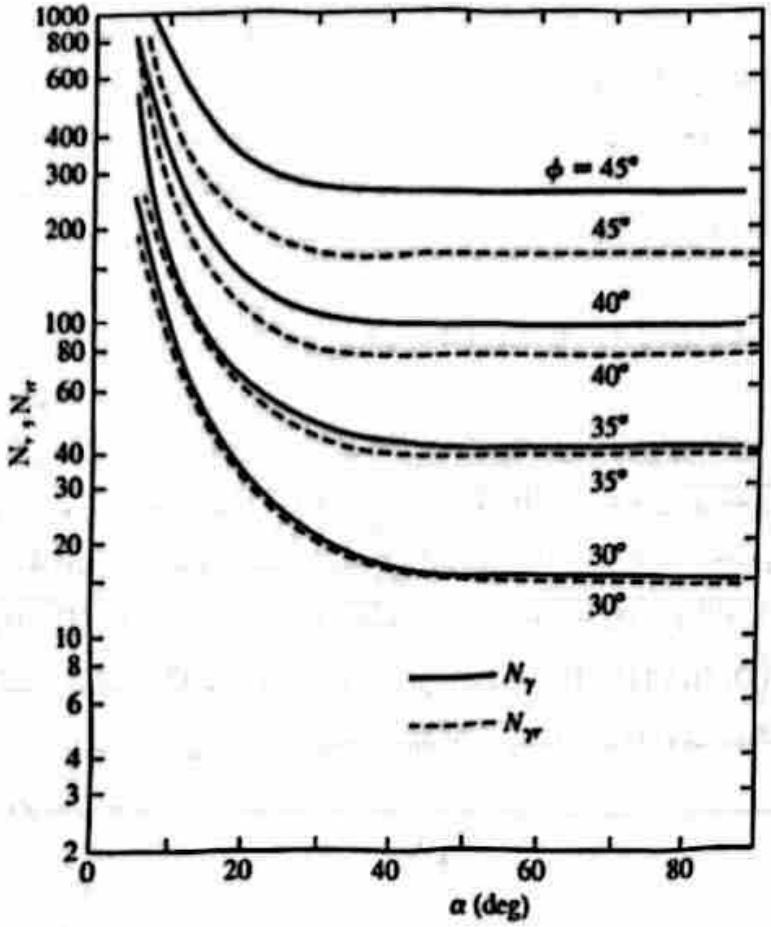
در اشکال ۷-۳۴، ۷-۳۵ و ۷-۳۶، تغییرات N_c، N_q و N_γ، برحسب α و ϕ' نشان داده شده است.



شکل ۷-۳۴- تغییرات N_c و N_{cr}
(روابط ۷-۵۵ و ۷-۵۷)



شکل ۷-۳۵- تغییرات N_q و N_{qr}
(روابط ۷-۵۵ و ۷-۵۷)



شکل ۷-۳۶- تغییرات N_γ و $N_{\gamma r}$ (روابط ۷-۵۵ و ۷-۵۷)

رابطه‌ی ۷-۵۶ را می‌توان برای تعیین ظرفیت باربری نهایی شالوده‌ی استوانه‌ای با نوک مخروطی کند زبر اصلاح نمود. برای این حالت داریم: $(D_f/B \le 1)$

$$q_u = c'N_{cr} + \gamma D_f N_{qr} + \frac{1}{2}\gamma B N_{\gamma r} \quad \text{(برای شالوده‌ی مخروطی)} \qquad (۵۷-۷)$$

که در آن N_{cr}، N_{qr} و $N_{\gamma r}$ ضرایب ظرفیت باربری می‌باشند که تغییرات آنها در اشکال ۷-۳۴ تا ۷-۳۶ ارائه شده است.

۷-۱۳- ظرفیت برکَنش (کششی) شالوده‌ها

در بعضی از حالات خاص، شالوده‌ها می‌توانند تحت نیروی برکنش قرار گیرند. ظرفیت کششی شالوده‌های سطحی در دو حالت خاک‌های دانه‌ای و چسبنده مورد توجه قرار می‌گیرد.

شالوده در خاک‌های دانه‌ای $(c' = 0)$

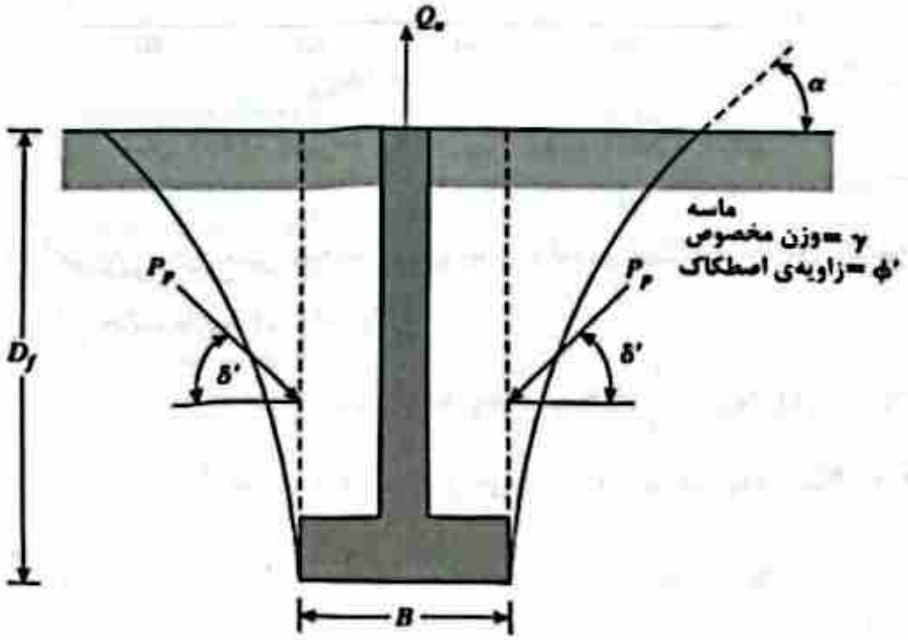
شکل ۷-۳۷ شالوده‌ی سطحی نواری را نشان می‌دهد که تحت نیروی برکنش (کششی) است. سطح گسیختگی در بار کششی نهایی مطابق شکل است. بار کششی نهایی را می‌توان بصورت ضریب گسیختگی بدون بعد F_q مطابق رابطه‌ی زیر نشان داد:

$$F_q = \frac{Q_u}{A\gamma D_f} \qquad (۵۸-۷)$$

که در آن:

A = مساحت شالوده

ضریب گسیختگی تابعی از زاویه‌ی اصطکاک ϕ' خاک و D_f/B می‌باشد. برای خاکی با زاویه اصطکاک معلوم، F_q با افزایش D_f/B تا مقدار حداکثر $D_f/B = (D_f/B)_{cr}$ افزایش می‌یابد و بعد از آن ثابت می‌ماند. برای شالوده‌ی تحت نیروی کششی برای $D_f/B \le (D_f/B)_{cr}$، شالوده سطحی فرض می‌شود. وقتی که $D_f/B > (D_f/B)_{cr}$ باشد، شالوده عمیق فرض می‌شود. مایرهوف و آدامز (۱۹۶۸)، رابطه‌ای برای ظرفیت کششی نهایی Q_u برای شالوده‌های سطحی (یعنی $D_f/B \le (D_f/B)_{cr}$) با مقطع دایره و مربع ارائه دادند. با استفاده از این روابط و رابطه‌ی ۷-۵۸، داس و سیلی (۱۹۷۵) ضریب گسیختگی F_q را به شکل روابط زیر بیان کردند:



شکل ۷-۳۷- شالوده‌ی سطحی نواری تحت نیروی برکنش (کششی)

$$F_q = 1 + 2\left[1 + m\left(\frac{D_f}{B}\right)\right]\left(\frac{D_f}{B}\right)K_u \tan\phi' \qquad (۵۹-۷)$$

(برای شالوده‌های سطحی دایره و مربعی)

---

1 - Breakout

$$F_q = 1 + \left\{\left[1 + 2m\left(\frac{D_f}{B}\right)\right]\left(\frac{B}{L}\right) + 1\right\}\left(\frac{D_f}{B}\right)K_u \tan\phi' \qquad (۶۰-۷)$$

(برای شالوده‌ی سطحی مستطیلی)

که در آن:

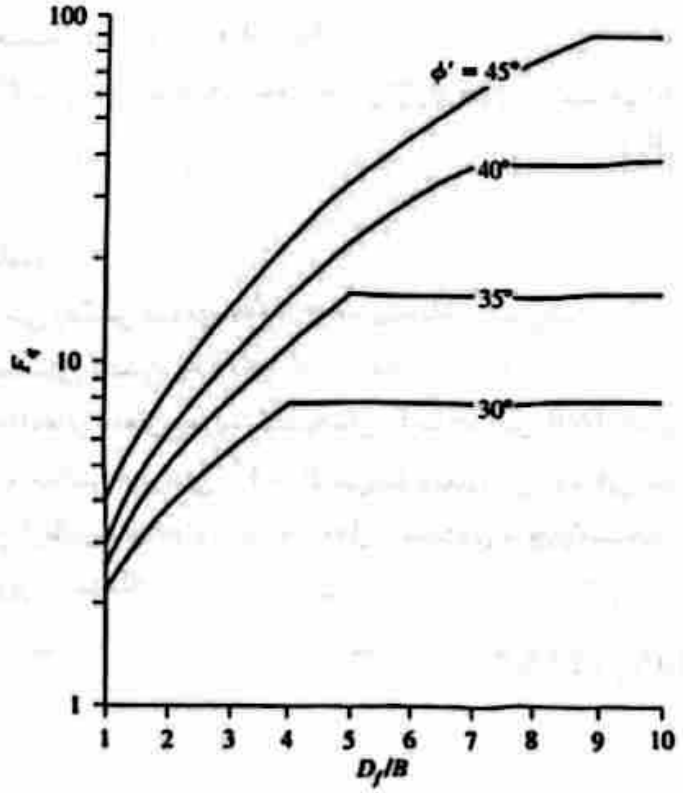
m = ضریبی که تابعی از ϕ' است.

K_u = ضریب کششی اسمی

در جدول ۷-۵، تغییرات K_u، m و $(D_f/B)_{cr}$ برای شالوده‌های مربع و دایره ارائه شده است (مایرهوف و آدامز)

جدول ۷-۵- تغییرات K_u، m و $(D_f/B)_{cr}$

زاویه‌ی اصطکاک خاک ϕ'(deg)	K_u	m	$(D_f/B)_{cr}$ (برای شالوده مربع و دایره)
20	0.856	0.05	2.5
25	0.888	0.10	3
30	0.920	0.15	4
35	0.936	0.25	5
40	0.960	0.35	7
45	0.960	0.50	9



شکل ۷-۳۸- تغییرات F_q برحسب D_f/B و ϕ' (رابطه‌ی ۷-۵۹)

Scanned with CamScanner

برای شالوده‌ی مربع، داس و جونز (۱۹۸۲) پیشنهاد می‌کنند:

$$\left(\frac{D_f}{B}\right)_{cr\text{-}rectangular}=\left(\frac{D_f}{B}\right)_{cr\text{-}square}\left[0.133\left(\frac{L}{B}\right)+0.867\right]\le 1.4\left(\frac{D_f}{B}\right)_{cr\text{-}square} \qquad (۶۱\text{-}۷)$$

با استفاده از K_u، m و $(D_f/B)_{cr}$ در رابطه‌ی ۷-۵۹، تغییرات F_q برای شالوده‌های مربع و دایره محاسبه شده و در شکل ۷-۳۸ نشان داده شده است. در زیر روش گام به گام محاسبه‌ی ظرفیت کششی ارائه شده است:

گام ۱- D_f، B، L و ϕ' را تعیین کنید.

گام ۲- مقدار D_f/B را محاسبه کنید.

گام ۳- با استفاده از جدول ۷-۵ و رابطه‌ی ۷-۶۱، $(D_f/B)_{cr}$ را محاسبه کنید.

گام ۴- اگر D_f/B کمتر یا مساوی $(D_f/B)_{cr}$ باشد، شالوده سطحی است.

گام ۵- اگر $D_f/B>(D_f/B)_{cr}$ باشد، شالوده عمیق است.

گام ۶- برای شالوده‌های سطحی با استفاده از D_f/B محاسبه شده در گام ۲ در روابط ۷-۵۹ یا ۷-۶۰، F_q محاسبه شده و به کمک آن $Q_u=F_qA\gamma D_f$ به دست می‌آید.

گام ۷- برای شالوده‌های عمیق، $(D_f/B)_{cr}$ را به جای D_f/B در رابطه‌ی ۷-۵۹ یا ۷-۶۰ قرار دهید تا F_q به دست آید که از آن می‌توان Q_u را محاسبه نمود.

شالوده در خاک چسبنده ($c=c_u$ و $\phi=0$)

ظرفیت کششی Q_u شالوده در خاک چسبنده‌ی خالص از رابطه‌ی زیر بدست می‌آید:

$$Q_u=A(\gamma D_f+c_uF_c) \qquad (۶۲\text{-}۷)$$

که در آن:

A = مساحت شالوده

c_u = مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی خاک

F_c = ضریب گسیختگی کششی

همانند شالوده در خاک‌های دانه‌ای، ضریب گسیختگی F_c با افزایش D_f/B، افزایش پیدا می‌کند و در $D_f/B=(D_f/B)_{cr}$ به حداکثر خود یعنی $F_c=F_c^*$ می‌رسد و بعد از آن ثابت می‌ماند.

داس (۱۹۷۸)، نتایج آزمایش‌های انجام شده روی مدل با شالوده‌ی مربع و مستطیل را گزارش نمود که بر پایه‌ی آنها رابطه‌ی زیر را پیشنهاد نمود:

$$\left(\frac{D_f}{B}\right)_{cr\text{-}square}=0.107c_u+2.5\le 7 \qquad (۶۳\text{-}۷)$$

که در آن:

$\left(\frac{D_f}{B}\right)_{cr\text{-}square}$ = نسبت مدفون بحرانی برای شالوده‌ی مربع (یا دایره)

c_u = چسبندگی زهکشی نشده $\left(kN/m^2\right)$

بعلاوه داس (۱۹۸۰) پیشنهاد کرده است:

$$\left(\frac{D_f}{B}\right)_{cr\text{-}rectangular} = \left(\frac{D_f}{B}\right)_{cr\text{-}square}\left[0.73+0.27\left(\frac{L}{B}\right)\right] \le 1.55\left(\frac{D_f}{B}\right)_{cr\text{-}square} \qquad (۶۴\text{-}۷)$$

که در آن:

$\left(\frac{D_f}{B}\right)_{cr\text{-}rectangular}$ = نسبت مدفون بحرانی شالوده‌ی مستطیلی

L = طول شالوده

بر پایه‌ی اطلاعات موجود، داس (۱۹۸۰) روش تجربی برای ظرفیت شالوده‌ی سطحی و عمیق که بر پایه‌ی دو ضریب بی‌بعد α' و β' قرار دارد، پیشنهاد نمود:

$$\alpha' = \frac{\frac{D_f}{B}}{\left(\frac{D_f}{B}\right)_{cr}} \qquad (۶۵\text{-}۷)$$

و

$$\beta' = \frac{F_c}{F_c^*} \qquad (۶۶\text{-}۷)$$

برای شالوده‌ی مشخص، نسبت عمق مدفون بحرانی را می‌توان با استفاده از روابط ۷-۶۳ و ۷-۶۴ تعیین نمود. F_c^* را نیز می‌توان از رابطه‌ی تجربی زیر تعیین کرد:

$$F^*_{cr\text{-}rectangular} = 7.56+1.44\left(\frac{B}{L}\right) \qquad (۶۷\text{-}۷)$$

که در آن:

$F^*_{cr\text{-}rectangular}$ = ضریب گسیختگی برای شالوده‌ی مستطیلی عمیق

مقادیر تجربی α' و β' در شکل ۷-۳۹ نشان داده شده‌اند. روش گام به گام برای تعیین ظرفیت باربری به شرح زیر است:

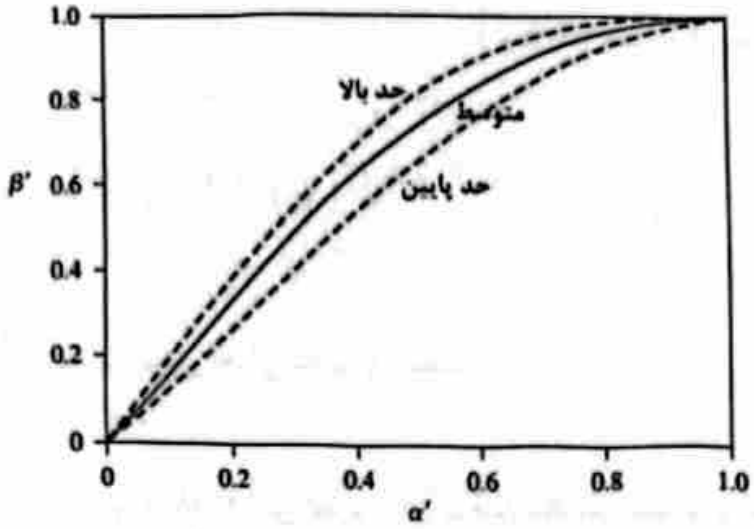
گام ۱- تعیین چسبندگی زهکشی نشده‌ی c_u

گام ۲- با استفاده از روابط ۷-۶۳ و ۷-۶۴ نسبت عمق مدفون بحرانی را تعیین کنید.

گام ۳- نسبت عمق مدفون D_f/B را برای شالوده تعیین کنید.

گام ۴- اگر $D_f/B > (D_f/B)_{cr}$ باشد، شالوده عمیق و در غیر اینصورت شالوده سطحی است.

Scanned with CamScanner



شکل ۷-۳۹- نمودار β' در مقابل α'

گام ۵- برای $D_f/B > (D_f/B)_{cr}$

$$F_c = F_c^* = 7.56 + 1.44\left(\frac{B}{L}\right)$$

بنابراین:

$$Q_u = A\left\{\left[7.56 + 1.44\left(\frac{B}{L}\right)\right]c_u + \gamma D_f\right\} \qquad (۶۸-۷)$$

که در آن:

A= مساحت شالوده

گام ۶- برای $D_f/B \le (D_f/B)_{cr}$

$$Q_u = A\left(\beta' F_c^* c_u + \gamma D_f\right) = A\left\{\beta'\left[7.56 + 1.44\left(\frac{B}{L}\right)\right]c_u + \gamma D_f\right\} \qquad (۶۹-۷)$$

مقدار β' را می‌توان از مقدار متوسط شکل ۷-۳۹ تعیین نمود. روش تقریبی فوق با وجود سادگی، دقتی در حد روش دقیق مایرهوف دارد.

مثال ۷-۱۳

شالوده‌ای دایروی در خاک ماسه‌ای را در نظر بگیرید. داریم:

$$B = 1.5\ m \text{ و } D_f = 1.5\ m$$

برای خاک ماسه‌ای داریم:

$$\gamma = 17.4\ kN/m^3 \ , \ \phi' = 35°$$

مطلوبست تعیین ظرفیت کششی نهایی.

Scanned with CamScanner

حل:

$D_f/B = 1.5/1.5 = 1$ و $\phi' = 35°$ برای شالوده‌ی دایره $\Rightarrow (D_f/B)_{cr} = 5$

شالوده سطحی است. از رابطه‌ی ۷-۵۹ داریم:

$$F_q = 1 + 2\left[1 + m\left(\frac{D_f}{B}\right)\right]\left(\frac{D_f}{B}\right)K_u \tan\phi'$$

$\phi' = 35°$, $m = 0.25$ و $K_u = 0.936$ (جدول ۷-۵)

$$F_q = 1 + 2\left[1 + (0.25)(1)\right](1)\ (0.936)\ (\tan 35) = 2.638$$

در نتیجه:

$$Q_u = F_q \gamma A D_f = (2.638)\ (17.4)\left[\left(\frac{\pi}{4}\right)(1.5)^2\right](1.5) = 121.7\ \text{kN}$$

مثال ۷-۱۴

شالوده‌ی مستطیلی به ابعاد ۳×۱/۵ متر مفروض است. داریم:

$D_f = 1.8\text{m}$, $c_u = 52\ \text{kN/m}^2$ و $\gamma = 18.9\ \text{kN/m}^3$

مطلوبست تعیین ظرفیت کششی نهایی.

حل:

از رابطه‌ی ۷-۶۳ داریم:

$$\left(\frac{D_f}{B}\right)_{cr\text{-}square} = 0.107c_u + 2.5 = (0.107)\ (52) + 2.5 = 8.06$$

با استفاده از $(D_f/B)_{cr\text{-}square} = 7$، مجدداً از رابطه‌ی ۷-۶۴ داریم:

$$\left(\frac{D_f}{B}\right)_{cr\text{-}rectangular} = \left(\frac{D_f}{B}\right)_{cr\text{-}square}\left[0.73 + 0.27\left(\frac{L}{B}\right)\right]$$

$$= 7\left[0.73 + 0.27\left(\frac{3}{1.5}\right)\right] = 8.89$$

کنترل:

$$1.55\left(\frac{D_f}{B}\right)_{cr\text{-}square} = (1.55)(7) = 10.85$$

بنابراین

$(D_f/B)_{cr\text{-}rectangular} = 8.89$

(واقعی) $D_f/B = 1.8/1.5 = 1.2$

Scanned with CamScanner

پس شالوده سطحی است:

$$\alpha' = \frac{\frac{D_f}{B}}{\left(\frac{D_f}{B}\right)_{cr}} = \frac{1.2}{8.89} = 0.135$$

$\alpha' = 0.135 \Rightarrow \beta' = 0.2$ (نمودار متوسط شکل ۷-۳۹)

از رابطه‌ی ۷-۶۹ داریم:

$$Q_u = A\left\{\beta'\left[7.56 + 1.44\left(\frac{B}{L}\right)\right]c_u + \gamma D_f\right\}$$

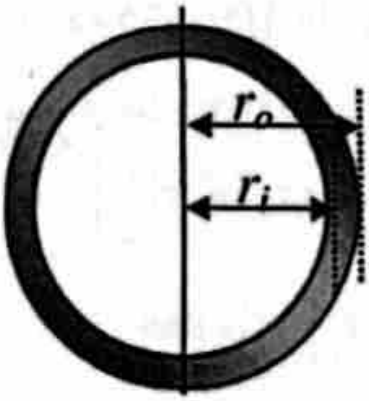
$$= (1.5)(3)\left\{(0.2)\left[7.56 + 1.44\left(\frac{1.5}{3}\right)\right](52) + (18.9)(1.8)\right\} = 540.6\ \text{kN}$$

۷-۱۴- شالوده‌های حلقوی

شالوده مخازن استوانه‌ای (فولادی یا بتن مسلح) اغلب بصورت حلقوی (رینگی) است. (شکل ۷-۴۰)
برای محاسبه ظرفیت باربری فونداسیون رینگی از رابطه زیر می‌توان استفاده کرد:

$$q_u = cN_c + qN_q + \gamma\left(r_o - r_i\right)\left(1 - 0.5\, r_i / r_o\right)N_\gamma \qquad (۷۰-۷)$$

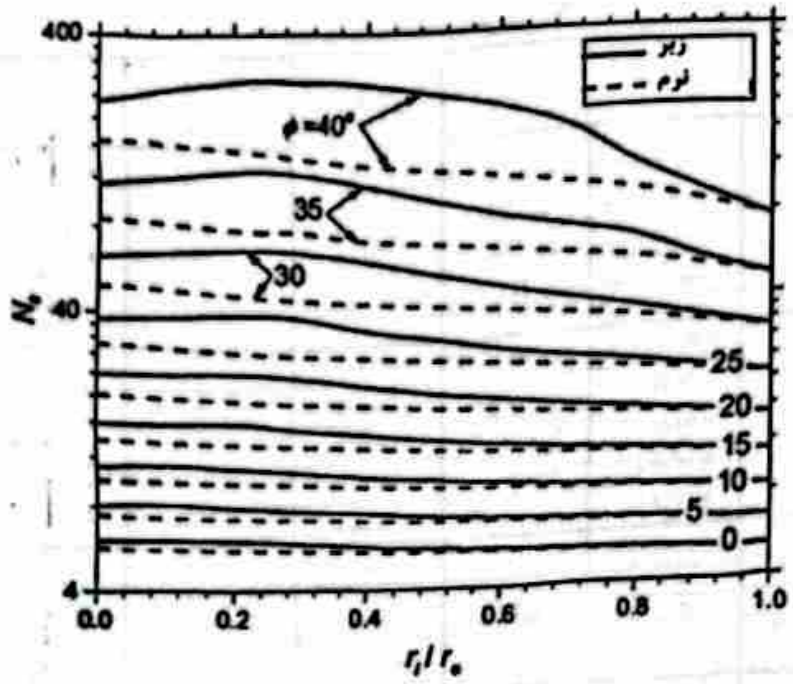
پارامترهای r_i و r_o به ترتیب شعاع داخلی و بیرونی رینگ می‌باشند. با توجه به اختلاف ناچیز شعاع داخلی و بیرونی رینگ، مقدار مولفه سوم رابطه ظرفیت باربری ناچیز بوده و از مقدار آن صرف‌نظر می‌شود.

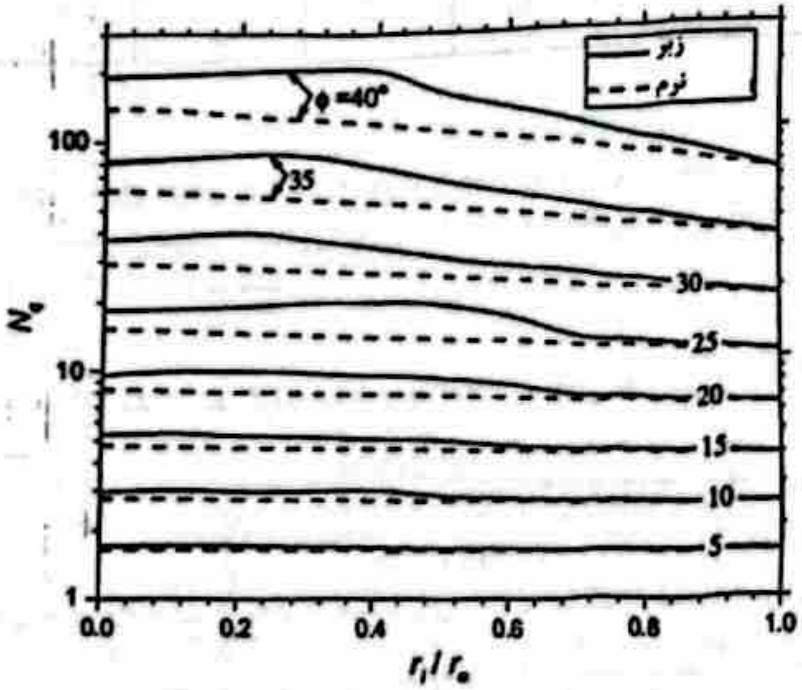


شکل ۷-۴۰- شالوده‌ی حلقوی

مقادیر ضرایب N_c و N_q برای فونداسیون رینگی را می‌توان از نمودارهای شکل ۷-۴۱ به دست آورد:

Scanned with CamScanner





شکل ۷-۴۱- ضرایب N_c و N_q برای شالوده‌ی حلقوی

همچنین مقدار ضریب N_c را می‌توان از جدول ۷-۶ نیز به دست آورد:

جدول ۷-۶- مقادیر ضریب N_c

نوع سازوکار	مطالعات حاضر	رمادیا و همکاران	لی و همکاران	حد بالا	حد پایین	r_i/r_o	ϕ(degrees)
II (IV)[a]	5.69 (6.05)	—	(6.08)	—	—	0	0
I (III)	5.58 (5.99)	—	(5.92)	—	—	0.25	
I (III)	5.42 (5.57)	—	(5.61)	—	—	0.5	
I (III)	5.27 (5.34)	—	(5.40)	—	—	0.75	
I (III)	5.14 (5.14)	—	—	—	—	1	
II (IV)[a]	9.98 (11.09)	—	(11.13)	10.04(11.21)	9.70 (10.93)	0	10
I (IV)	9.68 (10.84)	—	(10.94)	8.14 (8.62)	7.74 (8.01)	0.25	
I (III)	9.22 (9.82)	—	(9.86)	6.33 (6.51)	6.09 (6.20)	0.5	
I (III)	8.76 (8.97)	—	(9.11)	6.41 (6.52)	6.16 (6.21)	0.75	
I (III)	8.35 (8.35)	—	—	8.62 (8.73)	8.19 (8.13)	1	
II (IV)[a]	20.07 (23.67)	—	—	20.63(24.24)	19.32 (23.49)	0	20
II (IV)	19.17 (23.96)	20.22 (24.18)	(23.82)	16.63(18.12)	15.16 (17.05)	0.25	
I (IV)	17.73 (20.03)	19.59 (24.81)	(24.64)	11.96(11.83)	10.96 (11.13)	0.5	
I (III)	16.23 (17.05)	18.14 (21.45)	(21.45)	9.94 (10.22)	9.32 (9.62)	0.75	
I (III)	14.84 (14.84)	16.63 (18.83)	(18.09)	15.86(15.89)	14.43 (14.43)	1	
II (IV)[a]	49.29 (62.70)	49.76 (62.70)	(74.10)	52.19(65.50)	47.02 (61.35)	0	30
II (IV)	46.26 (68.28)	48.10 (69.48)	(78.57)	40.72(51.04)	36.39 (46.30)	0.25	
I (IV)	41.16 (53.88)	42.99 (63.35)	(79.76)	28.03(28.44)	25.06 (25.80)	0.5	
I (III)	35.60 (39.54)	37.22 (46.32)	(63.32)	21.63(22.84)	19.97 (20.22)	0.75	
I (III)	30.15 (30.14)	—	—	33.77(34.01)	28.66 (28.65)	1	

مثال ۷-۱۵

فونداسیون حلقوی با شعاع خارجی $r_o = 40.8\ m$ و $r_i = 38.8\ m$ روی لایه‌ی رسی با $c_u = 98.5\ kN/m^2$ مفروض است. با استفاده از ضریب اطمینان ۳، ظرفیت باربری مجاز خالص را تعیین نمایید. عمق فونداسیون $D_f = 1.3\ m$ و $\gamma = 19\ kN/m^3$ می‌باشد.

حل:

مقدار N_q و N_c و N_γ با صفر در نظر گرفتن مقدار زاویه اصطکاک داخلی به ترتیب برابر ۱/۷ و ۵/۱۴ و صفر به دست می‌آیند.

$$q_u = cN_c + qN_q + \gamma(r_o - r_i)(1 - 0.5r_i/r_o)N_\gamma$$

$$q_u = (98.5 \times 5.14) + (19 \times 1.3 \times 1.7) = 548\ kN/m^2$$

با در نظر گرفتن ضریب اطمینان ۳، مقدار ظرفیت باربری مجاز به صورت زیر به دست می‌آید:

$$q_{all,net} = \frac{q_u - q}{F.S.} = \frac{548 - (19 \times 1.3)}{3} = 175\ kN/m^2$$

با فرض فونداسیون رادیه در صورت شکل گرفتن کلی گوه گسیختگی، ظرفیت باربری از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$q_u = 5.14c_u\left[1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right)\right]\left[1 + 0.4\left(\frac{D_f}{B}\right)\right] + q$$

$$B = L = 81.60\ m$$

Scanned with CamScanner

$$q_{net,u} = q_u - q$$

$$q_{net,u} = 5.14 \times 98.5(1+0.2)\left(1+0.4\frac{1.3}{81.6}\right) = 612 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{all,net} = \frac{612}{3} = 204 \text{ kN/m}^2$$

۷-۱۵- شالوده روی خاک مسلح با ژئوتکستایل

۷-۱۵-۱- نتایج مطالعات آزمایشگاهی

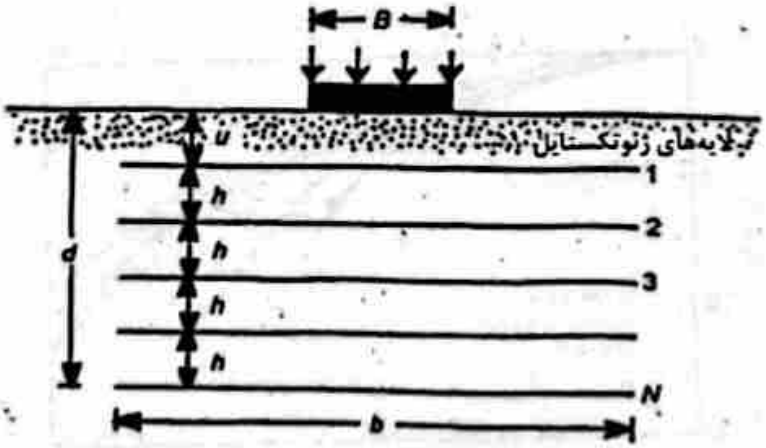
مطالعات مختلفی در دو دهه اخیر در قالب مدل‌سازی آزمایشگاهی و تحلیل‌های عددی روی ظرفیت باربری شالوده‌های مستقر بر خاک‌های مسلح به ژئوتکستایل انجام شده است که نتایج آنها در مراجع فنی قابل دسترسی است. گاید[1] و همکاران مطالعات آزمایشگاهی مفصلی را در قالب مدل‌سازی شالوده مربعی ۳۰×۳۰ سانتیمتری که روی خاک ماسه‌ای سست مسلح به نوارهای ژئوتکستایل غیربافته قرار گرفته بود، گزارش کرده است. شکل ۷-۴۲ علائم هندسی موضوع مورد بحث و شکل ۷-۴۳ پاره‌ای از نتایج بدست آمده را نشان می‌دهد. مشخصات مصالح بکاررفته در آزمایش‌های شکل ۷-۴۳ به قرار زیر است:

دانسیته نسبی ماسه : $Dr = 50\%$

عرض تسمه‌های ژئوگرید : $b = 0.6$ m

$$\frac{b}{B} = 0.2 \ , \ \frac{u}{B} = 0.5 \ , \ \frac{h}{B} = 0.25$$

نتایج مطالعاتی دیگری مربوط به ظرفیت باربری شالوده نواری پیوسته مستقر روی خاک رس مسلح به ژئوگرید توسط ساکی و داس[2] ارائه شده است. منحنی بار- نشست حاصل از این مطالعات در شکل ۷-۴۴ ارائه شده است. نتایج حاصل از آزمایش‌ها حاکی از افزایش ظرفیت باربری شالوده‌ها در صورت تسلیح خاک با لایه‌ها و یا نوارهای ژئوتکستایل می‌باشد. علائم و مشخصات مصالح در این آزمایش‌ها به قرار زیر است:



شکل ۷-۴۲- شالوده برروی خاک مسلح با ژئوتکستایل

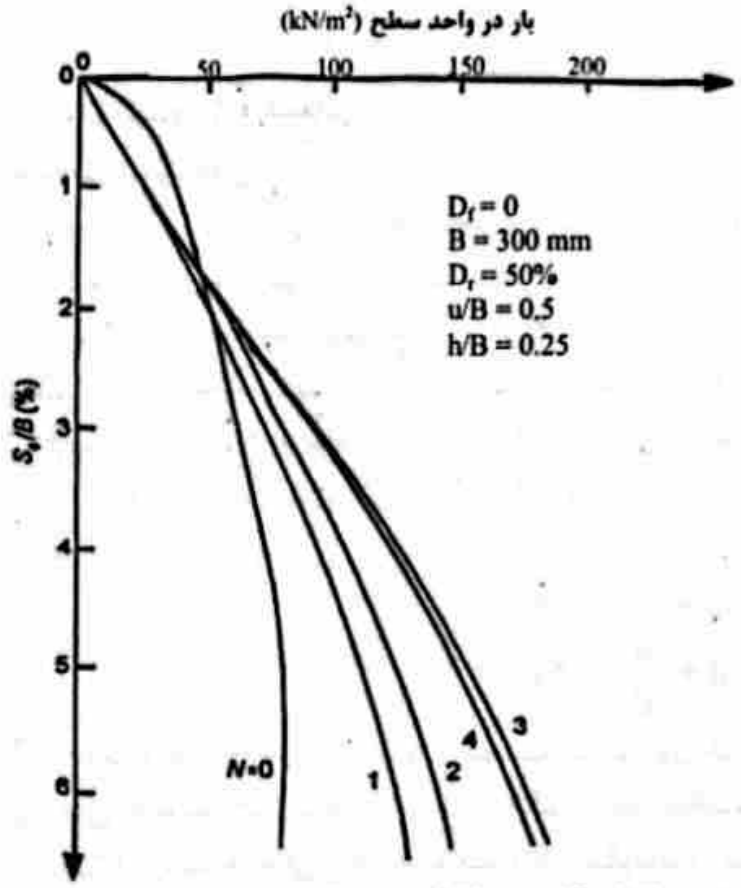
1 - Guido
2 - Saki & Das

Scanned with CamScanner

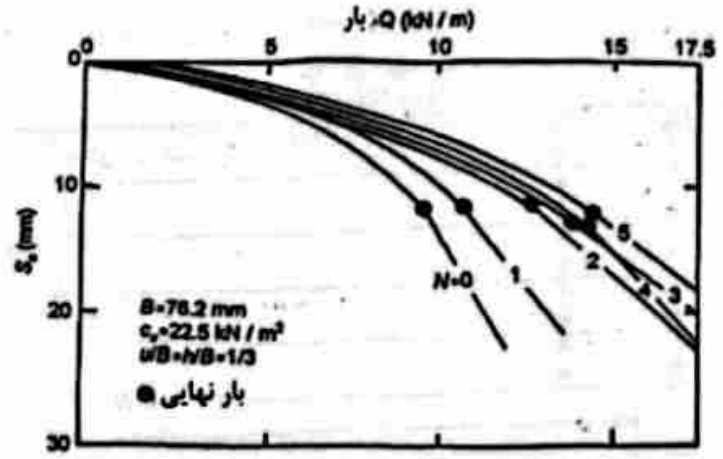
عرض شالوده $B = 76.2\,mm$

چسبندگی زهکشی نشده رس $C_u = 22.5\ kN/m^2$

$$\frac{u}{B} = \frac{h}{B} = 0.33$$



شکل ۷-۴۳- نتایج مطالعات گاید و همکاران روی شالوده مربعی مستقر بر خاک مسلح به ژئوگرید



شکل ۷-۴۴- نمودار بار- نشست شالوده نواری مستقر بر خاک رس اشباع مسلح به ژئوتکستایل- مطالعات Saki و Das

۷-۱۵-۲- عملکرد خاک مسلح با ژئوتکستایل

شکل‌های ۷-۴۳ و ۷-۴۴ نشان دادند که کاربرد ژئوتکستایل در خاک‌های ماسه‌ای و رس اشباع منجر به افزایش ظرفیت باربری آنها خواهد شد. لیکن این افزایش در شرایط نشست‌های کم خاک، به سختی صورت می‌گیرد. علت اصلی این امر انعطاف‌پذیری مصالح ژئوتکستایل می‌باشد. در این شرایط، انتقال تنش‌های کششی و برشی از خاک به مصالح ژئوتکستایل مستلزم وقوع تغییرشکل‌های قابل توجه در زیر شالوده و در لایه‌های مسلح کننده می‌باشد. لیکن در اغلب شرایط برای شالوده‌های با عرض بیش از یک متر، ظرفیت باربری براساس نشست‌های مجاز در مقایسه با ظرفیت باربری حد نهایی (مقاومتی) تعیین کننده است. در این شرایط بهره‌گیری از مصالح ژئوتکستایل جهت بهبود خواص مقاومتی و ظرفیت باربری شالوده مناسب نخواهد بود.

۷-۱۵-۳- شالوده‌ها روی خاک مسلح با ژئوگرید

۷-۱۵-۳-۱- کلیات

ژئوگریدها سختی بیشتری نسبت به ژئوتکستایل‌ها دارند. در خلال دهه ۸۰ میلادی، مطالعات گسترده‌ای در قالب مدلسازی‌های آزمایشگاهی جهت ارزیابی ظرفیت باربری نهایی و مجاز شالوده‌های مستقر بر خاک‌های مسلح با لایه‌های ژئوگرید صورت گرفت و نتایج حاصل از آنها بسیار رضایت‌بخش بودند. در ادامه پارامترها و علائم کلی این مسئله معرفی خواهد شد.

شکل ۷-۴۵ پارامترها و علائم مربوط به شالوده‌ی مربعی را که بر خاک مسلح با چند لایه ژئوگرید قرار گرفته، نشان می‌دهد. ابعاد شالوده B×L و ابعاد لایه‌های ژئوگرید $b \times \ell$ (طول × عرض) می‌باشد. اولین لایه ژئوگرید در عمق u از کف شالوده قرار گرفته است و فاصله بین لایه‌های متناوب (در راستای قائم) h می‌باشد، لذا عمق کل خاک مسلح به ژئوگرید، d، برابر است با:

$$d = u + (N-1)h \qquad (۷۱-۷)$$

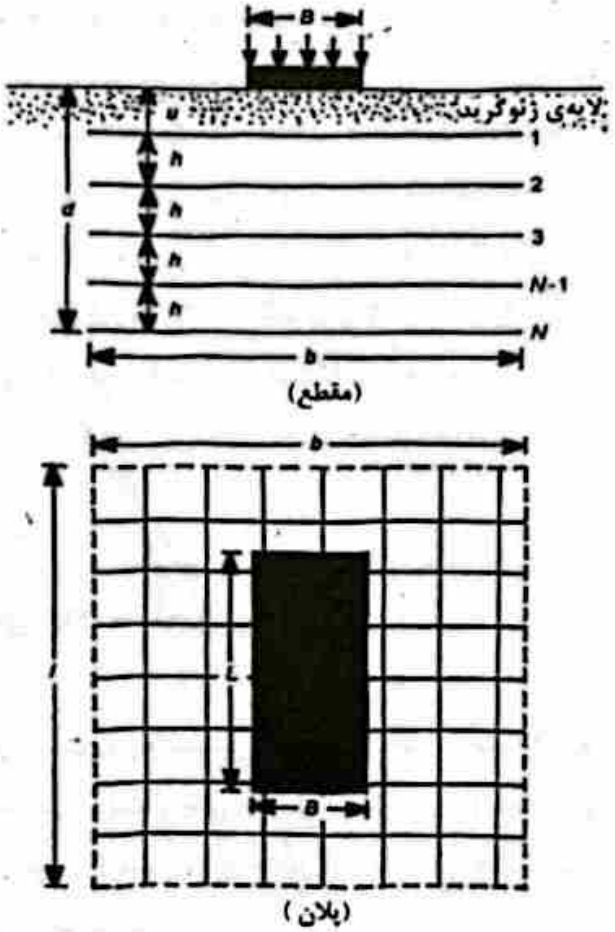
N = تعداد لایه‌های مسلح

اثر تسلیح خاک در افزایش ظرفیت باربری شالوده‌ها معمولاً با نسبت بی‌بعدی بنام «نسبت ظرفیت باربری»[1] مورد سنجش و ارزیابی قرار می‌گیردو این نسبت (BCR) معمولاً در مقدار مشخصی از نشست هم برای ظرفیت باربری مجاز و در حالت ظرفیت باربری نهایی قابل محاسبه و ارزیابی است. شکل ۷-۴۶ طبیعت منحنی بار- نشست را برای شالوده معمولی و شالوده مستقر بر خاک مسلح با ژئوگرید نشان می‌دهد. بر این اساس، نسبت BCR می‌تواند بصورت زیر تعریف شود:

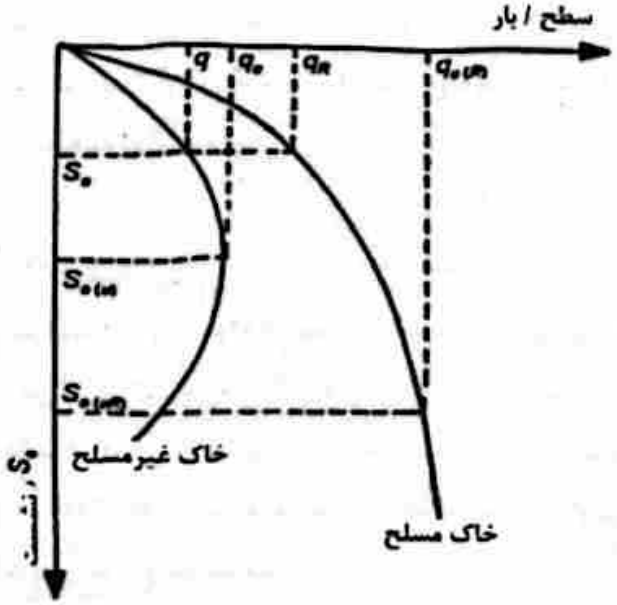
---

1 - Bearing Capacity Ratio

Scanned with CamScanner



شکل ۷-۴۵- علائم هندسی شالوده‌ی مستقر بر خاک مسلح با ژئوگرید



شکل ۷-۴۶- رفتار عمومی منحنی بار- نشست برای خاک معمولی و خاک مسلح با ژئوگرید

$$BCR_u = \frac{q_u(R)}{q_u} \qquad (۷۲-۷)$$

و

$$BCR_s = \frac{q_R}{q} \qquad (۷۳-۷)$$

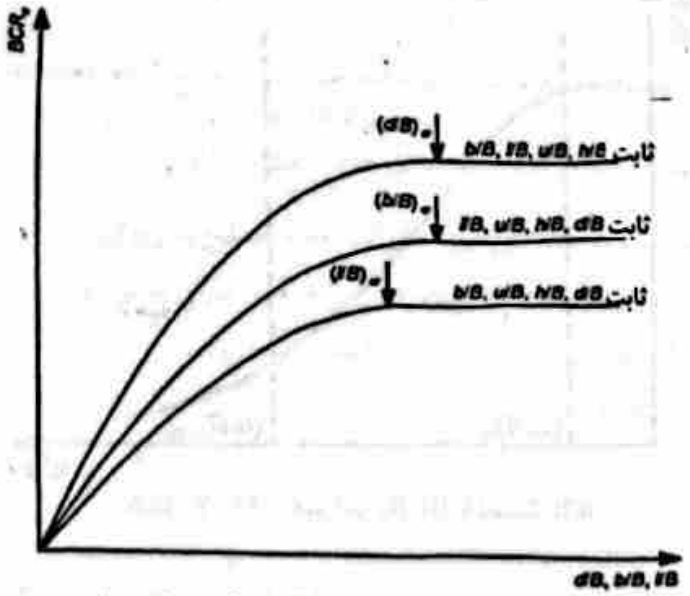
که در آن:

BCR_u = نسبت ظرفیت باربری در حالت نهایی.

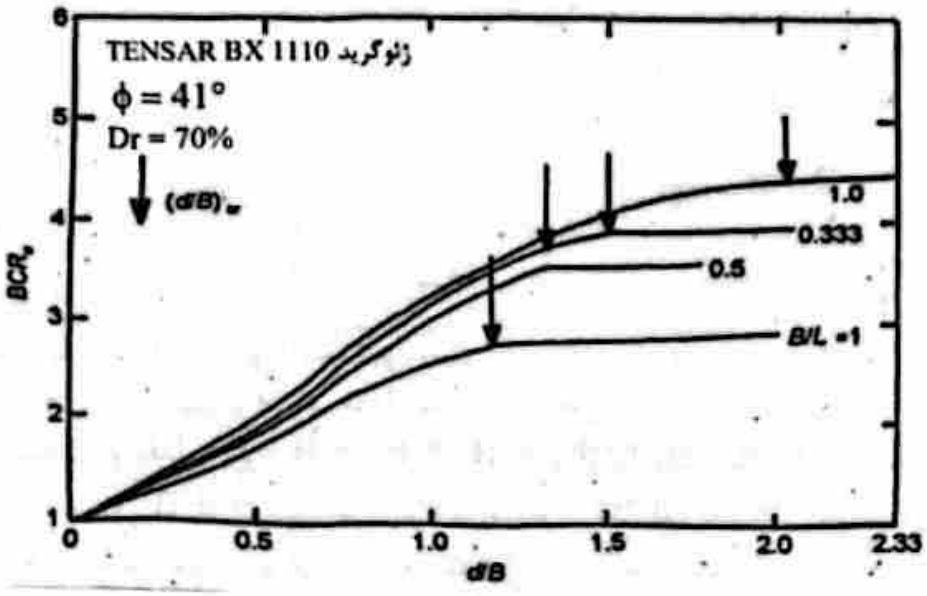
BCR_s = نسبت ظرفیت باربری برای یک مقدار نشست مشخص، S_e.

برای شالوده‌ای مشخص و مقدار معلوم b/B، ℓ/B، u/B و h/B مقدار BCR_u با افزایش نسبت d/B افزایش می‌یابد تا در مقدار d/B افزایش می‌یابد تا در مقدار $(d/B)_{cr}$ به مقدار حداکثر می‌رسد و بعد از آن افزایش عمق خاک مسلح تاثیری بر افزایش ظرفیت باربری نخواهد داشت.

$(d/B)_{cr}$ نسبت عمق بحرانی تسلیح خاک می‌باشد. برای مقادیر معلوم ℓ/B، u/B و h/B و d/B، نسبت BCR_u در نسبت $(b/B)_{cr}$ که نسبت عرض بحرانی خوانده می‌شود، به یک مقدار حداکثر می‌رسد. همچنین در نسبت طول بحرانی $(\ell/B)_{cr}$، مقدار BCR_u با مقادیر معلوم u/B، h/B و d/B به مقدار حداکثر خواهد رسید. این نتایج بطور شماتیک در شکل ۷-۴۷ نشان داده شده‌اند. بعنوان مثال شکل ۷-۴۸ تغییرات BCR_u را با نسبت d/B برای ۴ تیپ شالوده، (1، 1/2، 1/3 و $B/L = 0$) نشان می‌دهد که توسط عمر و همکاران مطالعه شده است. همچنین نتایج این مطالعات آزمایشگاهی، تغییرات نسبت BCR_u را با نسبت u/B برای مقادیر ثابت و معلوم b/B، ℓ/B، d/B و h/B مطابق شکل ۷-۴۹ نشان می‌دهد. طبق شکل در ناحیه (۱) مقدار BCR_u تا رسیدن به مقدار حداکثر در نسبت $(u/B)_{cr}$ افزایش می‌یابد و سپس برای مقادیر $u/B > (u/B)_{cr}$ در ناحیه ۲، نسبت BCR_u کاهش می‌یابد و در ناحیه ۳ برای مقادیر $u/B > (u/B)_{max}$، نسبت BCR_u به مقدار ثابت حداقل نزدیک می‌شود.

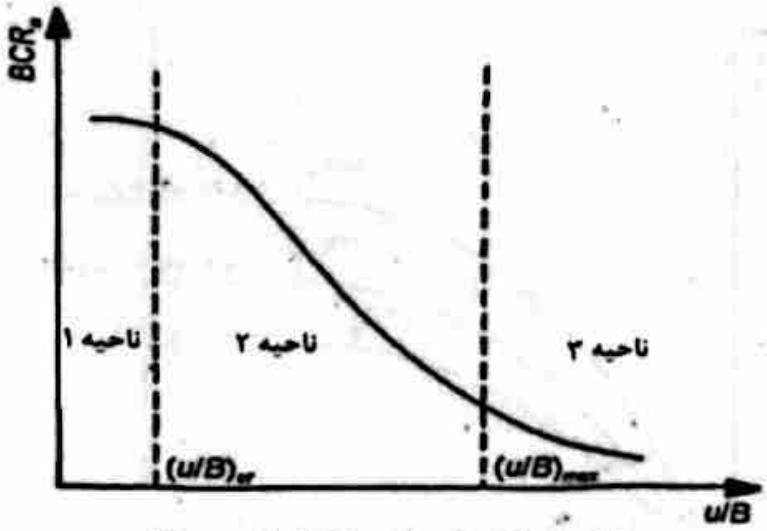


شکل ۷-۴۷- تعریف نسبت‌های بدون بعد $(d/B)_{cr}$، $(b/B)_{cr}$ و $(\ell/B)_{cr}$

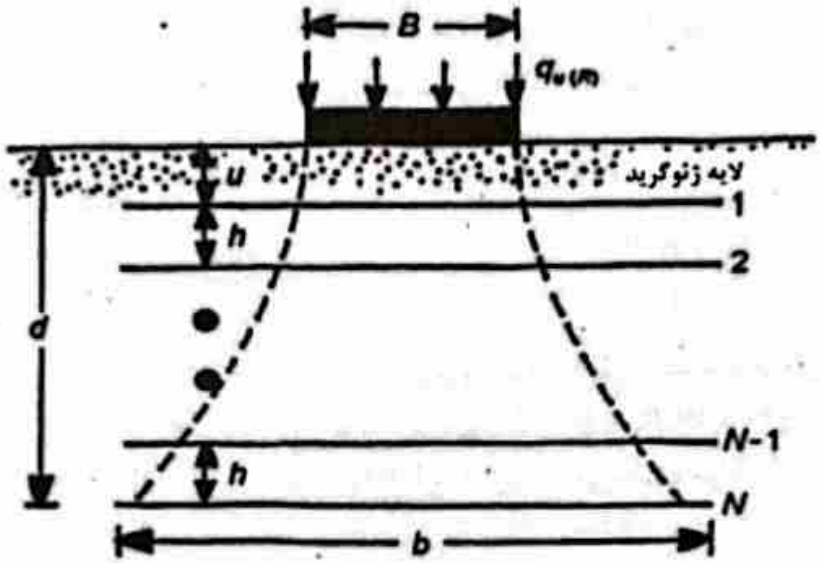


شکل ۷-۴۸- تغییرات BCR_u با نسبت d/B (عمر و همکاران)

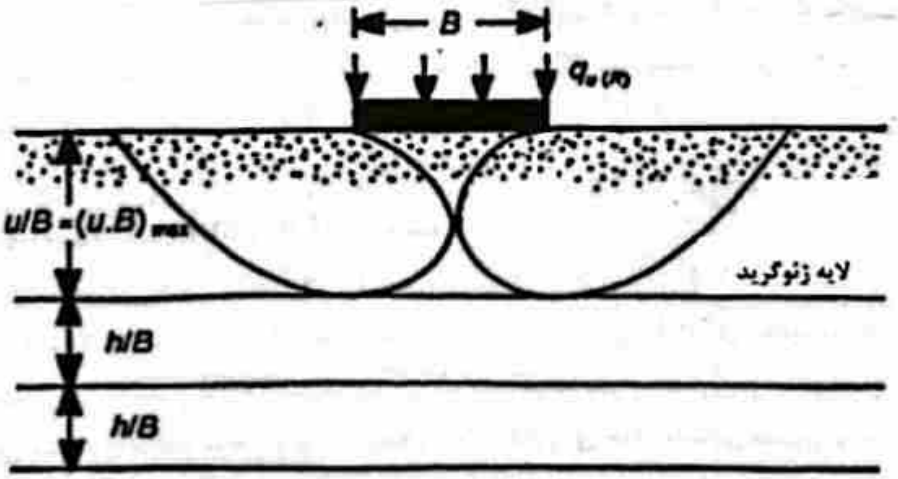
درک عمومی محققین از رفتار فوق‌الذکر آنست که در ناحیه ۱ و ۲ طبیعت گسیختگی سطحی در خاک مطابق شکل ۷-۵۰-الف می‌باشد. در ناحیه ۱، افزایش اولیه در BCR_u با افزایش u/B بدلیل افزایش فشار همه جانبه در لایه‌های ژئوگرید می‌باشد. در ناحیه ۳ که $u/B > (u/B)_{max}$ می‌باشد، گسیختگی سطحی در خاک در ناحیه زیر شالوده و در بالای اولین لایه از ژئوگریدها اتفاق می‌افتد که بصورت تک‌لایه نیمه صلب حدفاصل کف شالوده تا اولین لایه مصالح مسلح‌کننده عمل می‌کند (شکل ۷-۵۰-ب).



شکل ۷-۴۹- تغییرات BCR_u با نسبت u/B



الف- $\frac{u}{B} < \left(\frac{u}{B}\right)_{max}$



ب- $u/B = (u/B)_{max}$

شکل ۷-۵۰- رفتار گسیختگی خاک مسلح به ژئوگرید در زیر شالوده

۷-۱۵-۳-۲- همبستگی نسبت‌های بی‌بعد برای ماسه مسلح به ژئوگرید

عمر و همکاران بر پایه نتایج بدست آمده روابط تجربی ذیل را برای نسبت‌های بدون بعد $(d/B)_{cr}$، $(b/B)_{cr}$ و $(\ell/B)_{cr}$ که در بخش قبل معرفی شدند، ارائه نمودند.

نسبت عمق بحرانی تسلیح

$$\left(\frac{d}{b}\right)_{cr} = 2 - 1.4\left(\frac{B}{L}\right) \quad \left(\text{برای } 0 \le \frac{B}{L} \le 0.5\right) \qquad (۴۷-۷)$$

$$\left(\frac{d}{b}\right)_{cr} = 1.43 - 0.26\left(\frac{B}{L}\right) \quad \left(\text{برای } 0.5 \le \frac{B}{L} \le 1\right) \qquad (۷۵-۷)$$

Scanned with CamScanner

روابط فوق‌الذکر بیان می‌دارد که ظرفیت باربری شالوده‌ها در صورت قرار گرفتن لایه‌های مسلح کننده در عمق 2B برای شالوده نواری و در عمق 1.2B برای شالوده مربعی افزایش می‌یابد.

نسبت عرض بحرانی تسلیح

$$\left(\frac{b}{B}\right)_{cr} = 8 - 3.5\left(\frac{B}{L}\right)^{0.51} \qquad (۷۶-۷)$$

طبق رابطه فوق نسبت $(b/B)_{cr}$ معادل ۸/۰ برای شالوده نواری و حدود ۴/۵ برای شالوده مربعی محاسبه می‌گردد. در حالت کلی و با فرض ثابت بودن سایر عوامل، در نسبت $b/B = 2$، BCR_u به ۷۰ درصد مقدار حداکثر خود رسیده و از نسبت $b/B = 2$ تا مقدار $(b/B)_{max}$ ۳۰ درصد مابقی بدست خواهد آمد.

نسبت طول بحرانی تسلیح

$$\left(\frac{\ell}{B}\right)_{cr} = 3.5\left(\frac{B}{L}\right) + \frac{L}{B} \qquad (۷۷-۷)$$

مقدار حداکثر نسبت $(u/B)_{max}$ توسط بنیکوت و لی حدود ۰/۶۷ توصیه می‌شود، در حالیکه نتایج مطالعات گایدو برروی شالوده مربعی و مطالعات عمر روی شالوده نواری حداکثر این نسبت را بین ۰/۹ تا ۱/۰ نشان می‌دهد. برپایه مطالعات موجود مقدار $(u/B)_{cr}$ حدود ۰/۲۵ تا ۰/۴۰ در نظر گرفته می‌شود.

۷-۱۵-۳-۳- رابطه بین BCR_u و BCR_s در ماسه

همانطور که در بخش قبل عنوان شد، ظرفیت باربری شالوده‌ها با عرض بزرگتر از ۱ متر معمولاً توسط مقدار نشست مجاز کنترل می‌شود و نه باربری نهایی خاک. در این راستا تعیین BCR_s در مقادیر مختلف نشست مجاز و همبستگی آن با مقدار BCR_u اهمیت ویژه‌ای خواهد داشت. عمر و همکاران او مطالعات آزمایشگاهی زیادی را روی مدل‌های شالوده مربعی و نواری سطحی $(D_f = 0)$ روی خاک ماسه‌ای معمولی و خاک مسلح با ژئوگرید به منظور تعیین BCR_u و BCR_s انجام دادند. مشخصات هندسی و مکانیکی مدل‌های موردنظر به شرح زیر بودند:

عرض شالوده : $B = 76.2\,mm$

دانسیته نسبی ماسه : $D_r = 70\%$

ابعاد شالوده مربعی : $76.2 \times 76.2\,mm$

عرض شالوده نواری : $B = 76.2\,mm$

زاویه اصطکاک خاک : $\phi = 40.3°$

ژئوگرید مصرفی : TENSAR BX1000

Scanned with CamScanner

در خلال آزمایش‌ها مقادیر پارامترهای بی‌بعد u/B، b/B و d/B تغییر داده می‌شوند. شکل ۷-۵۱ تغییرات BCR_u و BCR_s را در مقابل d/B نشان می‌دهد. تغییران نشان داده شده برای BCR_s در شکل، میانگین مقادیر زیر است.

$$\frac{S_e}{S_{c(u)}} = 0.25,\ 0.5,\ 0.75 \qquad (۷۸-۷)$$

که در آن:

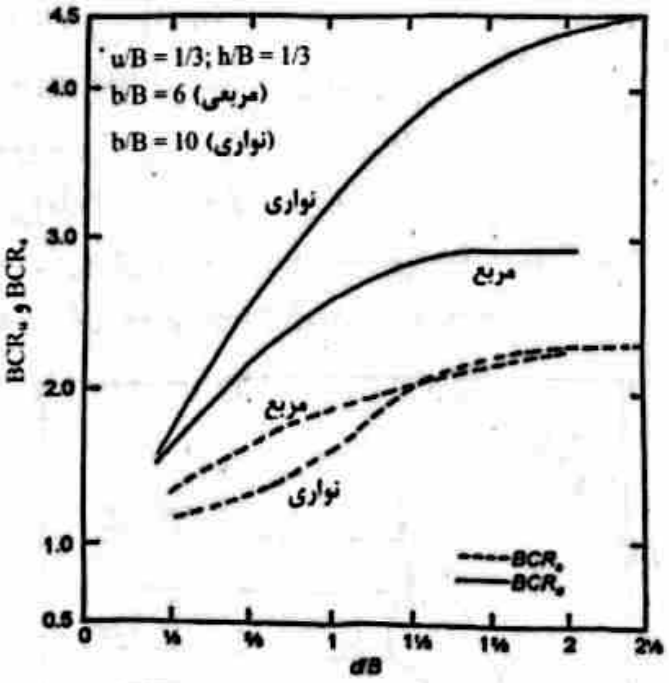
S_e = مقدار نشست.

$S_{c(u)}$ = مقدار نشست شالوده تحت بار نهایی روی خاک غیرمسلح ماسه‌ای.

نتایج حاصل از این مطالعات برای مقادیر 0.4 تا 0.25 = u/B همبستگی‌های زیر را نشان می‌دهد:

$$BCR_u = (1.7 \sim 1.8)BCR_s \qquad (\frac{B}{L} = 0 \text{ و } \frac{S_e}{S_{c(u)}} \le 0.75 \text{ برای}) \qquad (۷۹-۷)$$

$$BCR_s = (1.4 \sim 1.45)BCR_s \qquad (\frac{B}{L} = 1 \text{ و } \frac{S_e}{S_{c(u)}} \le 0.75 \text{ برای}) \qquad (۸۰-۷)$$



شکل ۷-۵۱- تغییرات BCR_u و BCR_s در مقابل نسبت d/B

۷-۱۵-۳-۴- پارامترهای بی‌بعد برای خاک رس مسلح به ژئوگرید ($\phi = 0$)

مطالعات زیادی روی تعیین ظرفیت باربری شالوده‌های مستقر برروی خاک رس اشباع در قالب مدل‌های کوچک آزمایشگاهی و مدل‌های بزرگ مقیاس درجا انجام شده است. شین و همکاران مدل‌های آزمایشگاهی مختلفی را برای تعیین نسبت‌های بدون بعد مشروح در بخش قبل معرفی نمود. مشخصات کلی این مدل‌ها به شرح زیر بود.

Scanned with CamScanner

$D_f = 0$: عمق مدفون شالوده

$B/L = 0$: شالوده از نوع نواری

خاک رس اشباع : نوع خاک

$L.L = 44\%$: حدروانی خاک

$P.I = 20\%$: شاخص خمیری خاک

TENSAR BX1100 : نوع ژئوگرید

نتایج ذیل براساس آزمایش و مطالعات شین با مشخصات فوق بدست آمدند:

۱- در تمامی حالات

$$BCR_u = BCR_s = BCR \quad (\frac{S_e}{S_{e(u)}} \le 1 \text{ برای}) \qquad (۸۱-۷)$$

۲- $(u/B)_{cr} \approx 4$

این موضوع در شکل ۷-۵۲ نشان داده شده است. دقت کنید که برای همه مقادیر (b/B)، مقدار BCR برای $0.25<u/B<0.4$ افزایش یافته و خارج از این محدوده، کاهش می‌یابد.

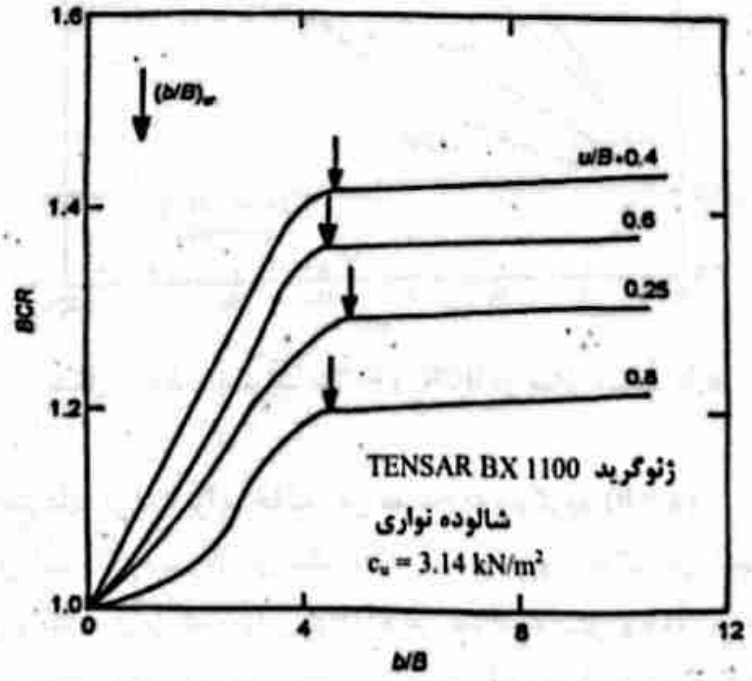
۳- $(u/B)_{max} \approx 0.9 \sim 1.0$

۴- $(b/B)_{cr} \approx 4 \sim 4.5$ نسبت عرض بحرانی

این موضوع بطور واضح در شکل ۷-۵۲ نشان داده شده است.

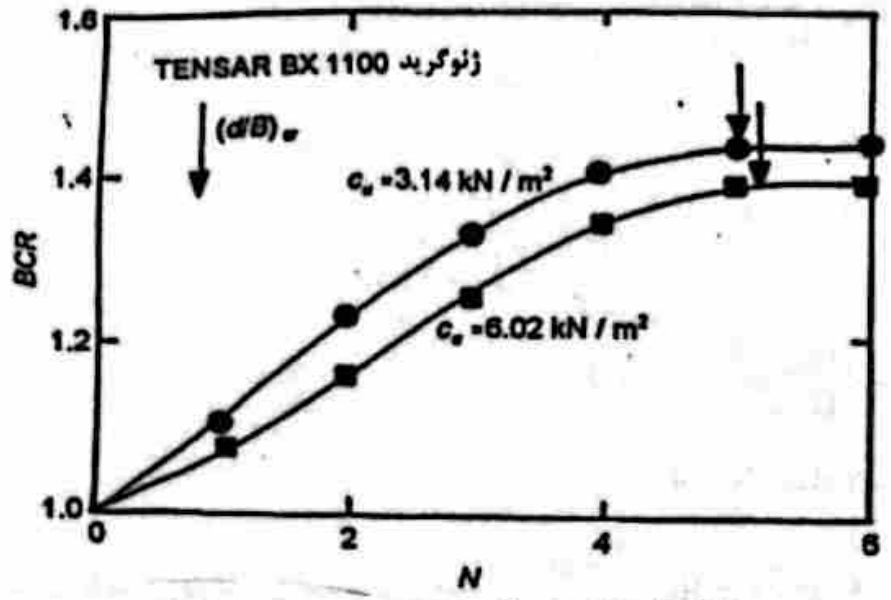
۵- $(b/B)_{cr} \approx 1.8$ نسبت عمق تسلیح بحرانی

این موضوع در شکل ۷-۵۳ نشان داده شده است. دقت شود که مقدار نسبت $(d/B)_{cr}$ مستقل از مقدار چسبندگی زهکشی نشده خاک رس، c_u، می‌باشد.



شکل ۷-۵۲- تغییرات BCR در مقابل b/B (شین و همکاران)

(h/B = 0.33 و N = 4)



شکل ۷-۵۳- تغییرات BCR با N (شین و همکاران)
(b/B = 4 و u/B = 0.4 و h/B = 0.33)

۷-۱۵-۴- نظریه ظرفیت باربری

اغلب اطلاعات و نتایج موجود روی ظرفیت باربری مجاز و نهایی شالوده‌های سطحی مستقر بر خاک‌های مسلح به ژئوگرید، مربوط به مطالعات آزمایشگاهی روی مدل‌های کوچک هستند. یکی از مطالعات جدید، مربوط به آدافر و کولین می‌باشد که روی مدل آزمایشگاهی نسبتاً بزرگتر در ماسه کار کردند، همچنین هانگ و مینگ نیز ظرفیت باربری نهایی شالوده‌ها روی لایه مسلح ماسه‌ای را بصورت عددی برپایه نظریه رویه‌های عریض ارائه نمودند. لیکن در حال حاضر مطالعات بیشتری جهت بررسی وضعیت گسیختگی در خاک‌های مسلح، مقاومت و صلبیت لایه‌های ژئوگرید و همچنین اثر اندازه لایه‌ها و مصالح تسلیح روی میزان ظرفیت باربری ضروری است.

۷-۱۵-۵- نشست شالوده روی خاک مسلح تحت بارگذاری‌های دوره‌ای (سیکلی)

در بعضی حالت ممکن است شالوده‌های مستقر روی خاک مسلح با ژئوگرید، تحت بارگذاری‌های تکراری قرار گیرند. نمونه‌ای از این حالت در شالوده ماشین‌آلات اتفاق می‌افتد. داس و همچنین داس و شین، گزارش‌هایی را در مورد میزان و نحوه نشست شالوده‌های مستقر بر ماسه مسلح و رس اشباع تحت اثر بارگذاری‌های تکراری بر پایه مدل‌سازی آزمایشگاهی ارائه نمودند. این مدل‌سازی شامل شالوده مربعی روی خاک ماسه‌ای غیرمسلح و مسلح با مشخصات زیر بوده است:

ابعاد مدل شالوده : $B = 76.2\,mm$

دانسیته نسبی ماسه : $D_r = 76\%$

زاویه اصطکاک داخلی : $\phi = 42^\circ$

Scanned with CamScanner

نسبت عرض تسلیح : $\frac{b}{B} \approx \left(\frac{b}{B}\right)_{cr}$

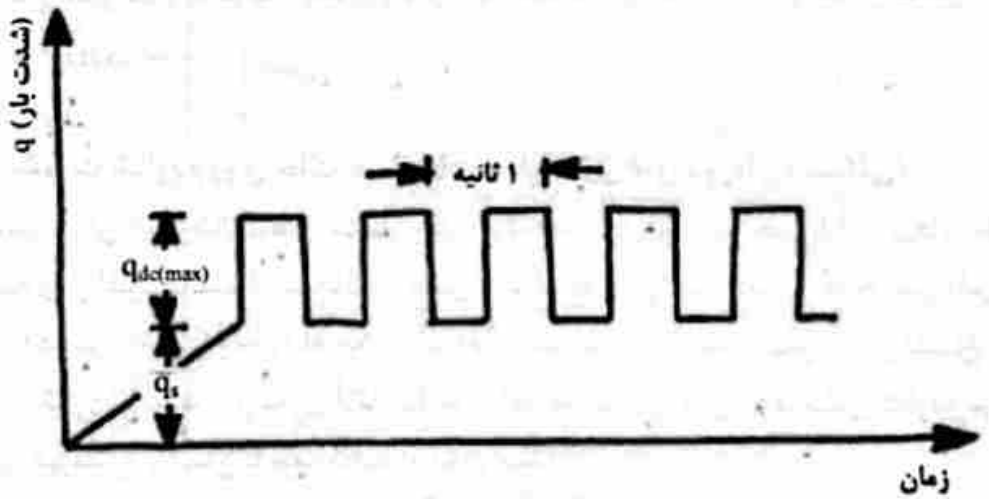
$\frac{u}{B} \approx \left(\frac{u}{B}\right)_{cr} = 0.33$

$\frac{h}{B} = 0.33$

نسبت عمق تسلیح $\frac{d}{B} \approx \left(\frac{d}{B}\right)_{cr} = 1.33$

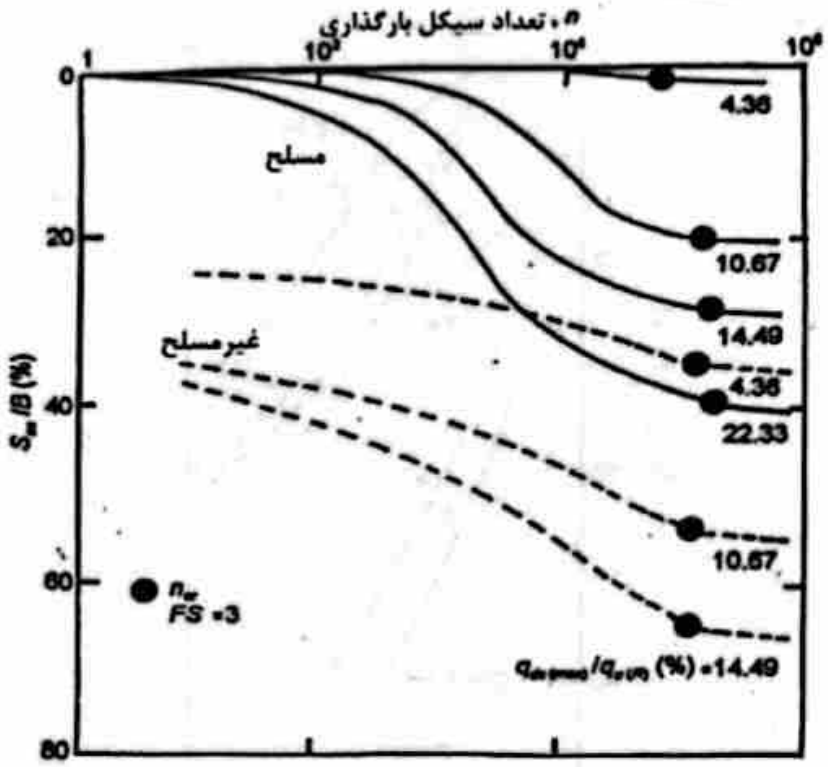
تعداد لایه‌های مسلح شده $N = 4$

مطالعات آزمایشگاهی با اعمال بارگذاری استاتیکی با شدت $q_s \left(= \frac{q_{uR}}{F.S}\right)$ شروع می‌شود که F.S ضریب اطمینان انتخاب شده می‌باشد. سپس با اعمال بارگذاری سیکلی و با تواتر پایین (حدود ۱ دور بر ثانیه) ادامه می‌یابد. شدت بار سیکلی $q_{dc(max)}$ می‌باشد. طبیعت بارگذاری در شکل ۷-۵۴ ارائه شده و شکل ۷-۵۵ نیز تغییرات میزان نشست شالوده را با نسبت $q_{dc}/q_{u(R)}$ در تعداد سیکل‌های متفاوت بارگذاری نشان می‌دهد (n). این نمودار در شرایط F.S = 3 ارائه شده است و در شرایط دیگر مقدار S_{cc} با افزایش n افزایش می‌یابد لیکن عملاً به مقدار حداکثر (مجانب) در تعداد $n = n_{cr}$ می‌رسد که با $S_{cc(max)}$ نمایش داده می‌شود نتایج بدست آمده از این آزمایش‌ها به شرح زیر است:



شکل ۷-۵۴- نمودار بارگذاری سیکلی در آزمایش‌ها

Scanned with CamScanner



شکل ۷-۵۵- نمودار S_{ec}/B در مقابل q_{dc}/q_{uR} برای مقادیر مختلف n.

(برای ماسه مسلح و $\frac{u}{B}=\frac{h}{B}=\frac{1}{3}, \frac{b}{B}=4, \frac{d}{B}=1\sim\frac{1}{3}$)

۱- برای مقادیر ثابت FS و n، مقدار S_{ec}/B با افزایش q_{dc}/q_{uR} افزایش می‌یابد.

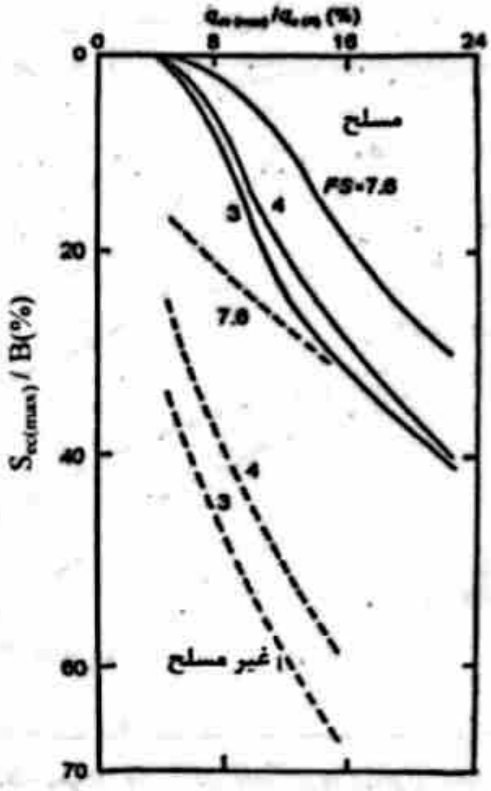
۲- برای شدت q_{dc}/q_{uR} و تعداد n ثابت، مقدار S_{ec}/B با کاهش Fs، افزایش می‌یابد.

۳- تعداد n_{ec} در تمامی آزمایش‌ها مقدار نسبتاً یکسانی بین $۱/۷۵\times۱۰^{۵}$ تا $۲/۵\times۱۰^{۵}$ دور در آزمایش‌های روی خاک مسلح و مقداری بین $۱/۵\times۱۰^{۵}$ تا $۲/۰\times۱۰^{۵}$ دور در خاک غیرمسلح داشته است.

تغییرات نسبت $S_{ec(max)}/B$ با تغییرات $q_{dc(max)}/q_{u(R)}$ و ضریب FS که از آزمایش‌ها بدست آمدند در شکل ۷-۵۶ نشان داده شده است. این شکل بیانگر اثر کاهش دهنده سطح نشست‌ها در صورت استفاده از لایه‌های ژئوگرید در خلال بارگذاری دوره‌ای می‌باشد.

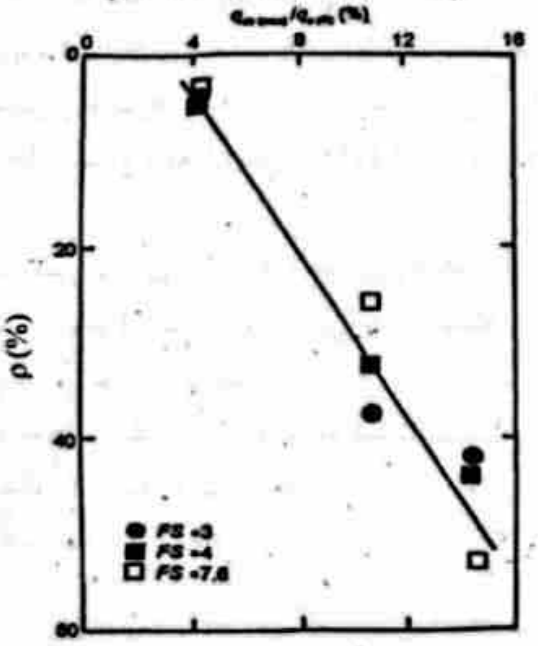
با استفاده از نمودارهای ارائه شده در شکل ۷-۵۶ تغییرات نسبت نشست با تغییرات $q_{dc(max)}/q_{u(R)}$ که به شرح زیر تعریف می‌شود، در شکل ۷-۵۷ ارائه شده است.

$$\rho=\frac{S_{ec(max)}\ (\text{مسلح})}{S_{ec(max)}\ (\text{غیرمسلح})}$$



شکل ۷-۵۶- تغییرات نسبت $\frac{S_{cc(max)}}{B}$ با $\frac{q_{dc(max)}}{q_{u(R)}}$

$$\left(\frac{u}{B}=\frac{h}{B}=\frac{1}{3},\frac{b}{B}=4,\frac{d}{B}=1-\frac{1}{3}\right)$$



شکل ۷-۵۷- تغییرات نسبت $\frac{q_{dc(max)}}{q_{u(R)}}$ با نسبت ρ برای ماسه مسلح

$$\left(\frac{u}{B}=\frac{h}{B}=\frac{1}{3},\frac{b}{B}=4,\frac{d}{B}=1-\frac{1}{3}\right)$$

Scanned with CamScanner

شکل ۷-۵۷ نشان می‌دهد که میزان نشست شالوده منحصراً تابعی از نسبت q_{dc}/q_u می‌باشد و میزان FS نقش کمتری در آن دارد.

مطالعات دیگری توسط داس و شین روی شالوده‌های نواری که روی لایه رس اشباع مسلح قرار گرفتند با همان بارگذاری مشروح در شکل ۷-۵۴ و با مشخصات زیر انجام شد.

عرض شالوده نواری : $B = 76.2$ mm

مشخصات رس : درصد رطوبت = 34%

درجه اشباع = 96%

و مقاومت برشی زهکشی نشده $c_u = 12$ kN/m^2

لایه تسلیح : ژئوگرید TENSAR BX1100

$$\frac{u}{B} = \left(\frac{u}{B}\right)_{cr} = 0.4$$

$$\frac{h}{B} = 0.33$$

$$\frac{b}{B} \approx \left(\frac{b}{B}\right)_{cr} = 5$$

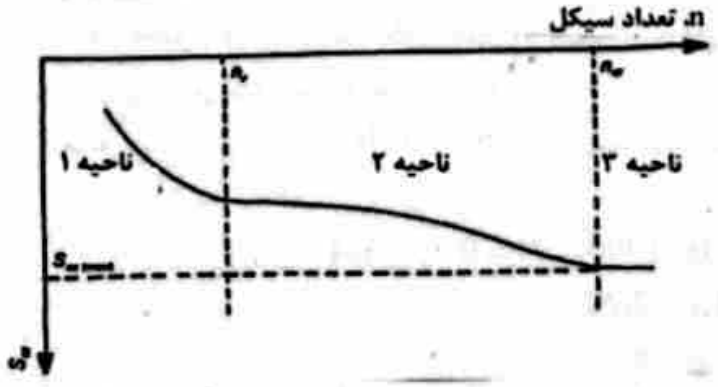
$$N = 5$$

$$\frac{d}{B} \approx \left(\frac{d}{B}\right)_{cr} = 1.73$$

محدوده آزمایش : $\frac{q_{d(max)}}{q_{u(R)}} = 3.4 \sim 14.6\%$

$$F.S. = \frac{q_{u(R)}}{q_s} = 3.15 \sim 6.35$$

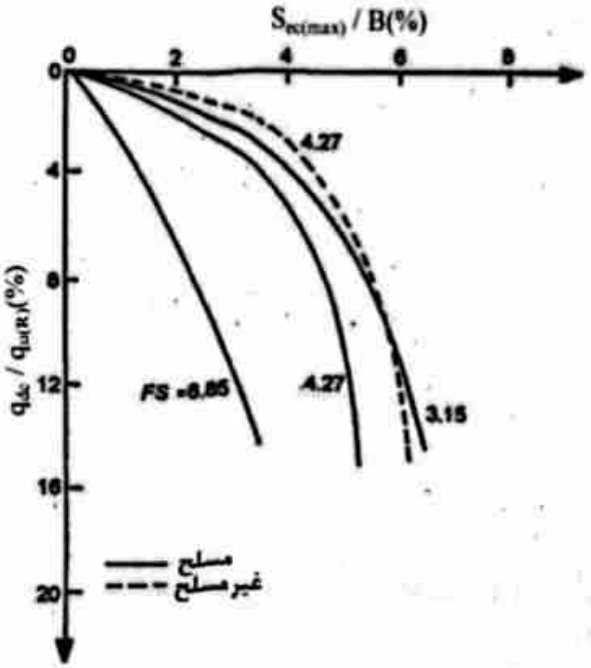
رفتار نشست شالوده برای مقادیر ثابت FS و نسبت $q_{dc}/q_{u(R)}$ در شکل ۷-۵۸ ارائه شده است، این منحنی به سه ناحیه اصلی قابل تقسیم است، ناحیه ۱ (برای $n = 1$ تا $n = n_c$) ناحیه وقوع سریع نشست‌ها بوده بطوریکه حدود ۷۰ درصد نشست کل در این ناحیه اتفاق می‌افتد.



شکل ۷-۵۸- رفتار نشست شالوده روی خاک رس مسلح در قبال بارگذاری سیکلی

Scanned with CamScanner

مقدار n_c حدود ۱۰ می‌باشد. ناحیه دوم (برای $n = n_c$ تا $n = n_{cr}$) ناحیه‌ای است که در آن‌ها نشست‌ها ادامه می‌یابد تا در $n = n_{cr}$ به مقدار حداکثر خود می‌رسد. برای مقادیر $n > n_{cr}$ میزان نشست شالوده تحت بارهای سیکلی قابل اغماض است. مقدار n_{cr} برای رس مسلح بین $1/8\times10^{4}$ تا $2/5\times10^{4}$ دور متغیر است. شکل ۷-۵۹ نتایج آزمایش‌های انجام شده را در قبال نمودار تغییرات $S_{ec(max)}/B$ در مقابل $q_{dc}/q_{u(R)}$ و برای FS متفاوت نشان می‌دهد. توجه کنید که در $FS = 4.27$، مقدار $S_{ec(max)}$ در خاک مسلح حدود ۲۰ تا ۳۰ درصد نسبت به مقدار ایجاد شده در خاک مسلح کمتر است.



شکل ۷-۵۹- تغییرات نسبت $\frac{S_{ec(max)}}{B}$ با $\frac{q_{dc}}{q_{u(R)}}$ برای

$$\left(c_u = 12\,kPa, \frac{u}{B} = 0.4, \frac{h}{B} = \frac{1}{3}, \frac{b}{B} = 5, \frac{d}{B} = 1.73\right)$$

۷-۱۵-۶- نشست در قبال بارهای ضربه‌ای

استفاده از ژئوگرید می‌تواند در کاهش میزان نشست شالوده‌هایی که تحت اثر بارهای ضربه‌ای هستند، موثر باشد. این مسئله در نتایج آزمایش روی مدل شالوده در ماسه که توسط داس گزارش شده است، نشان داده شده است. شالوده از نوع مربعی و سطحی ($B = 76.2mm$ و $D_f = 0$) بوده است. سایر مشخصات به شرح زیر است:

ژئوگرید : TENSAR BX1000 ، $N = 0,1,2,3,4$

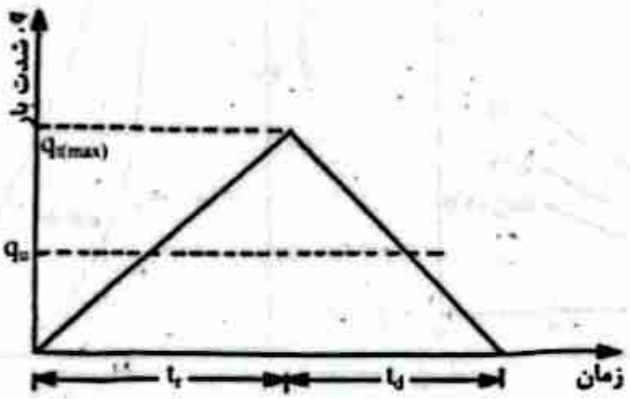
دانسیته نسبی ماسه : $Dr = 76\%$

زاویه اصطکاک داخلی : $\phi = 42°$

Scanned with CamScanner

مشخصات تسلیح : $\frac{u}{B}=0.33, \frac{b}{B}=4, \frac{h}{B}=0.33$

شکل ساده‌سازی شده بارگذاری ضربه‌ای در شکل ۷-۶۰ نشان داده شده است که در آن t_1 زمان اوج و t_2 زمان حضیض است و $q_{t(max)}$ شدت حداکثر بارگذاری ضربه‌ای می‌باشد. مقدار متوسط t_1 و t_2 در آزمایش‌ها به ترتیب معادل ۱/۷۵ و ۱/۴ ثانیه بودند.



شکل ۷-۶۰- بارگذاری گذرا (ضربه‌ای)

حداکثر نشست ایجاد شده بصورت بی‌بعد در مقابل نسبت q_t/q_u در شکل ۷-۶۱ ارائه شده است. در این شکل، q_u ظرفیت باربری و $S_{e(u)}$ نشست شالوده در خاک غیرمسلح می‌باشند. از این شکل نتایج زیر بدست می‌آید.

۱- برای مقدار ثابت q_t/q_u ، میزان نشست شالوده با افزایش تعداد لایه‌های ژئوگرید، کاهش می‌یابد.

۲- برای تعداد ثابت لایه‌های ژئوگرید، شدت $S_{et(max)}$ با افزایش نسبت q_t/q_u افزایش می‌یابد.

اثر کاهش دهنده تسلیح با ژئوگریدها در نشست ناشی از بارهای ضربه‌ای را می‌توان در نسبت R به شرح زیر خلاصه نمود:

$$R=\frac{S_{et(max)-d}}{S_{et(max)-d=0}}$$

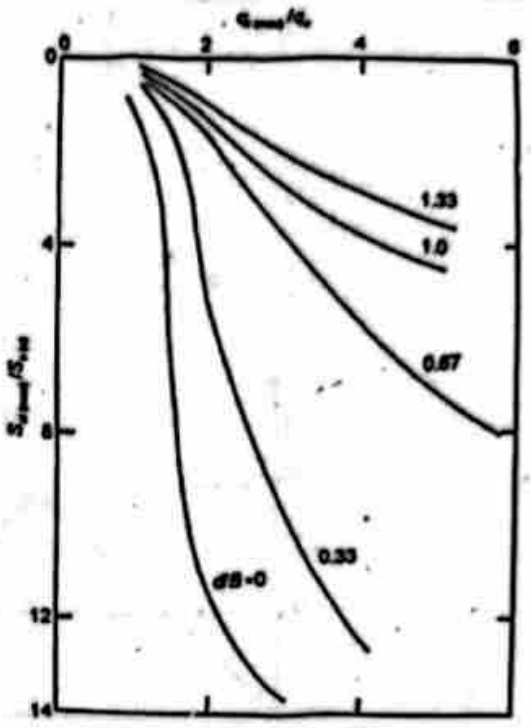
که در آن:

$S_{et(max)-d}$ = حداکثر نشست شالوده در اثر بار ضربه‌ای و لایه مسلح کننده در عمق d

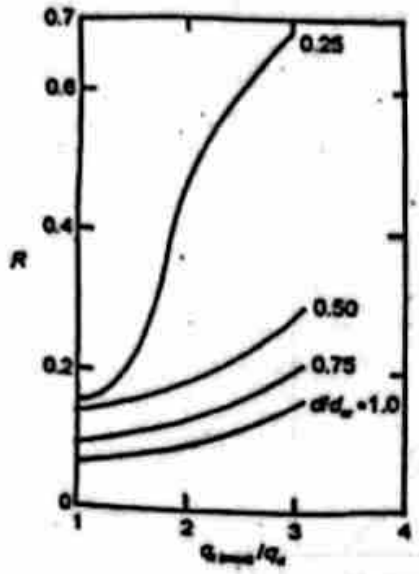
$S_{et(max)-d=0}$ = حداکثر نشست شالوده تحت بار ضربه‌ای روی خاک غیرمسلح (یا N = 0)

برپایه نمودارهای ارائه شده در شکل ۷-۶۱، تغییرات میزان نسبت R با $q_{t(max)}/q_u$ و نسبت d/d_{cr} در شکل ۷-۶۲ نشان داده شده است. بطور کلی استفاده از لایه‌های ژئوگرید اثر قابل توجهی در کاهش نشست شالوده تحت اثر بارهای ضربه‌ای دارند.

Scanned with CamScanner



شکل ۷-۶۱- $\frac{S_{et(max)}}{S_{cu}}$ با $\frac{q_{t(max)}}{q_u}$ و $\frac{d}{B}$



شکل ۷-۶۲- تغییرات ضریب R با نسبت $\frac{d}{d_{cr}}$ و $\frac{q_{t(max)}}{q_u}$

مسائل فصل هفتم

۷-۱- شالوده نواری زیر در عمق ۱ متری از سطح زمین قرار دارد. در عمق یک متری از سطح زیرین شالوده، یک لایه‌ی سنگی قرار دارد. مشخصات خاک به قرار زیر است:

$c' = 10\ kN/m^2$ ، $\phi' = 25°$ ، $\gamma = 18 kN/m^3$

مطلوبست تعیین ظرفیت باربری نهایی خاک زیر شالوده.

۷-۲- در مسئله ۷-۱، اگر عمق لایه سنگی از زیر شالوده ۴ متر باشد، ظرفیت باربری نهایی خاک چقدر خواهد بود.

۷-۳- شالوده‌ی مستطیلی به ابعاد ۲×۱/۵ متر در عمق ۱ متری در خاک ماسه‌ای با مشخصات $\phi' = 40°$ و $\gamma = 18.5 kN/m^3$ قرار داد. بستر سنگی در عمق ۱ متری از زیر شالوده قرار دارد. با استفاده از رابطه‌ی ۷-۳، مطلوبست تعیین ظرفیت باربری نهایی خاک زیر شالوده.

۷-۴- در مسئله‌ی قبل، اگر عمق بستر سنگی از زیر شالوده ۴ متر باشد، ظرفیت باربری نهایی خاک زیر شالوده چقدر می‌باشد.

Scanned with CamScanner

۷-۵- شالوده مربع به ابعاد ۲ متر که در عمق ۰/۵ متری رس اشباع با $c_u = 40kN/m^2$ و $\gamma = 19kN/m^3$ مفروض است. در عمق ۱ متری از زیر شالوده لایه‌ی بسیار سختی وجود دارد. مطلوبست تعیین ظرفیت باربری خاک زیر شالوده با استفاده از رابطه‌ی بویسمن (۱۹۴۰).

۷-۶- شالوده‌ی نواری به عرض ۲ متر در عمق ۱/۵ متر در رس اشباع با $c_u = 40kN/m^2$ و $\gamma = 18.5kN/m^3$ در عمق ۲ متری در زیر شالوده، لایه رس سفت‌تری با $c_u = 60kN/m^2$ و $\gamma = 19kN/m^3$ قرار دارد. با استفاده از ضریب اطمینان ۳، با استفاده از رابطه‌ی ۷-۱۱ نیروی مجاز حداکثر شالوده چقدر خواهد بود.

۷-۷- مسئله‌ی ۷-۶ را با استفاده از رابطه‌ی وسیک (۱۹۷۵) دوباره حل کنید (رابطه‌ی ۷-۱۲).

۷-۸- شالوده‌ی نواری به عرض ۲ متر در عمق ۱ متری در لایه‌ی ماسه‌ای به ضخامت ۱/۵ متر قرار دارد که در زیر این لایه ماسه‌ای، لایه‌ی رسی ضعیف قرار دارد. مشخصات لایه‌های خاک به قرار زیر است:

لایه‌ی ماسه‌ی فوقانی: $\gamma = 18kN/m^3$ و $\phi' = 38°$

لایه‌ی رس زیرین: $\gamma = 19kN/m^3$ و $c_u = 25kN/m^2$

با استفاده از ضریب اطمینان FS = 3.0، بار مجاز دیوار بر شالوده را تعیین کنید.

۷-۹- لایه‌ی رسی به ضخامت ۳ متر (با $c_u = 60kN/m^2$ و $\gamma = 19kN/m^3$) روی لایه رسی ضعیف‌تر (با $c_u = 30kN/m^2$ و $\gamma = 18kN/m^3$) با عمق زیاد قرار دارد. شالوده‌ی مربع به ابعاد ۲ متر در عمق ۱/۵ متری از سطح زمین قرار دارد. با فرض ضریب اطمینان ۳، مطلوبست تعیین ظرفیت باربری مجاز شالوده.

۷-۱۰- شالوده‌ی نواری به عرض ۱/۵ متر در عمق ۱ متری در لایه‌ی ماسه‌ای با $\phi' = 32°$ و $\gamma = 17kN/m^3$ قرار دارد. در عمق ۲/۵ متر از زیر شالوده، لایه‌ی ماسه‌ی متراکم (با مشخصات $\phi' = 40°$ و $\gamma = 18kN/m^3$) با ضخامت زیاد قرار دارد. مطلوبست تعیین ظرفیت باربری نهایی شالوده.

۷-۱۱- شالوده‌ی نواری به عرض ۲ متر در عمق ۱/۵ متر از لایه‌ی رسی با مشخصات $c_u = 40kN/m^2$ و $\gamma = 18kN/m^3$ قرار دارد.

(الف) ظرفیت باربری نهایی شالوده چقدر می‌باشد.

(ب) برای افزایش ظرفیت باربری نهایی، در ترانشه‌ای به عمق ۴ متر در زیر شالوده ماسه‌ی متراکم (با $\phi' = 42°$ و $\gamma = 18.5kN/m^3$) قرار داده شود. عرض ترانشه مساوی عرض شالوده در نظر گرفته شده است. ظرفیت باربری جدید شالوده چقدر می‌باشد.

۷-۱۲- دو شالوده‌ی نواری هر یک به عرض ۱/۲ متر و عمق ۱ متر و فاصله‌ی مرکز به مرکز ۲ متر به موازات یکدیگر روی خاک ماسه‌ای (با $\phi' = 35°$ و $\gamma = 16.8kN/m^3$) به موازات یکدیگر قرار دارند. مطلوبست تعیین ظرفیت باربری مجاز خالص خاک زیر شالوده.

۷-۱۳- شالوده‌ی نواری به عرض ۱ متر مطابق شکل ۷-۱۹ روی شیروانی رسی قرار دارد. داریم:

Scanned with CamScanner

$D_f = 1.0\,m$, $H = 4\,m$, $b = 2\,m$, $\gamma = 16.8\,kN/m^3$, $c = c_u = 68\,kN/m^2$

$\phi = 0 \quad \beta = 60°$

(الف) با فرض ضریب اطمینان FS = 3.0 مطلوبست تعیین ظرفیت باربری مجاز شالوده.

(ب) با فرض تغییر b از صفر تا ۶ متر، نموداری برای ظرفیت باربری نهایی رسم نمایید.

۷-۱۴- مطابق شکل ۷-۱۹ شالوده‌ی نواری در نزدیکی شیروانی ماسه‌ای با مشخصات زیر قرار دارد:

$B = 1.2\,m$, $b = 1.8\,m$, $H = 4.5\,m$, $D_f = 1.2\,m$, $\beta = 30°$

$\phi' = 40°$, $\gamma = 17.29\,kN/m^3$

مطلوبست تخمین ظرفیت باربری نهایی.

۷-۱۵- اطلاعات زیر از آزمایش نفوذ مخروط در لایه‌ی دانه‌ای حاصل شده‌اند.

عمق (m)	مقاومت نفوذ مخروط q_c (MN/m^2)
2	1.73
4	3.6
6	4.9
8	6.8
10	8.7
15	13

فرض کنید وزن مخصوص لایه خاک $16.5\ kN/m^3$ است. مطلوبست تخمین ظرفیت باربری نهایی لرزه‌ای q_{uE} برای شالوده‌ی نواری با مشخصات $B = 1.5\ m$، $D_f = 1.0\ m$، $k_h = 0.2$ و $k_v = 0$ از روابط ۷-۴۷ و ۷-۴۸ استفاده کنید.

۷-۱۶- با مراجعه به مسئله‌ی ۷-۱۵، اگر پارامترهای زلزله طرح $V = 0.35\ m/s$ و $A = 0.3$ باشد، نشست لرزه‌ای شالوده را محاسبه کنید. فرض کنید FS = 4 برای تعیین ظرفیت باربری مجاز استاتیکی باشد.

۷-۱۷- نمونه‌ی ماسه سنگ دارای مشخصات مکانیکی $q_{uc} = 50\ MN/m^2$ و $\phi' = 35°$ می‌باشد. مطلوبست تعیین c'

۷-۱۸- بستر ماسه سنگی با RQD = 70% و $\gamma = 26\,kN/m^3$ زیر ۱/۵ متر لایه‌ی خاکی قرار دارد. شالوده‌ی مربع ۲×۲ متر قرار است در عمق ۱/۵ متری خاک روی بستر سنگی قرار گیرد تا بار ستون را حمل کند. وزن مخصوص خاک ۱۸ کیلونیوتن برمترمکعب می‌باشد. با استفاده از پارامترهای سنگ از مسئله‌ی ۷-۱۷، مطلوبست تعیین حداکثر بار مجاز شالوده با ضریب اطمینان FS = 3.0. مقاومت مشخصه بتن شالوده $f'_c = 30\,N/mm^3$ می‌باشد.

۷-۱۹- شالوده‌ی مربع به ابعاد ۱/۲×۱/۲ متر در عمق ۱/۵ متری لایه‌ی ماسه با $\phi' = 35°$ و $\gamma = 17.6\,kN/m^3$ قرار دارد. مطلوبست تعیین ظرفیت کششی شالوده.

Scanned with CamScanner

۷-۲۰- شالوده‌ی مربع به ابعاد ۱/۲×۱/۲ متر در عمق ۲ متری لایه‌ی رس اشباع با وزن مخصوص ۱۸ کیلونیوتن برمترمکعب و چسبندگی زهکشی نشده $74\ kN/m^2$ قرار دارد. مطلوبست تعیین ظرفیت کششی نهایی شالوده.

مآخذ فصل هفتم

Bowles, J. E. (1996). *Foundation Analysis and Design*, 5th ed., McGraw-Hill, New York.

Buisman, A. S. K. (1940). *Grondmechanica*, Waltman, Delft, The Netherlands.

Cerato, A. B. and Lutenegger, A. J. (2006). "Bearing Capacity of Square and Circular Footings on a Finite Layer of Granular Soil Underlain by a Rigid Base," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 132, No. 11, pp. 1496–1501.

Das, B. M. (1978). "Model Tests for Uplift Capacity of Foundations in Clay," *Soils and Foundations*, Vol. 18, No. 2, pp. 17–24.

Das, B. M. (1980). "A Procedure for Estimation of Ultimate Uplift Capacity of Foundations in Clay," *Soils and Foundations*, Vol. 20, No. 1, pp. 77–82.

Das, B. M. and Jones, A. D. (1982). "Uplift Capacity of Rectangular Foundations in Sand," *Transportation Research Record 884*, National Research Council, Washington, DC, pp. 54–58.

Das, B. M. and Seeley, G. R. (1975). "Breakout Resistance of Horizontal Anchors," *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 101, No. 9, pp. 999–1003.

Lundgren, H. and Mortensen, K. (1953). "Determination by the Theory of Plasticity on the Bearing Capacity of Continuous Footings on Sand," *Proceedings, Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Zurich, Vol. 1, pp. 409–412.

Madhav, M. R. and Vitkar, P. P. (1978). "Strip Footing on Weak Clay Stabilized with a Granular Trench," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 15, No. 4, pp. 605–609.

Mandel, J. and Salencon, J. (1972). "Force portante d'un sol sur une assise rigide (étude théorique)," *Geotechnique*, Vol. 22, No. 1, pp. 79–93.

Merifield, R. S., Lyamin, A. and Sloan, S. W. (2003). "Three Dimensional Lower Bound Solutions for the Stability of Plate Anchors in Clay," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vo. 129, No. 3, pp. 243–253.

Meyerhof, G. G. (1957). "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Slopes," *Proceedings, Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London, Vol. 1, pp. 384–387.

Meyerhof, G. G. (1961). "The Ultimate Bearing Capacity of Wedge-Shaped Foundations," *Proceedings, Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Paris, Vol. 2, pp. 105–109.

Meyerhof, G. G. (1974). "Ultimate Bearing Capacity of Footings on Sand Layer Overlying Clay," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 11, No. 2, pp. 224–229.

Meyerhof, G. G. and Adams, J. I. (1968). "The Ultimate Uplift Capacity of Foundations," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 5, No. 4, pp. 225–244.

Meyerhof, G. G. and Chaplin, T. K. (1953). "The Compression and Bearing Capacity of Cohesive Soils," *British Journal of Applied Physics*, Vol. 4, pp. 20–26.

Meyerhof, G. G. and Hanna, A. M. (1978). "Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Layered Soil under Inclined Load," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 15, No. 4, pp. 565–572.

Prandtl, L. (1921). "Über die Eindringungsfestigkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden," *Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik*, Vol. 1, No. 1, pp. 15–20.

Scanned with CamScanner

Reddy, A. S. and Srinivasan, R. J. (1967). "Bearing Capacity of Footings on Layered Clay," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 93, No. SM2, pp. 83–99.

Reissner, H. (1924). "Zum Erddruckproblem," *Proceedings, First International Congress of Applied Mechanics*, Delft, The Netherlands, pp. 295–311.

Richards, R., Jr., Elms, D. G., and Budhu, M. (1993). "Seismic Bearing Capacity and Settlement of Foundations," *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 119, No. 4, pp. 662–674.

Stagg, K. G. and Zienkiewicz, O. C. (1968). *Rock Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley & Sons, New York.

Vesic, A. S. (1975). "Bearing Capacity of Shallow Foundations," in *Foundation Engineering Handbook*, ed. R. F. Winterkorn and H. Y. Fang, Van Nostrand Reinhold Company, New York.

فهرست مراجع برای بخش ۷-۱۵

1- Vidal, H., La terre Armee, *Ana/es de/ 'institut Technique du Bdtiment et des Travaus Publiques*, France, July-August, 888, 1966.

2- Binquet, J., and Lee, K. L., Bearing capacity tests on reinforced earth mass, *J. Geotech. Eng. Div.*, ASCE, 101(12), 1241, 1975.

3- Binquet, J., and Lee, K. L. Bearing capacity analysis of reinforced slabs, *J. Geotech. Eng.* Div., ASCE, 101(12), 1257, 1975.

4- Guido, V. A., Biesiadecki, G. L. and Sullivan, M. J., Bearing capacity of a geotextile rein-forced foundation, in *Proc. XI Int. Con/ S.oil Mech. Found. Eng.*, San Francisco, 3, 1985, 1777.

5- Sakti,,J. and Das, B. M., Model tests for strip foundation on clay reinforced with geotextile layers, *Trans. Res. Rec. No. 1153*, National Academy of Sciences, Washington, DC, 4,0 1987.

6- Omar, M. T., Das, B. M., Yen, S. C., Puri, V. K., and Cook, E. E. Ultimate bearing capacity of rectangular foundations on geogrid-reinforced sand, *Geotech.Testing J.*, ASTM, 16(2), 246, 1993.

7- Yetimoglu, T., Wu, J. T. H., and Saglamer,A., Bearing capacity of rectangular footings on geogrid-reinforced sand,*J. Geotech. Eng.*, ASCE, 120(12), 2083, 1994.

8- Guido, V. A., Knueppel, J. D., and Sweeney, M.. A., Plate load tests on geogrid-reinforced earth slabs, in *Proc.. Geosynthetics '87*, 1987, 216.

9- Omar , M. T., Das, B. M., Ye n S. C., Puri, V. K., and Cook, E. E., Shallow foundations on geogrid-reinforced sand, *Trans. Res. Rec. No. 1414*, National Academy of Sciences, Was):tington, DC, 59, 1993.

10- Shin, E. C., Das, B. M., Puri, V. K., Yen, S. C., and Cook, E. E., Bearing capacity of strip foundation on geogrid-reinforced clay, *Geotech. Testing J.*, ASTM, 17(4), 534, 1993.

11- Adams, M.. T., and Collin, J. G., Large model spread footing load tests on geosynthetic rein-forced soil foundation, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* , ASCE, 123(,1) 66, 1997.

12- Huang, C. C., and Meng, F. Y., Deep footing and wide-slab effects on reinforced sandy ground, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, ASCE, 123(1), 30, 1997.

13- Das, B. M., Dynamic loading on foundation on reinforced soil, in *Geosy nthetics in Foundation Reinforcement and Erosion Control Systems*, Bowders, J. J., Scranton, H. B., and Broderick, G. P., Eds., Geotechnical Special Publication No. 76, ASCE, -1998, 19.

14- Das, B. M., and Shin, E. C., Strip foundation on geogrid-reinforced clay: behavior under cyclic loading, *Geotextiles and Geomembranes;* 13(10) , 657, 1993.

Scanned with CamScanner

فصل هشتم

تنش در توده‌ی خاک

۸-۱- معرفی

با تاثیر فشار ناشی از ساخت شالوده، خاک زیر آن در اعماق مختلف، تحت افزایش تنش قرار می‌گیرد. افزایش خالص تنش در خاک، بستگی به بار وارد بر واحد سطح تماس شالوده، عمق و فاصله‌ی نقطه‌ی مورد مطالعه از شالوده، و چند عامل دیگر دارد. برای محاسبات نشست، لازم است افزایش خالص تنش قائم خاک به علت احداث شالوده تعیین گردد. محاسبات تعیین نشست در فصل‌های بعد مورد توجه قرار خواهد گرفت. در این فصل با استفاده از تئوری الاستیسیته، اصول تعیین افزایش تنش قائم در خاک ناشی از انواع مختلف بارگذاری مورد بررسی قرار می‌گیرد. اگر چه نهشته‌های[1] طبیعی خاک در اکثر حالات کاملاً همگن، ایزوتروپیک (همسانگرد) و الاستیک (کشسان) نیستند، لیکن محاسبات انجام شده برای تعیین افزایش تنش با استفاده از تئوری الاستیسیته نتایج نسبتاً خوبی برای کارهای عملی به دست می‌دهد.

۸-۲- تنش قائم (عمودی یا نرمال) و برشی روی صفحه‌ی مایل

دانشجویان درس مکانیک خاک، با مبانی مکانیک مصالح (مقاومت مصالح) آشنا هستند. در این قسمت خلاصه‌ای از مفاهیم عمومی تنش قائم و برشی در صفحه ارائه می‌شود.

شکل ۸-۱- الف، جزء خاکی را در فضای دوبعدی نشان می‌دهد که تحت تاثیر تنش‌های عمودی و برشی قرار دارد $\left(\sigma_y > \sigma_x\right)$. برای تعیین تنش عمودی و برشی در صفحه‌ی مایل EF که زاویه‌ی θ با صفحه‌ی AB می‌سازد، نمودار جسم آزاد قطعه‌ی EFB مطابق شکل ۸-۱- ب مورد توجه قرار می‌گیرد. تنش‌های عمودی و برشی موثر بر صفحه‌ی EF به ترتیب با σ_n و τ_n نشان داده می‌شوند.

با استفاده از هندسه می‌توان نوشت:

$$\overline{EB} = \overline{EF}\cos\theta \qquad (۱-۸)$$

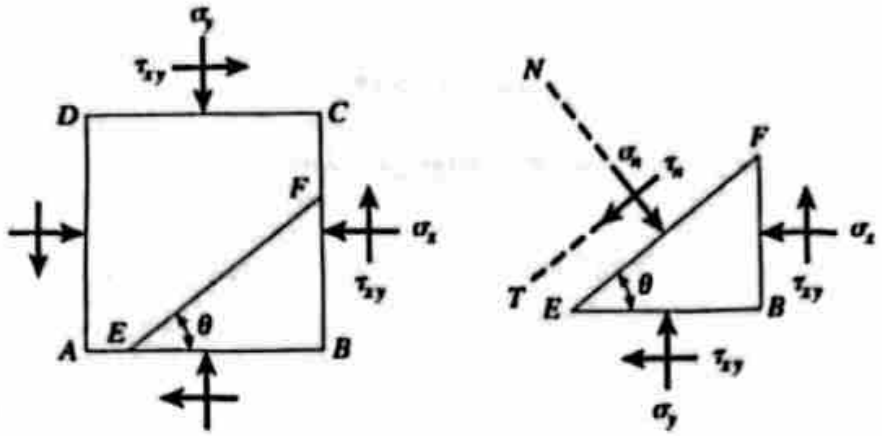
و

$$\overline{FB} = \overline{EF}\sin\theta \qquad (۲-۸)$$

---

1 - Deposite

Scanned with CamScanner



شکل ۸-۱ (الف) جزء کوچک خاک با تنش‌های عمودی و برشی موثر بر آن، (ب) نمودار جسم آزاد قطعه‌ی EFB

با نوشتن مجموع مولفه‌های نیروهای موثر بر جزء کوچکتر در امتدادهای N و T به دست می‌آید:

$$\sigma_n.\left(\overline{EF}\right)=\sigma_x.\left(\overline{EF}\right).\sin^2\theta+\sigma_y.\left(\overline{EF}\right).\cos^2\theta$$
$$+2\tau_{xy}\left(\overline{EF}\right).\sin\theta.\cos\theta$$

یا

$$\sigma_n=\sigma_x\sin^2\theta+\sigma_y\cos^2\theta+2\tau_{xy}\sin\theta.\cos\theta$$

یا

$$\sigma_n=\frac{\sigma_y+\sigma_x}{2}+\frac{\sigma_y-\sigma_x}{2}\cos 2\theta+\tau_{xy}\sin 2\theta \qquad (۳-۸)$$

و همچنین:

$$\tau_n.\left(\overline{EF}\right)=-\sigma_x.\left(\overline{EF}\right).\sin\theta.\cos\theta+\sigma_y.\left(\overline{EF}\right).\sin\theta.\cos\theta$$
$$-\tau_{xy}\left(\overline{EF}\right).\cos^2\theta+\tau_{xy}\left(\overline{EF}\right).\sin^2\theta$$

یا

$$\tau_n=\sigma_y.\sin\theta.\cos\theta-\sigma_x.\sin\theta.\cos\theta-\tau_{xy}\left(\cos^2\theta-\sin^2\theta\right)$$

یا

$$\tau_n=\frac{\sigma_y-\sigma_x}{2}\sin 2\theta-\tau_{xy}\cos 2\theta \qquad (۴-۸)$$

اگر رابطه‌ی ۸-۴ مساوی صفر قرار داده شود، مقدار θ که به ازای آن $\tau_n = 0$ است به دست می‌آید:

$$\tan 2\theta=\frac{2\tau_{xy}}{\sigma_y-\sigma_x} \qquad (۵-۸)$$

Scanned with CamScanner

برای یک دسته مقادیر مشخص τ_{xy} ، σ_x و σ_y، رابطه‌ی ۸-۵ دو مقدار θ به دست می‌دهد که ۹۰ درجه با یکدیگر اختلاف دارند. این بدان‌معنی است که دو صفحه‌ی عمود بر هم وجود دارد که تنش برشی روی آنها مساوی صفر است. این صفحات به صفحات اصلی[1] موسومند. تنش‌های عمودی موثر بر صفحات اصلی، تنش‌های اصلی[2] نامیده می‌شوند. مقادیر تنش‌های اصلی را می‌توان با جاگذاری رابطه‌ی ۸-۵ در رابطه‌ی ۸-۳ به دست آورد. نتیجه می‌شود:

تنش اصلی حداکثر:

$$\sigma_n = \sigma_1 = \frac{\sigma_y + \sigma_x}{2} + \sqrt{\left[\frac{(\sigma_y - \sigma_x)}{2}\right]^2 + \tau_{xy}^2} \qquad (۸-۶)$$

تنش اصلی حداقل:

$$\sigma_n = \sigma_3 = \frac{\sigma_y + \sigma_x}{2} - \sqrt{\left[\frac{(\sigma_y - \sigma_x)}{2}\right]^2 + \tau_{xy}^2} \qquad (۸-۷)$$

تنش‌های عمودی و برشی موثر بر هر صفحه‌ی دلخواه را می‌توان با رسم دایره‌ی مور مطابق شکل ۸-۲ به دست آورد. برای رسم دایره‌ی مور از قرارداد علامت زیر استفاده می‌شود:

- تنش عمودی فشاری مثبت فرض می‌شود.
- تنش‌های برشی وقتی مثبت هستند که بر دو وجه مقابل جزء کوچک طوری اثر نمایند که باعث دوران آن در خلاف ساعتگرد شوند.

برای صفحه‌ی AD از جزء خاک نشان داده شده در شکل ۸-۱- الف، تنش عمودی مساوی $+\sigma_x$ و تنش برشی مساوی $+\tau_{xy}$ است. برای صفحه‌ی AB تنش قائم مساوی $+\sigma_y$ و تنش برشی مساوی $-\tau_{xy}$ است.

نقاط R و M در شکل ۸-۲، به ترتیب نشان‌دهنده‌ی شرایط تنش در صفحات AD و AB می‌باشند. O نقطه‌ی تقاطع محور تنش قائم با خط RM و دایره‌ی MNQRS به مرکز O و شعاع OR، دایره‌ی مور برای شرایط تنش موردنظر است. شعاع دایره‌ی مور برابر می‌شود با:

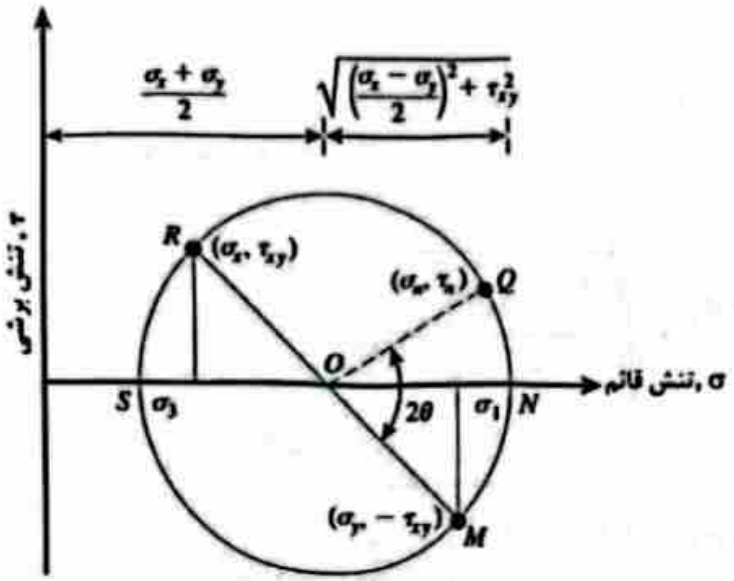
$$R = \sqrt{\left[\frac{(\sigma_y - \sigma_x)}{2}\right]^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\text{مختصات مرکز دایره} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}$$

---

1 - Principal planes
2 - Principal stresses

Scanned with CamScanner



شکل ۸-۲- مفاهیم دایره‌ی مور تنش

برای تعیین تنش در صفحه‌ی EF دایره‌ی مور شکل ۸-۲، به اندازه‌ی 2θ در خلاف ساعتگرد از شعاع OM دوران می‌نماییم تا نقطه‌ی Q به دست آید. توجه شود که نقطه‌ی M نشان‌دهنده‌ی وضعیت تنش در صفحه‌ی AB و θ زاویه‌ای است که صفحه‌ی EF با صفحه‌ی AB در خلاف ساعتگرد می‌سازد. در واقع در دایره‌ی مور، شعاع OM جانشین صفحه‌ی AB و شعاع OQ جانشین صفحه‌ی EF و زاویه‌ی 2θ جانشین زاویه‌ی θ، ولی هم‌جهت با آن، می‌شود. طول و عرض نقطه‌ی Q به ترتیب تنش عمودی σ_n و تنش برشی τ_n در صفحه‌ی EF می‌باشند.

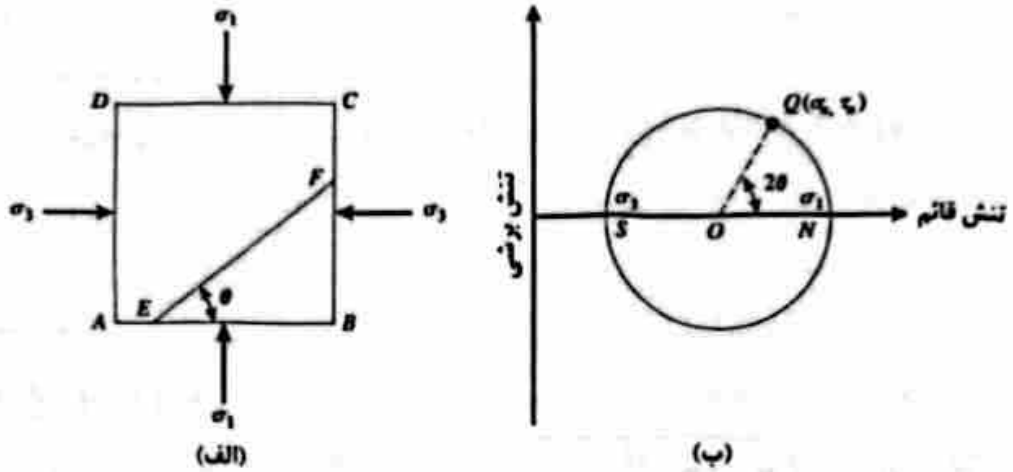
چون عرض (یعنی تنش برشی) نقاط N و S (نقاط تقاطع دایره‌ی مور با محور افقی تنش‌ها) مساوی صفر است، طول نقاط مزبور نشان‌دهنده‌ی تنش‌های اصلی می‌باشند. طول نقطه‌ی N مساوی σ_1 (رابطه‌ی ۸-۶) و طول نقطه‌ی S مساوی σ_3 (رابطه‌ی ۸-۷) می‌باشد.

در حالت خاصی که صفحات AB و AD صفحات اصلی حداکثر و حداقل باشند (شکل ۸-۳- الف)، تنش عمودی و تنش برشی روی صفحه‌ی EF را می‌توان با قرار دادن $\tau_{xy} = 0$ در روابط ۸-۳ و ۸-۴ و لحاظ نمودن $\sigma_y = \sigma_1$ و $\sigma_x = \sigma_3$ به دست آورد. نتیجه می‌شود:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\cos 2\theta \qquad (۸-۸)$$

$$\tau_n = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\sin 2\theta \qquad (۸-۹)$$

Scanned with CamScanner



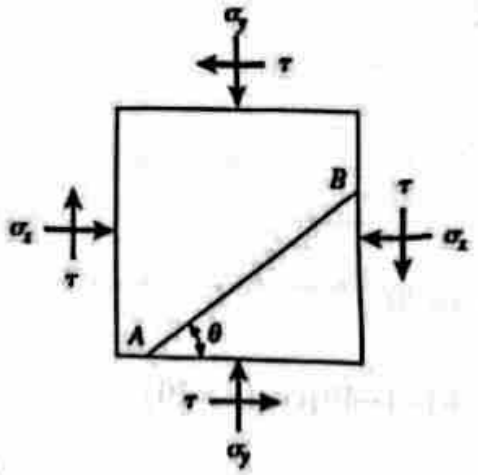
شکل ۸-۳- (الف) جزء خاک با صفحات AB و AD به عنوان صفحات اصلی حداکثر و حداقل (ب) دایره‌ی مور جزء خاک

دایره‌ی مور برای چنین وضعیتی تنشی در شکل ۸-۳- ب نشان داده است که در آن طول نقطه‌ی Q نشان دهنده‌ی تنش قائم و عرض آن نشان دهنده‌ی تنش برشی روی صفحه EF می‌باشد.

مثال ۸-۱

جزء خاکی در شکل ۸-۴ نشان داده شده است. مقدار تنش‌ها عبارت است از:

$$\sigma_x = 120\,kN/m^2\ ,\ \tau = 40\,kN/m^2\ ,\ \sigma_y = 300\,kN/m^2\ ,\ \theta = 20^\circ$$



شکل ۸-۴- جزء خاک به همراه تنش‌های موثر برآن

مطلوب است:

۱- مقادیر تنش‌های اصلی

۲- تنش‌های عمودی و برشی در صفحه‌ی AB، با استفاده از روابط ۸-۳، ۸-۴، ۸-۶ و ۸-۷.

حل:

قسمت الف:

از روابط ۸-۶ و ۸-۷ داریم:

$$\left.\begin{matrix}\sigma_3\\ \sigma_1\end{matrix}\right\} = \frac{\sigma_y + \sigma_x}{2} \pm \sqrt{\left[\frac{\sigma_y - \sigma_x}{2}\right]^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$= \frac{300+120}{2} \pm \sqrt{\left[\frac{300-120}{2}\right]^2 + (-40)^2}$$

$$\sigma_1 = 308.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_3 = 111.5 \text{ kN/m}^2$$

قسمت ب:

از رابطه‌ی ۸-۳ داریم:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_y + \sigma_x}{2} + \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2}\cos 2\theta + \tau \sin 2\theta$$

$$= \frac{300+120}{2} + \frac{300-120}{2}\cos(2\times 20) + (-40)\sin(2\times 20)$$

$$= 253.23 \text{ kN/m}^2$$

از رابطه‌ی ۸-۴ داریم:

$$\tau_n = \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2}\sin 2\theta - \tau\cos 2\theta$$

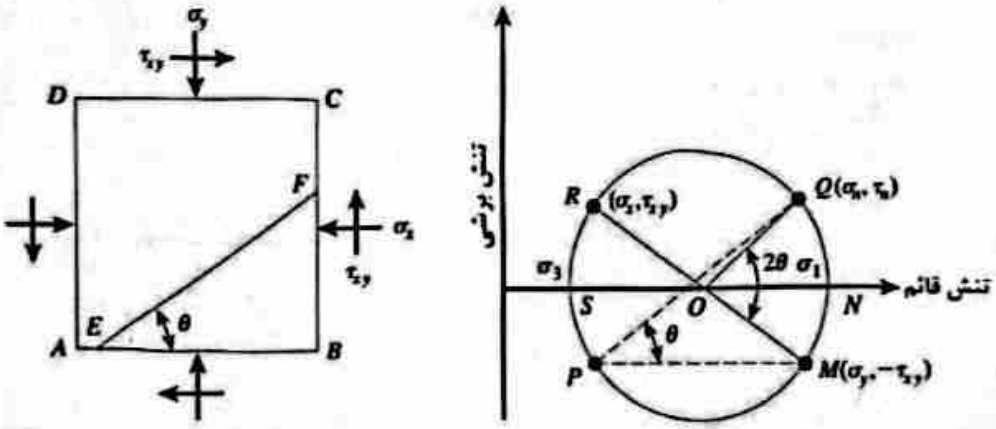
$$= \frac{300-120}{2}\sin(2\times 20) - (-40)\cos(2\times 20)$$

$$= 88.40 \text{ kN/m}^2$$

Scanned with CamScanner

۸-۳- روش قطبی برای تعیین تنش در صفحه‌ی دلخواه

روش دیگر برای تعیین تنش‌های موجود در یک صفحه با استفاده از دایره‌ی مور، روش قطبی[1] یا روش مبدا صفحه[2] می‌باشد که در شکل ۸-۵ نشان داده شده است. شکل ۸-۵- الف همان جزء تنش شکل ۸-۱- الف می‌باشد که در شکل ۸-۵- ب دایره‌ی مور مربوط به شرایط تنشی آن نشان داده شده است. طبق روش قطبی، برای تعیین تنش در صفحه‌ی دلخواه، ابتدا از نقطه‌ی معلوم روی دایره‌ی مور، خطی به موازات صفحه‌ی نظیر آن نقطه رسم می‌نماییم. نقطه‌ی تقاطع این خط با دایره‌ی مور، قطب نامیده می‌شود. برای حالت تنش موردنظر، این نقطه، نقطه‌ای واحد است. به عنوان مثال در شکل ۸-۵- ب، نقطه‌ی M روی دایره مور نشان دهنده‌ی وضعیت تنش روی صفحه‌ی AB می‌باشد و خط MP به موازات صفحه‌ی AB رسم شده است.



شکل ۸-۵- (الف) جزء خاک با تنش‌های قائم و برشی موثر بر آن، (ب) استفاده از روش قطبی برای تعیین تنش در صفحه‌ی موردنظر

بنابراین نقطه‌ی P، قطب یا مبدا صفحه برای این حالت می‌باشد. برای تعیین تنش روی صفحه EF، کافی است خطی از نقطه‌ی P به موازات آن رسم شود. محل تقاطع این خط با دایره‌ی مور نقطه‌ی Q است که مختصات آن، تنش‌های موثر بر صفحه‌ی EF هستند (با توجه به هندسه، زاویه‌ی QOM دو برابر زاویه QPM می‌باشد).

1 - Pole method
2 - Origin of plane

مثال ۸-۲

برای جزء تنش خاک نشان داده شده در شکل ۸-۶- الف، مطلوب است تعیین:

(الف) تنش اصلی حداکثر

(ب) تنش اصلی حداقل

(پ) تنش عمودی و برشی روی صفحه‌ی DE.

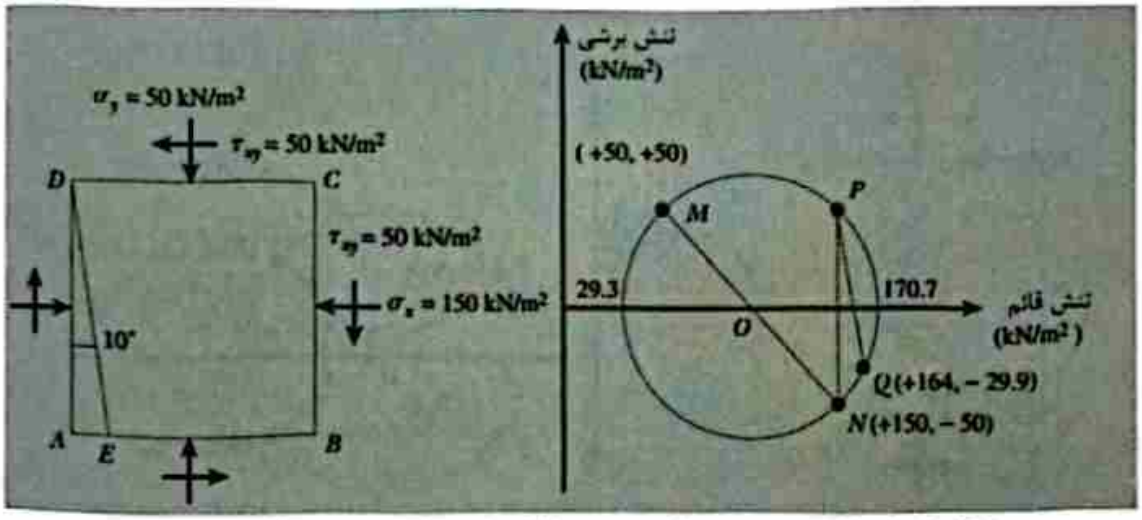
از روش قطبی استفاده کنید.

حل:

روی صفحه‌ی AD:

تنش قائم = +150 kN/m²

تنش برشی = -50 kN/m²



شکل ۸-۶- (الف) وضعیت تنش در جزء خاک، (ب) دایره‌ی مور برای جزء خاک

روی صفحه‌ی AB:

تنش قائم = +50 kN/m²

تنش برشی = +50 kN/m²

دایره‌ی مور در شکل ۸-۶- ب رسم شده است. با استفاده از این دایره:

الف: تنش اصلی حداکثر = 170.7 kN/m²

ب: تنش اصلی حداقل = 29.3 kN/m²

پ: از نقطه‌ی N، خط NP به موازات صفحه‌ی CB رسم می‌شود تا قطب P به دست آید. از قطب P خط PQ به موازات صفحه‌ی DE رسم می‌گردد. مختصات نقطه‌ی Q، تنش روی صفحه‌ی DE را به دست می‌دهد. داریم:

تنش قائم = 164 kN/m²

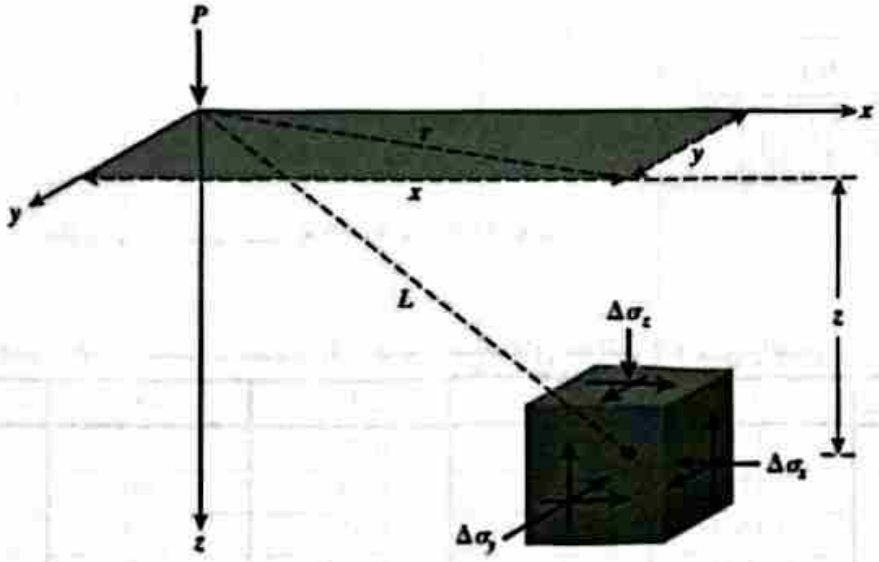
تنش برشی = -29.9 kN/m²

Scanned with CamScanner

۸-۴- تنش به علت بار متمرکز قائم

بوسینسک[1] (۱۸۸۳) مسئله‌ی تنش تولید شده در هر نقطه از محیط ارتجاعی، همگن، ایزوتروپیک (همسانگرد) و نیمه بی‌نهایت را به علت اعمال بار متمرکز بر سطح حل کرد. طبق شکل ۸-۷ حل بوسینسک برای تنش‌های عمودی در نقطه‌ی A به علت بار متمرکز P به صورت زیر است:

$$\Delta\sigma_x = \frac{P}{2\pi}\left\{\frac{3x^2z}{L^5} - (1-2\mu)\left[\frac{x^2-y^2}{Lr^2(L+z)} + \frac{y^2z}{L^3r^2}\right]\right\} \qquad (۸-۱۰)$$



شکل ۸-۷- تنش در یک محیط ارتجاعی نیمه بی‌نهایت به علت بار متمرکز سطحی

$$\Delta\sigma_y = \frac{P}{2\pi}\left\{\frac{3y^2z}{L^5} - (1-2\mu)\left[\frac{y^2-x^2}{Lr^2(L+z)} + \frac{x^2z}{L^3r^2}\right]\right\} \qquad (۸-۱۱)$$

و

$$\Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi}\frac{z^3}{L^5} = \frac{3P}{2\pi}\frac{z^3}{\left(r^2+z^2\right)^{5/2}} \qquad (۸-۱۲)$$

که در آن:

$$r = \sqrt{x^2+y^2}$$

$$L = \sqrt{x^2+y^2+z^2} = \sqrt{r^2+z^2}$$

---

1 - Boussinesq

Scanned with CamScanner

μ = نسبت پواسون

طبق روابط ۸-۱۰ و ۸-۱۱، تنش‌های افقی تابعی از نسبت پواسون می‌باشند، لیکن تنش قائم $\Delta\sigma_z$ (رابطه ۸-۱۲)، مستقل از نسبت پواسون است. رابطه‌ی $\Delta\sigma_z$ را می‌توان به صورت زیر بازنویسی کرد:

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{z^2}\left\{\frac{3}{2\pi}\frac{1}{\left[(r/z)^2+1\right]^{5/2}}\right\} = \frac{P}{z^2}I_1 \qquad (۱۳-۸)$$

که در آن:

$$I_1 = \frac{3}{2\pi}\frac{1}{\left[(r/z)^2+1\right]^{5/2}} \qquad (۱۴-۸)$$

در جدول ۸-۱، مقادیر I_1 برحسب نسبت‌های مختلف r/z ارائه شده است.

جدول ۸-۱- تغییرات مقادیر I_1 برحسب نسبت‌های مختلف r/z طبق رابطه‌ی ۸-۱۴

r/z	I_1	r/z	I_1	r/z	I_1
0	0.4775	0.36	0.3521	1.80	0.0129
0.02	0.4770	0.38	0.3408	2.00	0.0085
0.04	0.4765	0.40	0.3294	2.20	0.0058
0.06	0.4723	0.45	0.3011	2.40	0.0040
0.08	0.4699	0.50	0.2733	2.60	0.0029
0.10	0.4657	0.55	0.2466	2.80	0.0021
0.12	0.4607	0.60	0.2214	3.00	0.0015
0.14	0.4548	0.65	0.1978	3.20	0.0011
0.16	0.4482	0.70	0.1762	3.40	0.00085
0.18	0.4409	0.75	0.1565	3.60	0.00066
0.20	0.4329	0.80	0.1386	3.80	0.00051
0.22	0.4242	0.85	0.1226	4.00	0.00040
0.24	0.4151	0.90	0.1083	4.20	0.00032
0.26	0.4050	0.95	0.0956	4.40	0.00026
0.28	0.3954	1.00	0.0844	4.60	0.00021
0.30	0.3849	1.20	0.0513	4.80	0.00017
0.32	0.3742	1.40	0.0317	5.00	0.00014
0.34	0.3632	1.60	0.0200		

Scanned with CamScanner

مثال ۸-۳

بار نقطه‌ای P = 5kN را مطابق شکل ۸-۷ در نظر بگیرید. افزایش تنش قائم را در نقاطی به عمق z مساوی صفر، ۲، ۴، ۶، ۱۰ و ۲۰ متر محاسبه کنید. داریم: x = 3m و y = 4m.

حل:

$$r = \sqrt{x^2 + y^2} = \sqrt{3^2 + 4^2} = 5m$$

حال می‌توان جدول زیر را تهیه کرد:

r (m)	z (m)	$\frac{r}{z}$	I_1	$\Delta\sigma_z = \left(\frac{P}{z^2}\right) I_1$ (kN/m²)
5	0	∞	0	0
	2	2.5	0.0034	0.0043
	4	1.25	0.0424	0.0133
	6	0.83	0.1295	0.0180
	10	0.5	0.2733	0.0137
	20	0.25	0.4103	0.0051

مثال ۸-۴

با توجه به مثال ۸-۳، افزایش تنش قائم ($\Delta\sigma_z$) را در z = 2m، y = 3m و x = 0, 1, 2, 3, 4m محاسبه نمایید.

حل:

با توجه به اطلاعات ارائه شده و اینکه $r = \sqrt{x^2 + y^2}$ و P = 5kN جدول زیر بدست می‌آید:

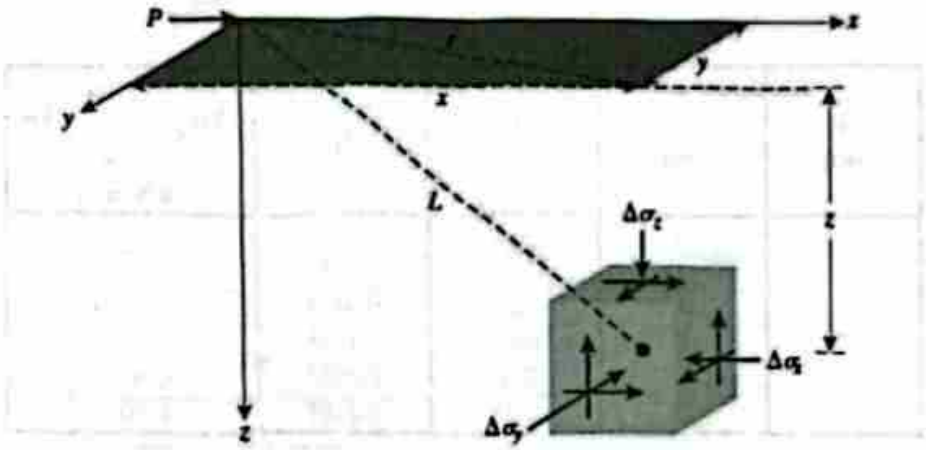
x (m)	y (m)	r (m)	z (m)	$\frac{r}{z}$	I_1	$\Delta\sigma_z = \left(\frac{P}{z^2}\right) I_1$ (kN/m²)
0	3	3	2	1.5	0.025	0.031
1	3	3.16	2	1.58	0.0208	0.026
2	3	3.61	2	1.81	0.0126	0.0158
3	3	4.24	2	2.1	0.007	0.009
4	3	5	2	2.5	0.0034	0.004

Scanned with CamScanner

۸-۵-تنش ناشی از بار نقطه‌ای افقی

شکل ۸-۷- الف بار سطحی افقی P وارد بر محیط نیمه بی‌نهایت را نشان می‌دهد. افزایش تنش‌های عمودی از رابطه زیر به دست می‌آید.

$$\Delta\sigma_x = \frac{P}{2\pi}\frac{x}{L^3}\left\{\frac{3x^2}{L^2} - (1-2\mu) + \frac{(1-2\mu)L^2}{(L+z)^2}\left[3 - \frac{x^2(3L+z)}{L^2(L+z)}\right]\right\} \qquad (۸-۱۴\text{- الف})$$



شکل ۸-۷- الف- تنش در محیط الاستیک ناشی از بار نقطه‌ای افقی

$$\Delta\sigma_y = \frac{P}{2\pi}\frac{x}{L^3}\left\{\frac{3y^2}{L^2} - (1-2\mu) + \frac{(1-2\mu)L^2}{(L+z)^2}\left[3 - \frac{y^2(3L+z)}{L^2(L+z)}\right]\right\} \qquad (۸-۱۴\text{- ب})$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{3Pxz^2}{2\pi L^5} = \frac{3P}{2\pi}\frac{xz^2}{\left(x^2+y^2+z\right)^{5/2}} \qquad (۸-۱۴\text{- پ})$$

این روابط به روابط سروتی[1] معروف هستند.

مثال ۸-۵

مطابق شکل ۸-۷- ب، نیروی P = 7 kN در صفحه‌ی x-z عمل می‌کند. مطلوبست افزایش تنش $\Delta\sigma_z$ در نقطه‌ی A (4, 0, 5) به علت این بار.

حل:

مولفه‌های نیروی P برابرند با:

مولفه‌ی قائم - $P_V = P\sin 30 = 7\sin 30 = 3.5\ kN$

مولفه‌ی افقی - $P_H = P\cos 30 = 7\cos 30 = 6.06\ kN$

---

1 - Cerutti's Problem

Scanned with CamScanner

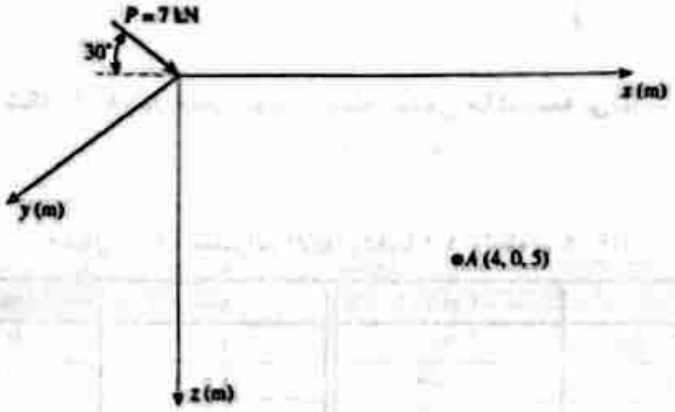
بر پایه روابط بار قائم (۸-۱۲) و بار افقی (۸-۱۴- پ)، افزایش تنش $\Delta\sigma_z$ به علت مولفه‌های قائم و افقی برابر می‌شوند با:

$$\Delta\sigma_z = \frac{3}{2\pi}\left(\frac{P_V z^3}{L^5} + \frac{P_H x z^2}{L^5}\right)$$

$$L = \left(x^2 + y^2 + z\right)^{1/2} = \left[(4)^2 + (0)^2 + (5)^2\right]^{1/2} = 6.4\ \text{m}$$

بنابراین:

$$\Delta\sigma_z = \frac{3}{2\pi}\left(\frac{(3.5)(5)^3}{(6.4)^5} + \frac{(6.06)(4)(5)^2}{(6.4)^5}\right) = 0.0464\ \text{kN/m}^2$$



شکل ۸-۷- پ

۸-۶- تنش قائم به علت بار خطی قائم

شکل ۸-۸ بار خطی انعطاف‌پذیری با طول بی‌نهایت و شدت q بر واحد طول را که برسطح توده‌ی خاک نیمه‌بی‌نهایت موثر است، نشان می‌دهد. افزایش تنش قائم $\Delta\sigma_z$ در توده‌ی خاک با استفاده از اصول تئوری الاستیسیته به صورت زیر به دست می‌آید:

$$\Delta\sigma_z = \frac{2qz^3}{\pi\left(x^2 + z^2\right)^2} \qquad (۱۵-۸)$$

رابطه‌ی قبل را می‌توان به شکل زیر بازنویسی کرد:

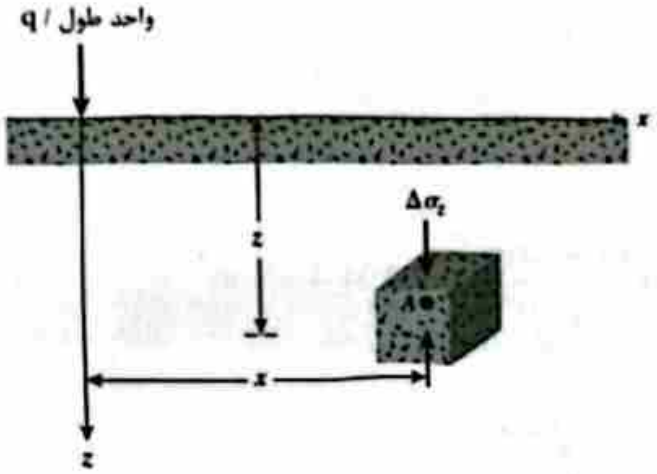
$$\Delta\sigma_z = \frac{2q}{\pi z\left[(x/z)^2 + 1\right]^2}$$

یا

$$\frac{\Delta\sigma_z}{(q/z)} = \frac{2}{\pi\left[(x/z)^2 + 1\right]^2} \qquad (۱۶-۸)$$

Scanned with CamScanner

لازم به ذکر است که رابطه‌ی ۸-۱۶ بدون بعد می‌باشد.



شکل ۸-۸- بار خطی موثر بر سطح توده‌ی خاک نیمه بی‌نهایت

جدول ۸-۲- تغییرات $\Delta\sigma_z/(q/z)$ با x/z (رابطه‌ی ۸-۱۶)

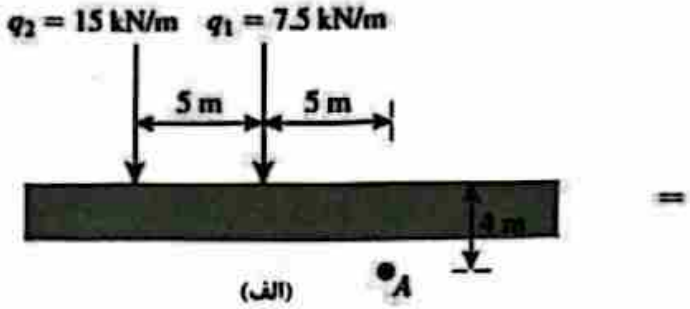
x/z	$\Delta\sigma_z/(q/z)$	x/z	$\Delta\sigma_z/(q/z)$
0	0.637	1.3	0.088
0.1	0.624	1.4	0.073
0.2	0.589	1.5	0.060
0.3	0.536	1.6	0.050
0.4	0.473	1.7	0.042
0.5	0.407	1.8	0.035
0.6	0.344	1.9	0.030
0.7	0.287	2.0	0.025
0.8	0.237	2.2	0.019
0.9	0.194	2.4	0.014
1.0	0.159	2.6	0.011
1.1	0.130	2.8	0.008
1.2	0.107	3.0	0.006

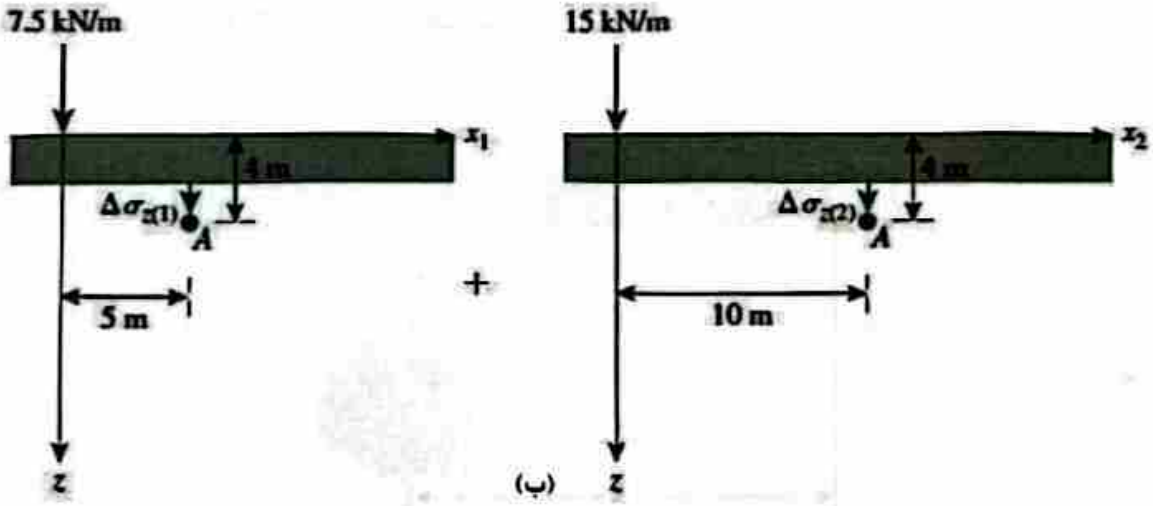
با استفاده از رابطه‌ی به دست آمده، می‌توان تغییرات $\Delta\sigma_z/(q/z)$ را در مقابل x/z مطابق جدول ۸-۲ بدست آورد. مقدار $\Delta\sigma_z$ محاسبه شده از رابطه‌ی ۸-۱۶ تنش اضافی به وجود آمده در خاک به علت بار خطی می‌باشد. این مقدار شامل فشار ناشی از خاک موجود روی نقطه‌ی A نیست.

Scanned with CamScanner

مثال ۸-۶

شکل ۸-۹- الف دو بار خطی موثر برسطح خاک را نشان می‌دهد. مطلوب است تعیین افزایش تنش در نقطه‌ی A.





شکل ۸-۹- (الف) دو بار خطی موثر بر سطح خاک، (ب) استفاده از اصل جمع آثار قوا برای تعیین تنش در نقطه‌ی A

حل:

با استفاده از شکل ۸-۹- ب، افزایش تنش کل در نقطه‌ی A برابر است با:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_{z(1)} + \Delta\sigma_{z(2)}$$

$$\Delta\sigma_{z(1)} = \frac{2q_1 z^3}{\pi\left(x_1^2 + z^2\right)^2} = \frac{(2)(7.5)(4)^3}{\pi\left(5^2 + 4^2\right)^2} = 0.182 \text{ kN/m}^2$$

Scanned with CamScanner

$$\Delta\sigma_{z(2)} = \frac{2q_2 z^3}{\pi\left(x_2^2 + z^2\right)^2} = \frac{(2)(15)(4)^3}{\pi\left(10^2 + 4^2\right)^2} = 0.045\ \text{kN/m}^2$$

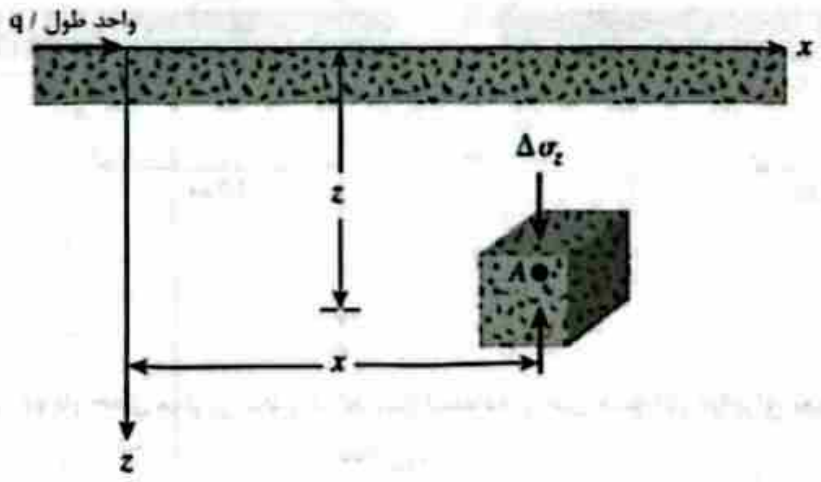
$$\Delta\sigma_z = 0.182 + 0.045 = 0.227\ \text{kN/m}^2$$

۸-۷- تنش قائم به علت بار خطی افقی

شکل ۸-۱۰ بار افقی خطی انعطاف‌پذیر بر سطح توده‌ی خاک نیمه‌بی‌نهایت را نشان می‌دهد. افزایش تنش قائم در نقطه‌ی A در توده‌ی خاک از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$\Delta\sigma_z = \frac{2q}{\pi}\frac{xz^2}{\left(x^2 + z^2\right)^2} \qquad (۸-۱۷)$$

جدول ۸-۳ تغییرات $\Delta\sigma_z/(q/z)$ را برحسب x/z نشان می‌دهد.



شکل ۸-۱۰- بارخطی افقی برسطح توده‌ی خاک نیمه‌بی‌نهایت

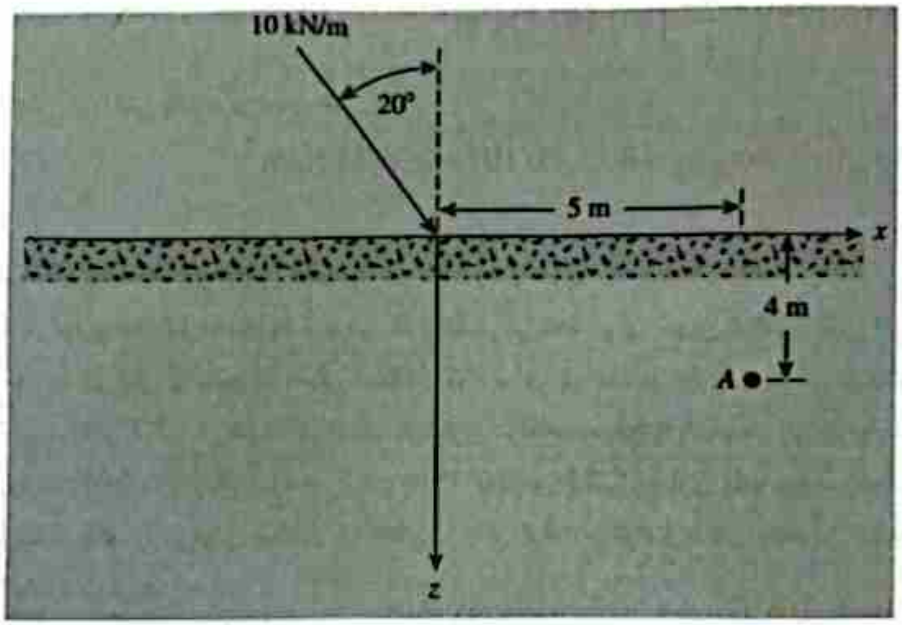
جدول ۸-۳- تغییرات $\Delta\sigma_z/(q/z)$ با x/z

x/z	$\Delta\sigma_z/(q/z)$	x/z	$\Delta\sigma_z/(q/z)$
0	0	0.7	0.201
0.1	0.062	0.8	0.189
0.2	0.118	0.9	0.175
0.3	0.161	1.0	0.159
0.4	0.189	1.5	0.090
0.5	0.204	2.0	0.051
0.6	0.207	3.0	0.019

Scanned with CamScanner

مثال ۸-۷

بار خطی زاویه‌داری با مقدار 10 kN/m در شکل ۸-۱۱ نشان داده شده است. افزایش تنش قائم $\Delta\sigma_z$ را در نقطه‌ی A تحت تاثیر بار خطی بدست آورید.



شکل ۸-۱۱

حل:

مولفه‌ی قائم بار وارده برابر است با:

$$q_V = 10\cos 20 = 9.4 \text{ kN/m}$$

مولفه‌ی افقی بار وارده برابر است با:

$$q_H = 10\sin 20 = 3.42 \text{ kN/m}$$

برای نقطه‌ی A داریم:

$$x / z = 5 / 4 = 1.25$$

با استفاده از جدول ۸-۲ افزایش تنش قائم در نقطه‌ی A تحت تاثیر q_v برابر است با:

$$\frac{\Delta\sigma_{z(V)}}{\left(\frac{q_V}{z}\right)} = 0.098$$

$$\Delta\sigma_{z(V)} = (0.098)\left(\frac{q_V}{z}\right) = (0.098)\left(\frac{9.4}{4}\right) = 0.23 \text{ kN/m}^2$$

Scanned with CamScanner

به طور مشابه با استفاده از جدول ۸-۳، افزایش تنش قائم در نقطه‌ی A تحت تاثیر q_H برابر است با:

$$\frac{\Delta\sigma_{z(H)}}{\left(\frac{q_H}{z}\right)} = 0.125$$

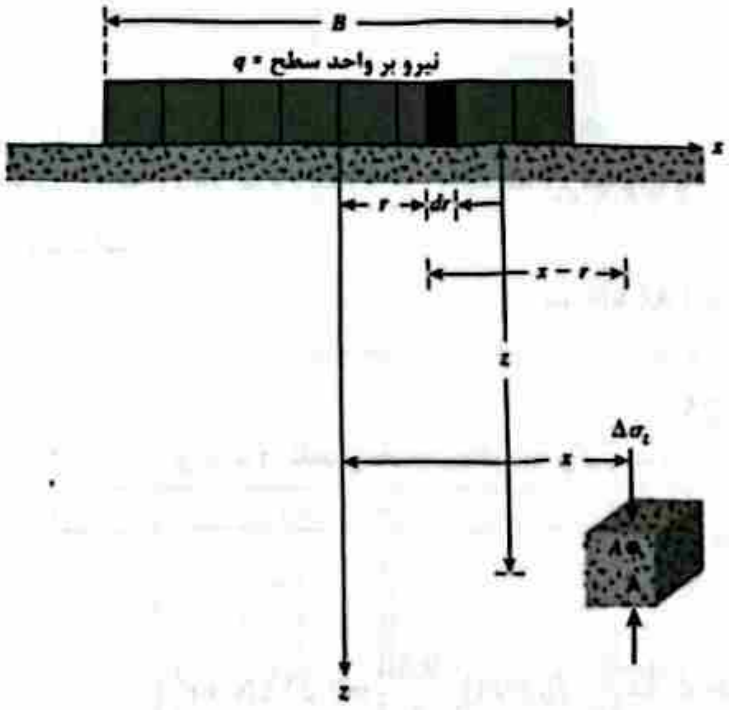
$$\Delta\sigma_{z(H)} = (0.125)\left(\frac{3.42}{4}\right) = 0.107 \text{ kN/m}^2$$

بنابراین، افزایش کل تنش قائم برابر است با:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_{z(V)} + \Delta\sigma_{z(H)} = 0.23 + 0.107 = 0.337 \text{ kN/m}^2$$

۸-۸- تنش قائم به علت بار نواری قائم (عرض محدود و طول نامحدود)

شکل ۸-۱۲ بار نواری به طول نامحدود و عرض B را نشان می‌دهد. برای تعیین افزایش تنش در نقطه‌ی A به علت بار نواری، می‌توان از نتایج بار خطی استفاده کرد. برای این منظور نواری به عرض بی‌نهایت کوچک dr از بار نواری در نظر گرفته می‌شود. اگر شدت بار نواری در واحد سطح q باشد، بار وارد بر واحد طول نوار با عرض بی‌نهایت کوچک (با رنگ تیره در شکل ۸-۱۲ مشخص است) مساوی qdr خواهد شد. این نوار با عرض بی‌نهایت کوچک را می‌توان همانند بار خطی در نظر گرفت و افزایش تنش $d\sigma_z$ در نقطه‌ی A را از رابطه ۸-۱۵ به دست آورد.



شکل ۸-۱۲- تنش قائم به علت بار نواری انعطاف‌پذیر

برای این منظور کافی است در رابطه‌ی ۸-۱۵، q.dr جایگزین q و (x-r) جایگزین x گردد. به دست می‌آید:

$$d\sigma_z = \frac{2(q.dr)z^3}{\pi\left[(x-r)^2+z^2\right]^2} \qquad (۱۸-۸)$$

کل افزایش تنش قائم $\Delta\sigma_z$ در نقطه‌ی A به علت کل بار نواری به عرض B را می‌توان با انتگرال‌گیری از رابطه‌ی ۸-۱۸ بین دو عرض B/2- تا B/2 برای r به دست آورد:

$$\Delta\sigma_z = \int d\sigma_z = \int_{-B/2}^{+B/2}\left(\frac{2q}{\pi}\right)\left\{\frac{z^3}{\left[(x-r)^2+z^2\right]^2}\right\}dr \qquad (۱۹-۸)$$

$$= \frac{q}{\pi}\left\{\tan^{-1}\left[\frac{z}{x-(B/2)}\right]-\tan^{-1}\left[\frac{z}{x+(B/2)}\right]-\frac{Bz[x^2-z^2-(B^2/4)}{[x^2+z^2-(B^2/4)]^2+B^2z^2}\right\}$$

در رابطه با معادله‌ی ۸-۱۹ موارد زیر باید مدنظر قرار گیرد:

۱- $\tan^{-1}\left[\frac{z}{x-\left(\frac{B}{2}\right)}\right]$ و $\tan^{-1}\left[\frac{z}{x+\frac{B}{2}}\right]$ برحسب رادیان هستند.

۲- بزرگی مقدار $\Delta\sigma_z$ متناسب است با $x/z(\pm)$

۳- رابطه‌ی ۸-۱۹ همانطور که در شکل ۸-۱۲ نشان داده شده است وقتی معتبر می‌باشد که $x \geq B/2$ است. برای $x = 0$ تا $x < B/2$ مقدار $\tan^{-1}\left[\frac{z}{x-B/2}\right]$ منفی بدست می‌آید و در این حالت مقدار آن باید با $\pi + \tan^{-1}\left[\frac{z}{x-B/2}\right]$ جایگزین شود.

در جدول ۸-۴، تغییرات $\Delta\sigma_z/q$ در مقابل 2z/B و 2x/B ارائه شده است. از این جدول می‌توان برای تعیین افزایش تنش به علت بار نواری انعطاف‌پذیر استفاده نمود.

Scanned with CamScanner

جدول ۸-۴- تغییرات $\Delta\sigma_z/q$ با $2z/B$ و $2x/B$ (رابطه‌ی ۸-۱۹)

	2x/B										
2z/B	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.00	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.000
0.10	1.000	1.000	0.999	0.999	0.999	0.998	0.997	0.993	0.980	0.909	0.500
0.20	0.997	0.997	0.996	0.995	0.992	0.988	0.979	0.959	0.909	0.775	0.500
0.30	0.990	0.989	0.987	0.984	0.978	0.967	0.947	0.908	0.833	0.697	0.499
0.40	0.977	0.976	0.973	0.966	0.955	0.937	0.906	0.855	0.773	0.651	0.498
0.50	0.959	0.958	0.953	0.943	0.927	0.902	0.864	0.808	0.727	0.620	0.497
0.60	0.937	0.935	0.928	0.915	0.896	0.866	0.825	0.767	0.691	0.598	0.495
0.70	0.910	0.908	0.899	0.885	0.863	0.831	0.788	0.732	0.662	0.581	0.492
0.80	0.881	0.878	0.869	0.853	0.829	0.797	0.755	0.701	0.638	0.566	0.489
0.90	0.850	0.847	0.837	0.821	0.797	0.765	0.724	0.675	0.617	0.552	0.485
1.00	0.818	0.815	0.805	0.789	0.766	0.735	0.696	0.650	0.598	0.540	0.480
1.10	0.787	0.783	0.774	0.758	0.735	0.706	0.670	0.628	0.580	0.529	0.474
1.20	0.755	0.752	0.743	0.728	0.707	0.679	0.646	0.607	0.564	0.517	0.468
1.30	0.725	0.722	0.714	0.699	0.679	0.654	0.623	0.588	0.548	0.506	0.462
1.40	0.696	0.693	0.685	0.672	0.653	0.630	0.602	0.569	0.534	0.495	0.455
1.50	0.668	0.666	0.658	0.646	0.629	0.607	0.581	0.552	0.519	0.484	0.448
1.60	0.642	0.639	0.633	0.621	0.605	0.586	0.562	0.535	0.506	0.474	0.440
1.70	0.617	0.615	0.608	0.598	0.583	0.565	0.544	0.519	0.492	0.463	0.433
1.80	0.593	0.591	0.585	0.576	0.563	0.546	0.526	0.504	0.479	0.453	0.425
1.90	0.571	0.569	0.564	0.555	0.543	0.528	0.510	0.489	0.467	0.443	0.417
2.00	0.550	0.548	0.543	0.535	0.524	0.510	0.494	0.475	0.455	0.433	0.409
2.10	0.530	0.529	0.524	0.517	0.507	0.494	0.479	0.462	0.443	0.423	0.401
2.20	0.511	0.510	0.506	0.499	0.490	0.479	0.465	0.449	0.432	0.413	0.393
2.30	0.494	0.493	0.489	0.483	0.474	0.464	0.451	0.437	0.421	0.404	0.385
2.40	0.477	0.476	0.473	0.467	0.460	0.450	0.438	0.425	0.410	0.395	0.378
2.50	0.462	0.461	0.458	0.452	0.445	0.436	0.426	0.414	0.400	0.386	0.370
2.60	0.447	0.446	0.443	0.439	0.432	0.424	0.414	0.403	0.390	0.377	0.363
2.70	0.433	0.432	0.430	0.425	0.419	0.412	0.403	0.393	0.381	0.369	0.355
2.80	0.420	0.419	0.417	0.413	0.407	0.400	0.392	0.383	0.372	0.360	0.348
2.90	0.408	0.407	0.405	0.401	0.396	0.389	0.382	0.373	0.363	0.352	0.341
3.00	0.396	0.395	0.393	0.390	0.385	0.379	0.372	0.364	0.355	0.345	0.334
3.10	0.385	0.384	0.382	0.379	0.375	0.369	0.363	0.355	0.347	0.337	0.327
3.20	0.374	0.373	0.372	0.369	0.365	0.360	0.354	0.347	0.339	0.330	0.321
3.30	0.364	0.363	0.362	0.359	0.355	0.351	0.345	0.339	0.331	0.323	0.315
3.40	0.354	0.354	0.352	0.350	0.346	0.342	0.337	0.331	0.324	0.316	0.308
3.50	0.345	0.345	0.343	0.341	0.338	0.334	0.329	0.323	0.317	0.310	0.302
3.60	0.337	0.336	0.335	0.333	0.330	0.326	0.321	0.316	0.310	0.304	0.297
3.70	0.328	0.328	0.327	0.325	0.322	0.318	0.314	0.309	0.304	0.298	0.291
3.80	0.320	0.320	0.319	0.317	0.315	0.311	0.307	0.303	0.297	0.292	0.285
3.90	0.313	0.313	0.312	0.310	0.307	0.304	0.301	0.296	0.291	0.286	0.280
4.00	0.306	0.305	0.304	0.303	0.301	0.298	0.294	0.290	0.285	0.280	0.275
4.10	0.299	0.299	0.298	0.296	0.294	0.291	0.288	0.284	0.280	0.275	0.270
4.20	0.292	0.292	0.291	0.290	0.288	0.285	0.282	0.278	0.274	0.270	0.265
4.30	0.286	0.286	0.285	0.283	0.282	0.279	0.276	0.273	0.269	0.265	0.260
4.40	0.280	0.280	0.279	0.278	0.276	0.274	0.271	0.268	0.264	0.260	0.256
4.50	0.274	0.274	0.273	0.272	0.270	0.268	0.266	0.263	0.259	0.255	0.251
4.60	0.268	0.268	0.268	0.266	0.265	0.263	0.260	0.258	0.254	0.251	0.247
4.70	0.263	0.263	0.262	0.261	0.260	0.258	0.255	0.253	0.250	0.246	0.243
4.80	0.258	0.258	0.257	0.256	0.255	0.253	0.251	0.248	0.245	0.242	0.239
4.90	0.253	0.253	0.252	0.251	0.250	0.248	0.246	0.244	0.241	0.238	0.235
5.00	0.248	0.248	0.247	0.246	0.245	0.244	0.242	0.239	0.237	0.234	0.231

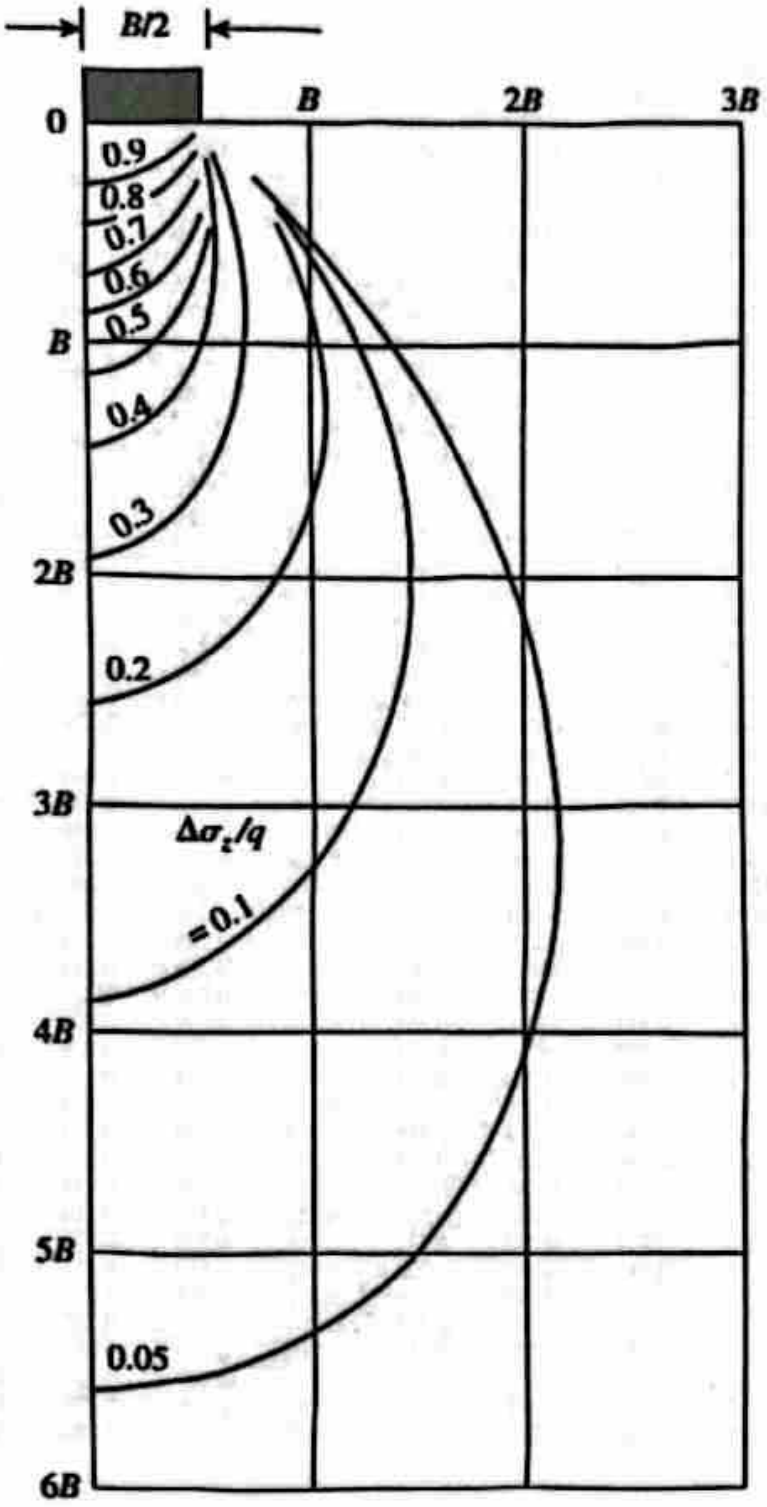
Scanned with CamScanner

جدول ۸-۴ (ادامه)- تغییرات $\Delta\sigma_z/q$ با $2z/B$ و $2x/B$ (رابطه‌ی ۸-۱۹)

	2x/B									
2z/B	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.10	0.091	0.020	0.007	0.003	0.002	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000
0.20	0.225	0.091	0.040	0.020	0.011	0.007	0.004	0.003	0.002	0.002
0.30	0.301	0.165	0.090	0.052	0.031	0.020	0.013	0.009	0.007	0.005
0.40	0.346	0.224	0.141	0.090	0.059	0.040	0.027	0.020	0.014	0.011
0.50	0.373	0.267	0.185	0.128	0.089	0.063	0.046	0.034	0.025	0.019
0.60	0.391	0.298	0.222	0.163	0.120	0.088	0.066	0.050	0.038	0.030
0.70	0.403	0.321	0.250	0.193	0.148	0.113	0.087	0.068	0.053	0.042
0.80	0.411	0.338	0.273	0.218	0.173	0.137	0.108	0.086	0.069	0.056
0.90	0.416	0.351	0.291	0.239	0.195	0.158	0.128	0.104	0.085	0.070
1.00	0.419	0.360	0.305	0.256	0.214	0.177	0.147	0.122	0.101	0.084
1.10	0.420	0.366	0.316	0.271	0.230	0.194	0.164	0.138	0.116	0.098
1.20	0.419	0.371	0.325	0.282	0.243	0.209	0.178	0.152	0.130	0.111
1.30	0.417	0.373	0.331	0.291	0.254	0.221	0.191	0.166	0.143	0.123
1.40	0.414	0.374	0.335	0.298	0.263	0.232	0.203	0.177	0.155	0.135
1.50	0.411	0.374	0.338	0.303	0.271	0.240	0.213	0.188	0.165	0.146
1.60	0.407	0.373	0.339	0.307	0.276	0.248	0.221	0.197	0.175	0.155
1.70	0.402	0.370	0.339	0.309	0.281	0.254	0.228	0.205	0.183	0.164
1.80	0.396	0.368	0.339	0.311	0.284	0.258	0.234	0.212	0.191	0.172
1.90	0.391	0.364	0.338	0.312	0.286	0.262	0.239	0.217	0.197	0.179
2.00	0.385	0.360	0.336	0.311	0.288	0.265	0.243	0.222	0.203	0.185
2.10	0.379	0.356	0.333	0.311	0.288	0.267	0.246	0.226	0.208	0.190
2.20	0.373	0.352	0.330	0.309	0.288	0.268	0.248	0.229	0.212	0.195
2.30	0.366	0.347	0.327	0.307	0.288	0.268	0.250	0.232	0.215	0.199
2.40	0.360	0.342	0.323	0.305	0.287	0.268	0.251	0.234	0.217	0.202
2.50	0.354	0.337	0.320	0.302	0.285	0.268	0.251	0.235	0.220	0.205
2.60	0.347	0.332	0.316	0.299	0.283	0.267	0.251	0.236	0.221	0.207
2.70	0.341	0.327	0.312	0.296	0.281	0.266	0.251	0.236	0.222	0.208
2.80	0.335	0.321	0.307	0.293	0.279	0.265	0.250	0.236	0.223	0.210
2.90	0.329	0.316	0.303	0.290	0.276	0.263	0.249	0.236	0.223	0.211
3.00	0.323	0.311	0.299	0.286	0.274	0.261	0.248	0.236	0.223	0.211
3.10	0.317	0.306	0.294	0.283	0.271	0.259	0.247	0.235	0.223	0.212
3.20	0.311	0.301	0.290	0.279	0.268	0.256	0.245	0.234	0.223	0.212
3.30	0.305	0.296	0.286	0.275	0.265	0.254	0.243	0.232	0.222	0.211
3.40	0.300	0.291	0.281	0.271	0.261	0.251	0.241	0.231	0.221	0.211
3.50	0.294	0.286	0.277	0.268	0.258	0.249	0.239	0.229	0.220	0.210
3.60	0.289	0.281	0.273	0.264	0.255	0.246	0.237	0.228	0.218	0.209
3.70	0.284	0.276	0.268	0.260	0.252	0.243	0.235	0.226	0.217	0.208
3.80	0.279	0.272	0.264	0.256	0.249	0.240	0.232	0.224	0.216	0.207
3.90	0.274	0.267	0.260	0.253	0.245	0.238	0.230	0.222	0.214	0.206
4.00	0.269	0.263	0.256	0.249	0.242	0.235	0.227	0.220	0.212	0.205
4.10	0.264	0.258	0.252	0.246	0.239	0.232	0.225	0.218	0.211	0.203
4.20	0.260	0.254	0.248	0.242	0.236	0.229	0.222	0.216	0.209	0.202
4.30	0.255	0.250	0.244	0.239	0.233	0.226	0.220	0.213	0.207	0.200
4.40	0.251	0.246	0.241	0.235	0.229	0.224	0.217	0.211	0.205	0.199
4.50	0.247	0.242	0.237	0.232	0.226	0.221	0.215	0.209	0.203	0.197
4.60	0.243	0.238	0.234	0.229	0.223	0.218	0.212	0.207	0.201	0.195
4.70	0.239	0.235	0.230	0.225	0.220	0.215	0.210	0.205	0.199	0.194
4.80	0.235	0.231	0.227	0.222	0.217	0.213	0.208	0.202	0.197	0.192
4.90	0.231	0.227	0.223	0.219	0.215	0.210	0.205	0.200	0.195	0.190
5.00	0.227	0.224	0.220	0.216	0.212	0.207	0.203	0.198	0.193	0.188

Scanned with CamScanner

در شکل ۸-۱۳ منحنی‌های میزان $\Delta\sigma_z/q$ از مقادیر 0.05 تا 0.9 نشان داده شده است.



شکل ۸-۱۳- منحنی‌های میزان $\Delta\sigma_z/q$ زیر بار نواری

مثال ۸-۸

با مراجعه به شکل ۸-۱۲ داریم:

$$B = 4m \ , \ q = 100\ kN/m^2$$

برای نقطه‌ی A، $z = 1m$ و $x = 1m$ می‌باشد. تنش قائم $\Delta\sigma_z$ را در نقطه‌ی A، با استفاده از رابطه‌ی ۸-۱۹ تعیین کنید.

حل:

از آنجایی‌که $x = 1m < \frac{B}{2} = 2m$ می‌باشد:

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{\pi}\left\{\tan^{-1}\left[\frac{z}{x-\left(\frac{B}{2}\right)}\right] + \pi - \tan^{-1}\left[\frac{z}{x+\left(\frac{B}{2}\right)}\right] - \frac{Bz\left[x^2 - z^2 - \left(\frac{B^2}{4}\right)\right]}{\left[x^2 + z^2 - \left(\frac{B^2}{4}\right)\right]^2 + B^2z^2}\right\}$$

$$\tan^{-1}\left[\frac{z}{x-\left(\frac{B}{2}\right)}\right] = \tan^{-1}\left(\frac{1}{1-2}\right) = -45° = -0.785\ rad$$

$$\tan^{-1}\left[\frac{z}{x+\left(\frac{B}{2}\right)}\right] = \tan^{-1}\left(\frac{1}{1+2}\right) = 18.43° = 0.322\ rad$$

$$\frac{Bz\left[x^2 - z^2 - \left(\frac{B^2}{4}\right)\right]}{\left[x^2 + z^2 - \left(\frac{B^2}{4}\right)\right]^2 + B^2z^2} = \frac{(4)(1)\left[(1)^2 - (1)^2 - \left(\frac{16}{4}\right)\right]}{\left[(1)^2 + (1)^2 - \left(\frac{16}{4}\right)\right]^2 + (16)(1)} = -0.8$$

بنابراین:

$$\frac{\Delta\sigma_z}{q} = \frac{1}{\pi}\left[-0.785 + \pi - 0.322 - (-0.8)\right] = 0.902$$

حال با استفاده از جدول ۸-۴ محاسبات انجام شده کنترل می‌شود:

$$\frac{2x}{B} = \frac{(2)(1)}{4} = 0.5 \ , \ \frac{2z}{B} = \frac{(2)(1)}{4} = 0.5$$

Scanned with CamScanner

بنابراین:

$$\frac{\Delta\sigma_z}{q} = 0.902 \quad \text{(کنترل)}$$

$$\Delta\sigma_z = 0.902q = (0.902)(100) = 90.2\ \text{kN/m}^2$$

مثال ۸-۹

با مراجعه به شکل ۸-۱۲ داریم:

$$q = 200\ \text{kN/m}^2\ ,\ B = 6\text{m}\ ,\ z = 3\text{m}$$

مطلوبست تعیین افزایش تنش قائم در $x = 0\text{m}$ و $x = \pm 9$ ، $\pm 6\text{m}$ ، $\pm 3\text{m}$، هم‌چنین نمودار $\Delta\sigma_z$ در مقابل x را رسم کنید.

حل:

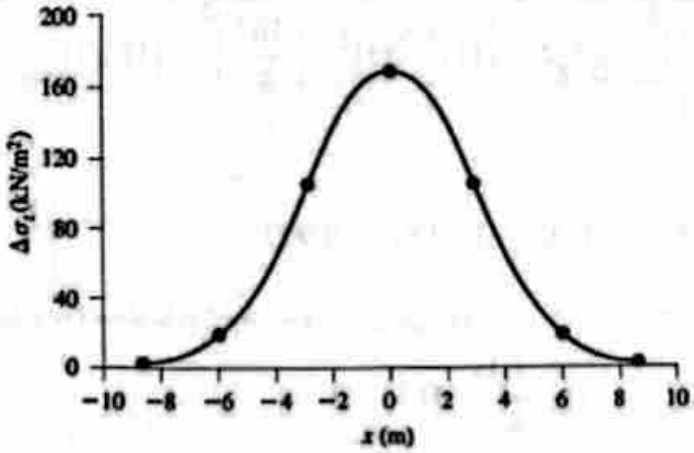
جدول زیر از اطلاعات داده شده حاصل می‌شود:

x(m)	$2x/B$	$2z/B$	$\Delta\sigma_z/q^a$	$\Delta\sigma_z{}^b$(kN/m²)
±9	±3	1	0.017	3.4
±6	±2	1	0.084	16.8
±3	±1	1	0.480	96.0
0	0	1	0.818	163.6

[a] از جدول ۸-۴

[b] $q = 200\ \text{kN/m}^2$

نمودار تغییرات $\Delta\sigma_z$ در مقابل x در شکل زیر ارائه شده است.



شکل مثال ۸-۹- تغییرات $\Delta\sigma_z$ در مقابل x

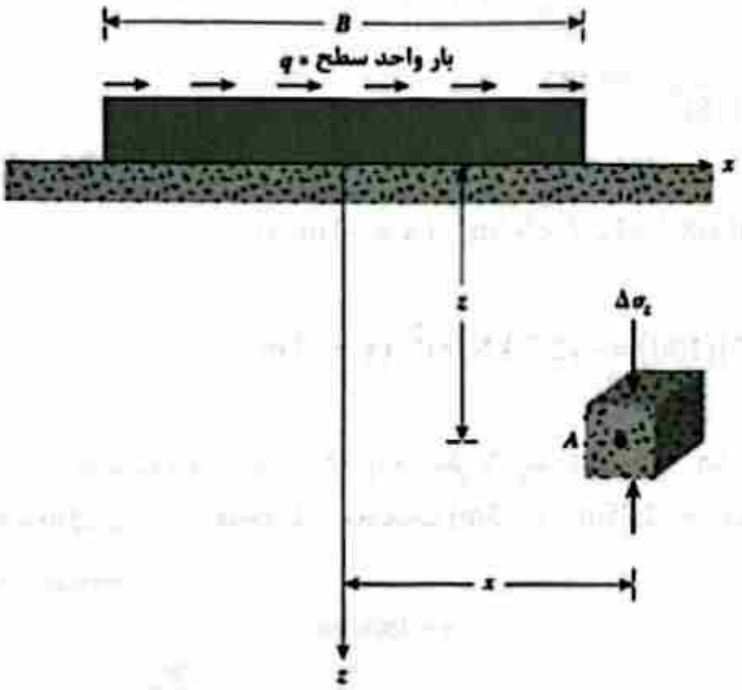
۸-۹- تنش قائم ناشی از بار نواری افقی

شکل ۸-۱۴ بار نواری افقی انعطاف‌پذیر با عرض B را که بر توده‌ی خاک نیمه‌بی‌نهایت وارد می‌شود نشان داده است.

بار واحد سطح برابر با q می‌باشد. تنش قائم $\Delta\sigma_z$ در نقطه‌ی A (x,z) از رابطه‌ی زیر حاصل می‌شود:

$$\Delta\sigma_z = \frac{4bqxz^2}{\pi\left[\left(x^2+z^2-b^2\right)^2+4b^2z^2\right]} \quad \text{و} \quad b = B/2 \qquad (۲۰-۸)$$

در جدول ۸-۵ تغییرات $\Delta\sigma_z/q$ برحسب z/b و x/b ارائه شده است.



شکل ۸-۱۴- بار نواری افقی بر توده‌ی خاک نیمه‌بی‌نهایت

جدول ۸-۵- تغییرات $\Delta\sigma_z/q$ با z/b و x/b (رابطه‌ی ۸-۲۰)

z/b	x/b					
	0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
0	—	—	—	—	—	—
0.25	—	0.052	0.313	0.061	0.616	
0.5	—	0.127	0.300	0.147	0.055	0.025
1.0	—	0.159	0.255	0.210	0.131	0.074
1.5	—	0.128	0.204	0.202	0.157	0.110
2.0	—	0.096	0.159	0.175	0.157	0.126
2.5	—	0.072	0.124	0.147	0.144	0.127

مثال ۸-۱۰

با توجه به شکل ۸-۱۴ داریم:

$B = 4m$ و $z = 1m$ و $q = 100\ kN/m^2$

$\Delta\sigma_z$ را در نقطه‌ی $1\ m \pm$ بدست آورید.

Scanned with CamScanner

حل:

از رابطه‌ی ۸-۲۰ داریم:

$$\frac{\Delta\sigma_z}{q} = \frac{4bxz^2}{\pi\left[\left(x^2+z^2-b^2\right)^2+4b^2z^2\right]}$$

$$= \frac{(4)\left(\frac{4}{2}\right)(\pm 1)(1)^2}{\pi\left\{\left[(\pm 1)^2+(1)^2-(2)^2\right]^2+(4)(2)^2(1)^2\right\}}$$

$$= \frac{\pm 8}{\pi[(4)+(16)]} = \pm 0.127$$

به منظور مقایسه برای $z/b = 1/2 = 0.5$ و $x/b = 1/2 = 0.5$ از جدول ۸-۵ داریم:

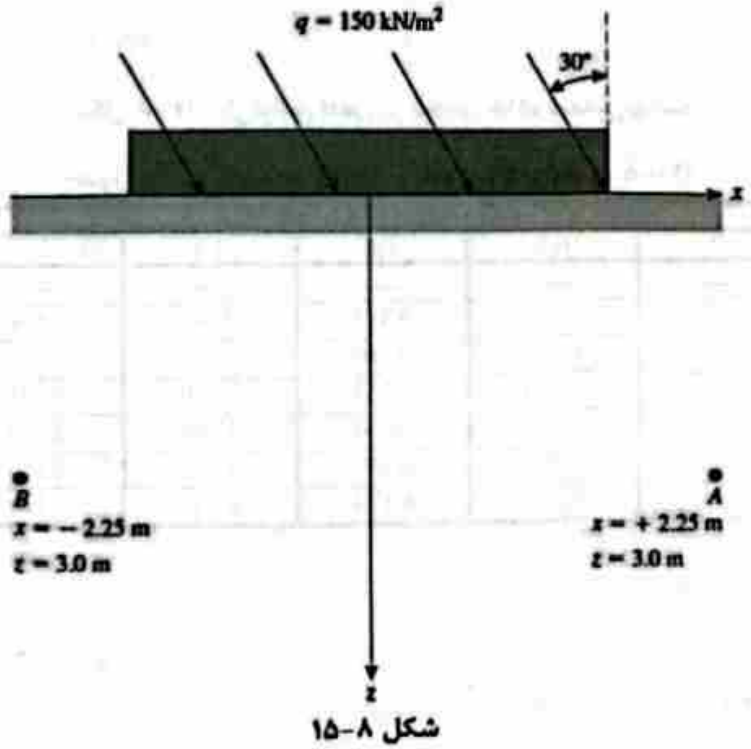
$$\Delta\sigma_z = (0.127)(100) = 12.7\ \text{kN/m}^2 \quad (x = +1\text{m} \text{ در})$$

و

$$\Delta\sigma_z = (-0.127)(100) = -12.7\ \text{kN/m}^2 \quad (x = -1\text{m} \text{ در})$$

مثال ۸-۱۱

بار نواری شیب‌دار نشان داده شده در شکل ۸-۱۵ را در نظر بگیرید. تنش قائم $\Delta\sigma_z$ را در نقطه‌ی A با مختصات ($z = 3\text{m}$ و $x = 2.25\text{m}$) و نقطه‌ی B با مختصات ($z = 3\text{m}$ و $x = -2.25\text{m}$) بدست آورید. عرض بار نواری ۳ متر می‌باشد.



شکل ۸-۱۵

حل:

مولفه‌ی قائم q = $q_v = q\cos 30 = 150\cos 30 = 129.9\ kN/m^2$

مولفه‌ی افقی q = $q_h = q\sin 30 = 150\sin 30 = 75\ kN/m^2$

$\Delta\sigma_z$ مربط به q_v برابر است با:

$$\frac{2z}{B} = \frac{(2)(3)}{3} = 2$$

$$\frac{2x}{B} = \frac{(2)(\pm 2.25)}{3} = \pm 1.5$$

از جدول ۸-۴:

$$\Delta\sigma_z / q_v = 0.288$$

$$\Delta\sigma_{z(v)} = (0.288)(129.9) = 37.4\ kN/m^2$$ (در نقاط A و B)

$\Delta\sigma_z$ ناشی از q_h برابر است با:

$$b = \frac{B}{2} = \frac{3}{2} = 1.5$$

$$\frac{z}{b} = \frac{3}{1.5} = 2$$

$$\frac{x}{b} = \frac{\pm 2.25}{1.5} = \pm 1.5$$

از جدول ۸-۵:

$$\Delta\sigma_z / q_h = \pm 0.175$$

بنابراین در نقطه‌ی A:

$$\Delta\sigma_z = (+0.175)q_h = (0.175)(75) = 13.13\ kN/m^2$$

و در نقطه‌ی B:

$$\Delta\sigma_z = (-0.175)q_h = (-0.175)(75) = -13.13\ kN/m^2$$

بنابراین تنش کل برابر خواهد شد با:

در نقطه‌ی A:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_{z(v)} + \Delta\sigma_{z(h)} = 37.4 + 13.13 = 50.53\ kN/m^2$$

در نقطه‌ی B:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_{z(v)} + \Delta\sigma_{z(h)} = 37.4 + (-13.13) = 24.27\ kN/m^2$$

Scanned with CamScanner

۸-۱۰- بار نواری مثلثی

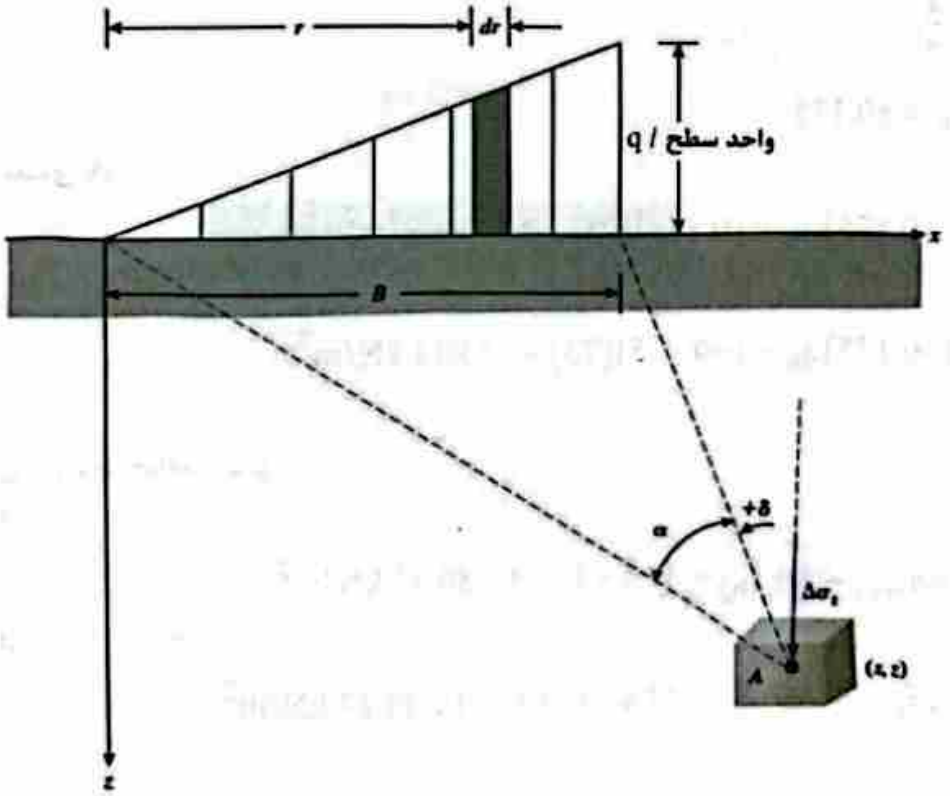
شکل ۸-۱۶ بار نواری مثلثی به عرض B را نشان می‌دهد. مقدار بار خطی مثلثی از صفر در x = 0 تا q (بر واحد سطح) در x = B افزایش می‌یابد. برای نواری به عرض dr، بار واحد طول می‌تواند بصورت $\frac{q}{B}r.dr$ بیان شود. این نوار باریک مشابه بار خطی می‌باشد، لذا می‌توان با جایگزینی $\frac{q}{B}r.dr$ به جای q و (x-r) به جای x در رابطه‌ی ۸-۱۵ تنش قائم را در نقطه‌ی A(x,z) تعیین نمود.

$$\Delta\sigma_z = \int d\sigma_z = \int_0^B \frac{2\left(\frac{q}{B}\right)r\,dr z^3}{\pi\left[(x-r)^2+z^2\right]^2} = \left(\frac{1}{B}\right)\left(\frac{2q}{\pi}\right)\int_0^B \frac{z^3 r dr}{\left[(x-r)^2+z^2\right]^2}$$

یا

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{2\pi}\left(\frac{2x}{B}\alpha - \sin 2\delta\right) \qquad (۲۱-۸)$$

در رابطه‌ی ۸-۲۱، α و δ برحسب رادیان است. جدول ۸-۶ تغییرات $\Delta\sigma_z$ را با 2x/B و 2z/B نشان می‌دهد.



شکل ۸-۱۶- افزایش خطی بار قائم بر محدوده‌ی نواری نامحدود

Scanned with CamScanner

جدول ۸-۶- تغییرات $\Delta\sigma_z/q$ با $2x/B$ و $2z/B$ (رابطه‌ی ۸-۲۱)

$\frac{2x}{B}$	2z/B								
	0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0
-3	0	0.0003	0.0018	0.00054	0.0107	0.0170	0.0235	0.0347	0.0422
-2	0	0.0008	0.0053	0.0140	0.0249	0.0356	0.0448	0.0567	0.0616
-1	0	0.0041	0.0217	0.0447	0.0643	0.0777	0.0854	0.0894	0.0858
0	0	0.0748	0.1273	0.1528	0.1592	0.1553	0.1469	0.1273	0.1098
1	0.5	0.4797	0.4092	0.3341	0.2749	0.2309	0.1979	0.1735	0.1241
2	0.5	0.4220	0.3524	0.2952	0.2500	0.2148	0.1872	0.1476	0.1211
3	0	0.0152	0.0622	0.1010	0.1206	0.1268	0.1258	0.1154	0.1026
4	0	0.0019	0.0119	0.0285	0.0457	0.0596	0.0691	0.0775	0.0776
5	0	0.0005	0.0035	0.0097	0.0182	0.0274	0.0358	0.0482	0.0546

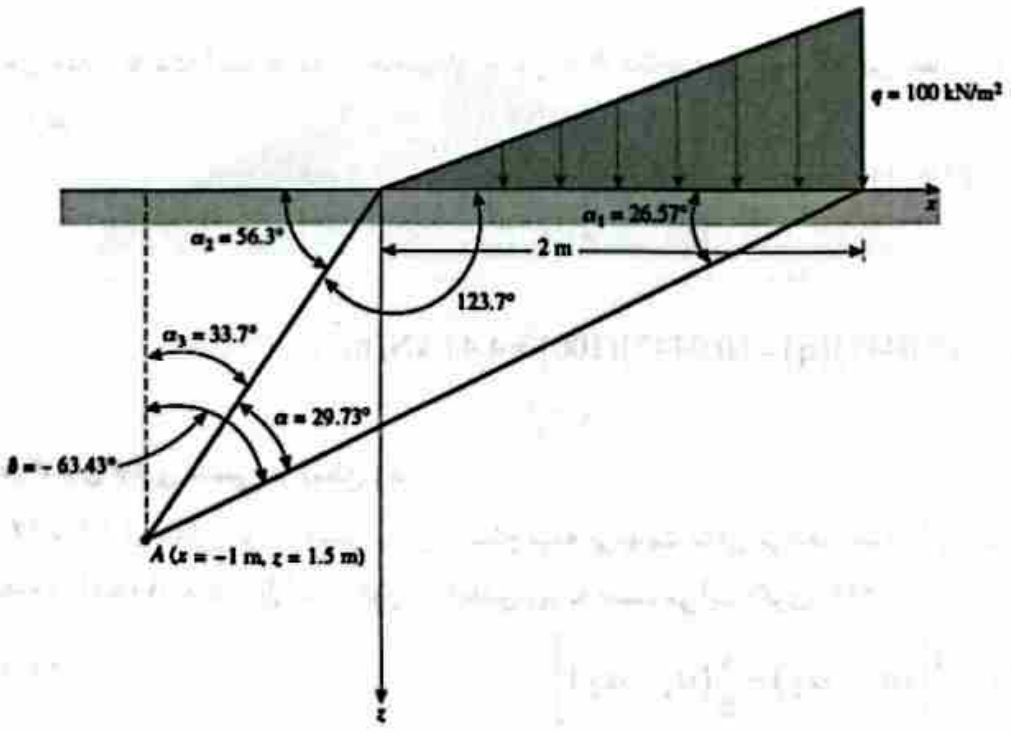
مثال ۸-۱۲

با توجه به شکل، برای بار قائم نواری مثلثی اطلاعات زیر در دست است:

$B = 2\,m$

$q = 100\ kN/m^2$

مطلوبست افزایش تنش قائم $\Delta\sigma_z$ در نقطه‌ی A (-1m , 1.5m)



شکل مثال ۸-۱۲

Scanned with CamScanner

حل:

با مراجعه به شکل ۸-۱۷:

$$\alpha_1 = \tan^{-1}\left(\frac{1.5}{3}\right) = 26.57^\circ$$

$$\alpha_2 = \tan^{-1}\left(\frac{1.5}{1}\right) = 56.3^\circ$$

$$\alpha = \alpha_2 - \alpha_1 = 56.3 - 26.57 = 29.73^\circ$$

$$\alpha_3 = 90 - \alpha_2 = 90 - 56.3 = 33.7^\circ$$

$$\delta = -(\alpha_3 + \alpha) = -(33.7 + 29.73) = -63.43^\circ$$

$$2\delta = -126.86^\circ$$

از رابطه‌ی ۸-۲۱:

$$\frac{\Delta\sigma_z}{q} = \frac{1}{2\pi}\left(\frac{2x}{B}\alpha - \sin 2\delta\right) = \frac{1}{2\pi}\left[\frac{2\times(-1)}{2}\left(\frac{\pi}{180}\times 29.73\right) - \sin(-126.86)\right]$$

$$= \frac{1}{2\pi}\left[-0.519 - (-0.8)\right] = 0.0447$$

با مقایسه‌ی مقدار بدست آمده با مقدار حاصل از جدول ۸-۶ ملاحظه می‌شود که این مقادیر با هم، همخوانی دارند.

$$\frac{2x}{B} = \frac{(2)(-1)}{2} = -1 \quad , \quad \frac{2z}{B} = \frac{(2)(1.5)}{2} = 1.5$$

بنابراین:

$$\Delta\sigma_z = (0.0447)(q) = (0.0447)(100) = 4.47\ \text{kN/m}^2$$

۸-۱۱- بارگذاری نواری مثلثی در سطح زمین

شکل ۸-۱۷ بارگذاری متقارن نواری مثلثی را روی سطح نیمه بی‌نهایت نشان می‌دهد. میزان افزایش تنش قائم در نقطه‌ی A (x,z) به علت بارگذاری فوق از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید: (گری، ۱۹۳۶)

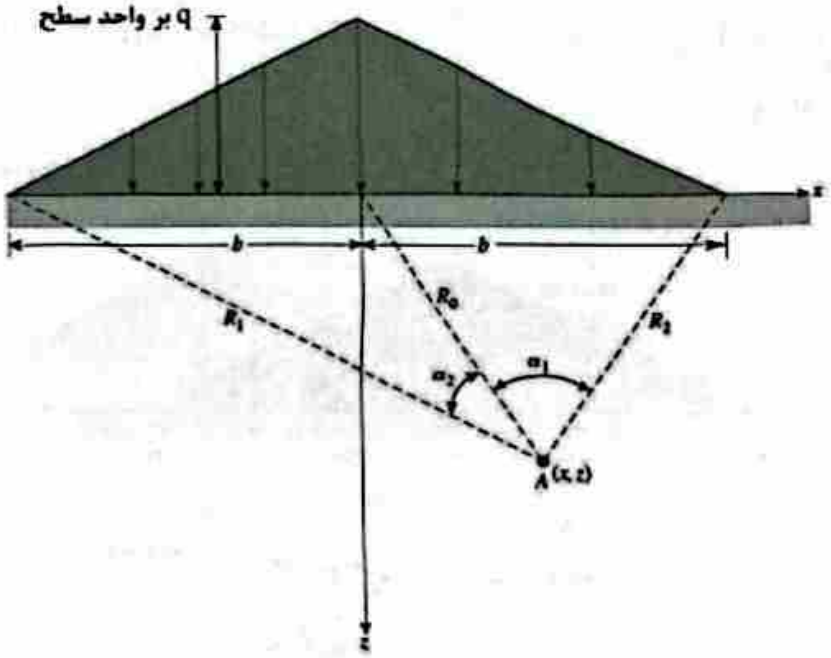
$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{\pi}\left[(\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{x}{b}(\alpha_1 - \alpha_2)\right] \qquad \text{(۸-۲۱-الف)}$$

در جدول ۸-۱۶ مقادیر σ_z/q برای ترکیب‌های مختلف x/b و z/b ارائه شده است. توجه شود که در شکل ۸-۱۷، B = 2b می‌باشد.

Scanned with CamScanner

جدول ۸-۷- تغییرات σ_z/q برحسب x/b و z/b

x/b	z/b	σ_z/q
0	0	1.0
	0.5	0.705
	1.0	0.50
	1.5	0.374
	2.0	0.195
0.25	0	0.750
	0.5	0.634
	1.0	0.471
0.5	0	0.5
	0.5	0.471
	1.0	0.396
0.75	0	0.250
	0.5	0.288
	1.0	0.298
1.0	0	0
	0.5	0.139
	1.0	0.205



شکل ۸-۱۷- بار قائم نواری مثلثی و متقارن (B = 2b)

مثال ۸-۱۳

مطلوبست تعیین تنش $\Delta\sigma_z$ در نقطه P (1.5 , 1.5) با استفاده از رابطه (۸-۲۱- الف).

حل:

داریم:

$q = 100\ \text{kN/m}^2;\ b = 3\ \text{m};\ x/b = 1.5/3 = 0.5;\ ,\ z/b = 1.5/3 = 0.5.$

$$\text{زاویه } CPD = \tan^{-1}\left(\frac{1.5}{1.5}\right) = 45^\circ = 0.785 \text{ radians}$$

$$\text{زاویه } BPD = \tan^{-1}\left(\frac{1.5}{1.5}\right) = 45^\circ = 0.785 \text{ radians}$$

$$\text{زاویه } APD = \tan^{-1}\left(\frac{4.5}{1.5}\right) = 71.57^\circ = 1.25 \text{ radians}$$

$\alpha_1 = 0.785 + 0.785 = 1.57$ radians

$\alpha_2 = 1.25 - 0.785 = 0.465$ radians

$$R_0 = \frac{PD}{\cos 45} = \frac{1.5}{\cos 45} = 2.12\ \text{m}$$

$$R_2 = \frac{PD}{\cos 45} = 2.12\ \text{m}$$

$$R_1 = \sqrt{(PD)^2 + (AD)^2} = \sqrt{(1.5)^2 + (4.5)^2} = 4.74\ \text{m}$$

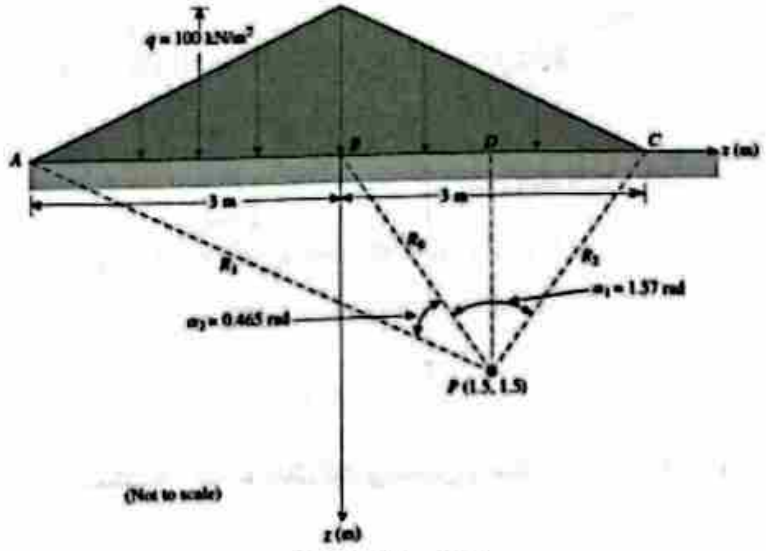
رابطه‌ی ۸-۲۱- الف نتیجه می‌دهد.

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi}\left[(\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{x}{b}(\alpha_1 - \alpha_2)\right] = \frac{100}{\pi}\left[(1.57 + 0.465) - \frac{1.5}{3}(1.57 - 0.465)\right]$$

$$= 47.19\ \text{kN/m}^2$$

از جدول ۸-۱۶ داریم:

$$\sigma_z = (0.471)(100) = 47.1\ \text{kN/m}^2$$



شکل مثال ۸-۱۳

مثال ۸-۱۴

مطلوبست تعیین $\Delta\sigma_z$ در نقطه P (3 , 1.5) در شکل.

حل:

با مراجعه به شکل داریم:

$$\text{زاویه } BPC = \alpha_1 = \tan^{-1}\left(\frac{3}{1.5}\right) = 63.43^\circ = 1.107 \text{ radians}$$

$$\text{زاویه } APC = \tan^{-1}\left(\frac{6}{1.5}\right) = 75.96^\circ = 1.326 \text{ radians}$$

بنابراین:

$$\alpha_2 = 1.326 - 1.107 = 0.219 \text{ radians}$$

$$R_2 = 1.5 \text{ m}$$

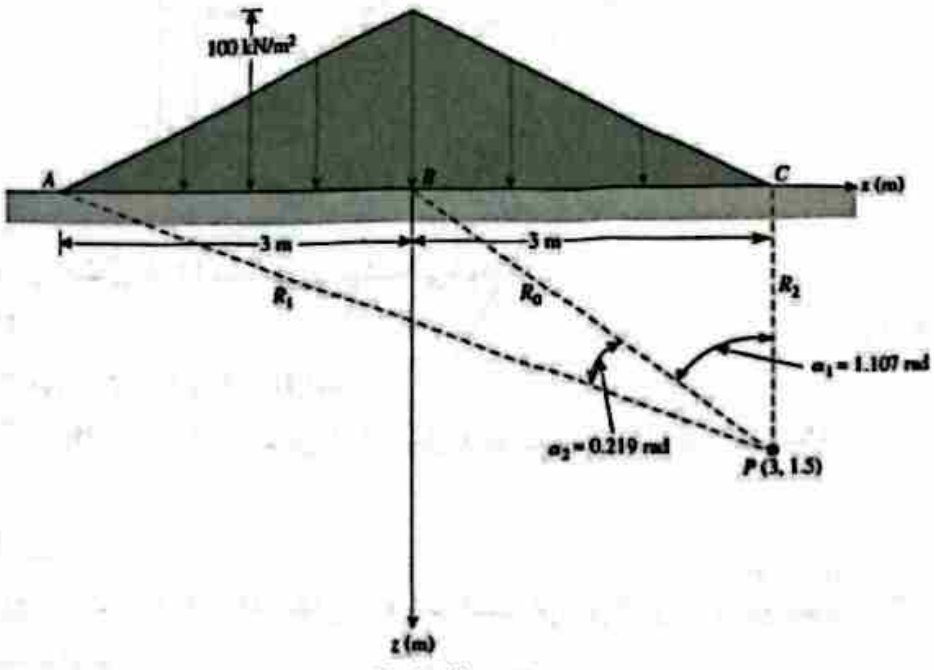
$$R_0 = [(3)^2 + (1.5)^2]^{0.5} = 3.39 \text{ m}$$

$$R_1 = [(6)^2 + (1.5)^2]^{0.5} = 6.16 \text{ m}$$

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi}\left[(\alpha_1 + \alpha_2) - \left(\frac{x}{b}\right)(\alpha_1 - \alpha_2)\right]$$

$$= \frac{100}{\pi}\left[(1.107 + 0.219) - \left(\frac{3}{3}\right)(1.107 - 0.219)\right]$$

$$= 13.94 \text{ kN/m}^2$$



شکل مثال ۸-۱۴

۸-۱۲- تنش قائم ناشی از بار خاکریز ذوزنقه‌ای نواری

شکل ۸-۱۸ مقطع خاکریز ذوزنقه‌ای به ارتفاع H را نشان می‌دهد. برای این بارگذاری نواری افزایش تنش قائم می‌تواند به صورت زیر بیان شود:

$$\Delta\sigma_z = \frac{q_o}{\pi}\left[\left(\frac{B_1+B_2}{B_2}\right)(\alpha_1+\alpha_2)-\frac{B_1}{B_2}(\alpha_2)\right] \qquad (۸-۲۲)$$

که در آن:

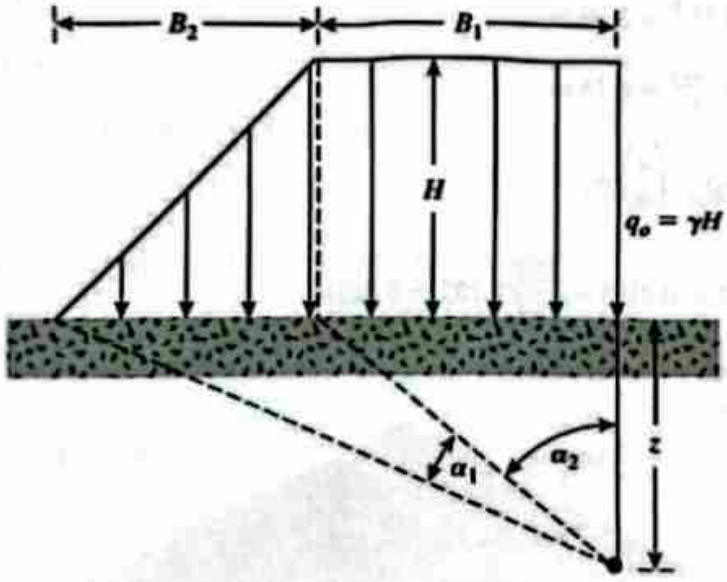
$$q_o = \gamma H$$

γ = وزن مخصوص خاک خاکریز

H = ارتفاع خاکریز

$$\alpha_1(\text{radians}) = \tan^{-1}\left(\frac{B_1+B_2}{z}\right)-\tan^{-1}\left(\frac{B_1}{z}\right) \qquad (۸-۲۳)$$

$$\alpha_2 = \tan^{-1}\left(\frac{B_1}{z}\right) \qquad (۸-۲۴)$$



شکل ۸-۱۸- بارگذاری خاکریز

فرم ساده شده‌ی رابطه‌ی ۸-۲۲ بصورت زیر نوشته می‌شود:

$$\Delta\sigma_z = q_o I_2 \qquad (۸-۲۵)$$

که در آن I_2 تابعی از B_1/z و B_2/z است.

تغییرات I_2 با B_1/z و B_2/z در شکل ۸-۱۹ نشان داده شده است (آستربرگ، ۱۹۵۷)

مثال ۸-۱۵

مقطع خاکریزی در شکل ۸-۲۰- الف نشان داده شده است. افزایش تنش را در دو نقطه‌ی A_1 و A_2 تحت بار خاکریز بدست آورید.

Scanned with CamScanner

حل:

$$\gamma H = (17.5)(7) = 122.5\ \text{kN/m}^2$$

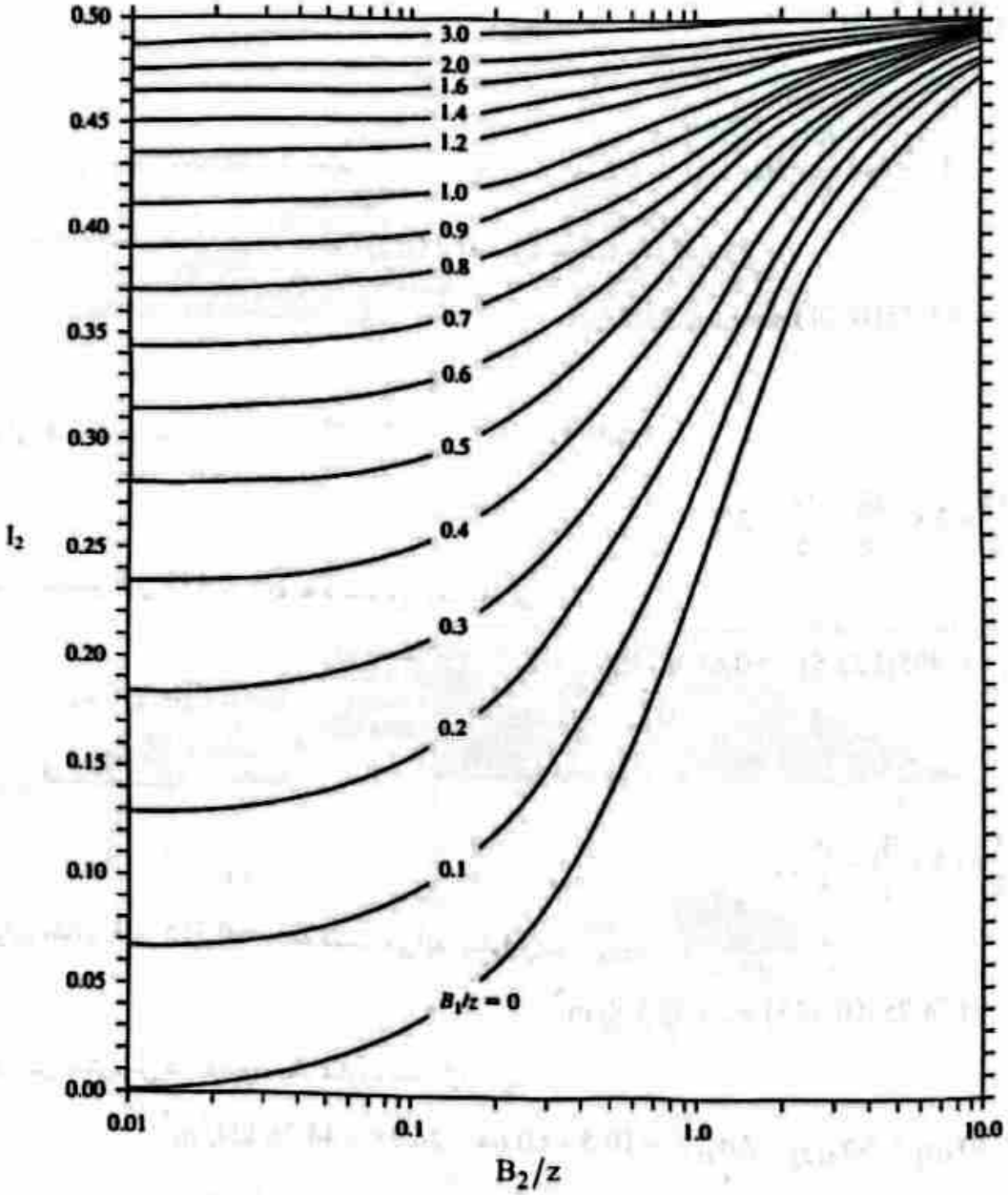
افزایش تنش در نقطه‌ی A_1:

شکل سمت چپ ۸-۲۰- ب نشان می‌دهد:

$$B_1 = 2.5\,\text{m}$$
$$B_2 = 14\,\text{m}$$

بنابراین:

$$\frac{B_1}{z} = \frac{2.5}{5} = 0.5; \frac{B_2}{z} = \frac{14}{5} = 2.8$$



شکل ۸-۱۹- نمودار آستربرگ برای تعیین تنش قائم ناشی از بار خاکریز

با توجه به شکل ۸-۱۹، $I_2 = 0.445$ بدست می‌آید. با توجه به تقارن برای قسمت راست شکل نیز $I_2 = 0.445$ بدست می‌آید. در نتیجه داریم:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_{z(1)} + \Delta\sigma_{z(2)} = q_o\left[I_{2(\text{چپ})} + I_{2(\text{راست})}\right]$$
$$= 122.5[0.445 + 0.445] = 109.03\ \text{kN/m}^2$$

افزایش تنش در نقطه‌ی A_2:

با مراجعه به شکل ۸-۲۰- پ، برای سمت چپ داریم:

$$B_2 = 5\text{m}\ ,\ B_1 = 0$$

بنابراین:

$$\frac{B_2}{z} = \frac{5}{5} = 1\ ;\ \frac{B_1}{z} = \frac{0}{5} = 0$$

با توجه به شکل ۸-۱۹ برای مقادیر فوق، $I_2 = 0.24$ به دست می‌آید. بنابراین:

$$\Delta\sigma_{z(1)} = 43.75(0.24) = 10.5\ \text{kN/m}^2$$

برای قسمت میانی:

$$\frac{B_2}{z} = \frac{14}{5} = 2.8\ ;\ \frac{B_1}{z} = \frac{14}{5} = 2.8$$

برای مقادیر فوق $I_2 = 0.495$ به دست می‌آید. بنابراین:

$$\Delta\sigma_{z(2)} = 0.495(122.5) = 60.64\ \text{kN/m}^2$$

برای قسمت راست:

$$\frac{B_2}{z} = \frac{9}{5} = 1.8\ ;\ \frac{B_1}{z} = \frac{0}{5} = 0$$

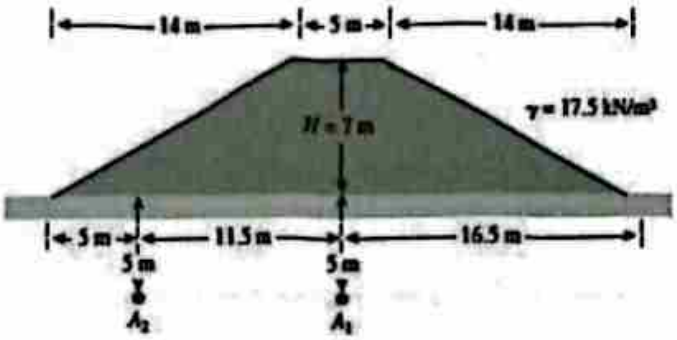
برای مقادیر فوق $I_2 = 0.335$ به دست می‌آید. بنابراین:

$$\Delta\sigma_{z(3)} = (78.75)(0.335) = 26.38\ \text{kN/m}^2$$

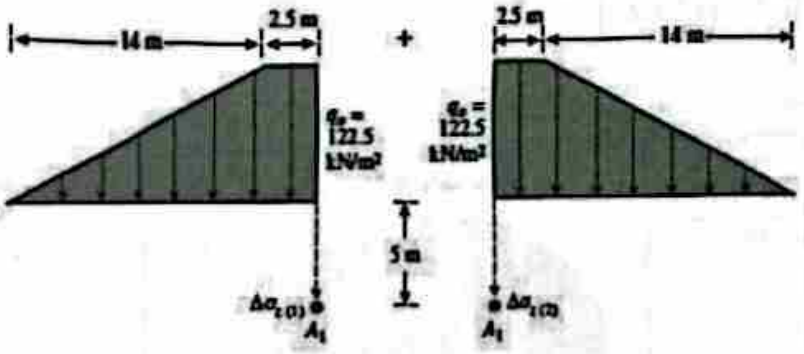
افزایش تنش کل در نقطه‌ی A_2 عبارت است از:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_{z(1)} + \Delta\sigma_{z(2)} - \Delta\sigma_{z(3)} = 10.5 + 60.64 - 26.38 = 44.76\ \text{kN/m}^2$$

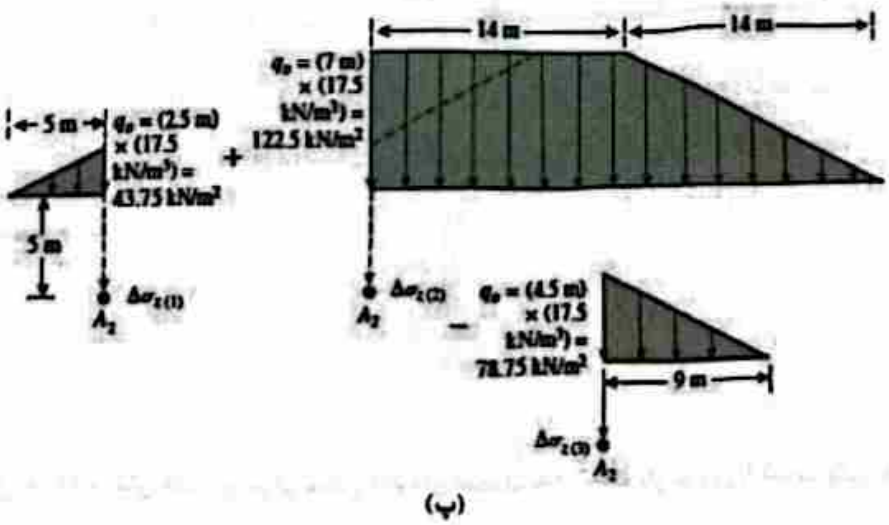
Scanned with CamScanner



(الف)



(ب)



(پ)

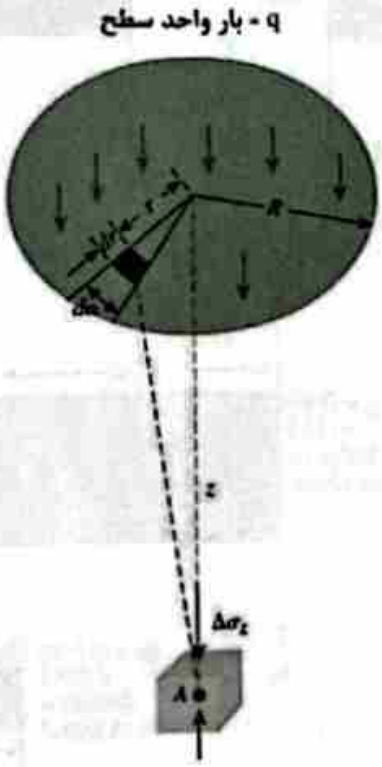
شکل ۸-۲۰

۸-۱۳- تنش قائم زیر مرکز سطح بارگذاری دایره با شدت یکنواخت

با استفاده از حل بوسینسک برای افزایش تنش قائم $\Delta\sigma_z$ به علت بار متمرکز (رابطه‌ی ۸-۱۲)، می‌توان رابطه‌ای برای تعیین افزایش تنش قائم زیر مرکز سطح بارگذاری دایروی انعطاف‌پذیر با شدت یکنواخت به دست آورد.

با مراجعه به شکل ۸-۲۱، شدت فشار روی سطح دایره با شعاع R مساوی q در نظر گرفته می‌شود. بار کل روی جزء سطح انتخابی سایه زده شده مساوی $qr\,dr\,d\alpha$ خواهد شد. افزایش تنش $d\sigma_z$ در نقطه‌ی A به علت بار متمرکز فرضی در جزء سطح انتخابی از رابطه‌ی ۸-۱۲ به دست می‌آید:

$$d\sigma_z = \frac{3(qr\,dr\,d\alpha)}{2\pi}\frac{z^3}{\left(r^2+z^2\right)^{5/2}} \qquad (۲۶-۸)$$



شکل ۸-۲۱- تنش قائم زیر مرکز سطح دایره‌ای انعطاف‌پذیر تحت بارگذاری با شدت یکنواخت

Scanned with CamScanner

با انتگرال‌گیری از رابطه‌ی فوق، می‌توان افزایش تنش در نقطه‌ی A به علت کل سطح بارگذاری شده را به دست آورد:

$$\Delta\sigma_z = \int d\sigma_z = \int_{\alpha=0}^{\alpha=2\pi} \int_{r=0}^{r=R} \frac{3q}{2\pi} \frac{z^3 r}{\left(r^2+z^2\right)^{5/2}} dr\, d\alpha$$

بنابراین:

$$\Delta\sigma_z = q\left\{1 - \frac{1}{[(R/z)^2+1]^{3/2}}\right\} \qquad (۲۷-۸)$$

در جدول ۸-۸، تغییرات $\Delta\sigma_z / q$ برحسب z/R با استفاده از رابطه‌ی ۸-۲۷ ارائه شده است. با افزایش عمق، $\Delta\sigma_z$ به شدت کاهش پیدا می‌کند، به طوری که در $z = 5R$، مقدار افزایش تنش در حدود ۶ درصد q (شدت بار سطحی) است.

جدول ۸-۸- تغییرات $\Delta\sigma_z / q$ برحسب z / R (رابطه‌ی ۸-۲۷)

z/R	$\Delta\sigma_z/q$	z/R	$\Delta\sigma_z/q$
0	1	1.0	0.6465
0.02	0.9999	1.5	0.4240
0.05	0.9998	2.0	0.2845
0.10	0.9990	2.5	0.1996
0.2	0.9925	3.0	0.1436
0.4	0.9488	4.0	0.0869
0.5	0.9106	5.0	0.0571
0.8	0.7562		

۸-۱۴- تنش قائم در نقطه‌ی دلخواه زیر سطح بارگذاری دایروی با شدت یکنواخت

آلوین و اولری در سال ۱۹۶۲ جداولی را برای محاسبه‌ی تنش قائم در نقطه‌ی دلخواه زیر سطح بارگذاری دایروی انعطاف‌پذیر با شدت یکنواخت ارائه نمودند. با توجه به شکل ۸-۲۲ افزایش تنش $\Delta\sigma_z$ در نقطه‌ی A در عمق z و فاصله‌ی r از مرکز سطح بارگذاری باشد به صورت زیر بیان می‌شود:

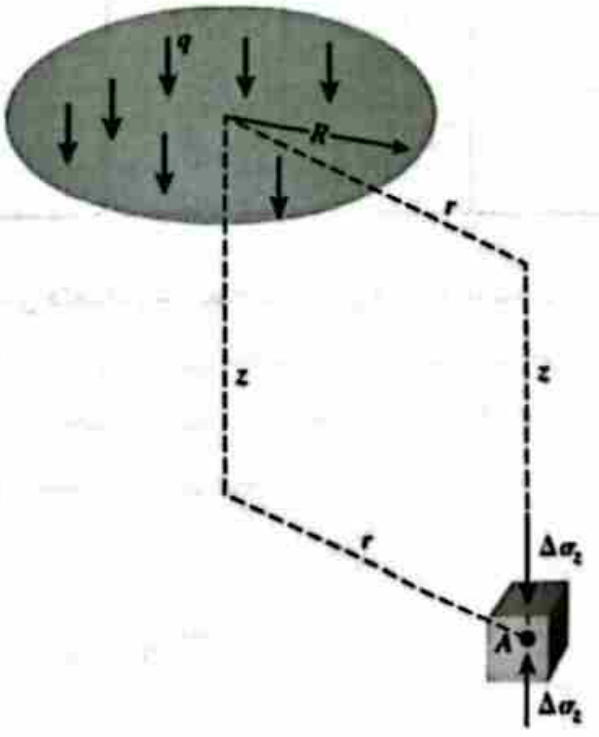
$$\Delta\sigma_z = q\left(A' + B'\right) \qquad (۲۸-۸)$$

که در آن A' و B' توابعی از $\frac{z}{R}$ و $\frac{r}{R}$ مطابق جداول ۸-۹ و ۸-۱۰ می‌باشند.

Scanned with CamScanner

جدول ۸-۹- تغییرات A' با $\frac{z}{R}$ و $\frac{r}{R}$

	r/R								
z/R	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.5	2
0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.5	0	0	0
0.1	0.90050	0.89748	0.88679	0.86126	0.78797	0.43015	0.09645	0.02787	0.00856
0.2	0.80388	0.79824	0.77884	0.73483	0.63014	0.38269	0.15433	0.05251	0.01680
0.3	0.71265	0.70518	0.68316	0.62690	0.52081	0.34375	0.17964	0.07199	0.02440
0.4	0.62861	0.62015	0.59241	0.53767	0.44329	0.31048	0.18709	0.08593	0.03118
0.5	0.55279	0.54403	0.51622	0.46448	0.38390	0.28156	0.18556	0.09499	0.03701
0.6	0.48550	0.47691	0.45078	0.40427	0.33676	0.25588	0.17952	0.10010	
0.7	0.42654	0.41874	0.39491	0.35428	0.29833	0.21727	0.17124	0.10228	0.04558
0.8	0.37531	0.36832	0.34729	0.31243	0.26581	0.21297	0.16206	0.10236	
0.9	0.33104	0.32492	0.30669	0.27707	0.23832	0.19488	0.15253	0.10094	
1	0.29289	0.28763	0.27005	0.24697	0.21468	0.17868	0.14329	0.09849	0.05185
1.2	0.23178	0.22795	0.21662	0.19890	0.17626	0.15101	0.12570	0.09192	0.05260
1.5	0.16795	0.16552	0.15877	0.14804	0.13436	0.11892	0.10296	0.08048	0.05116
2	0.10557	0.10453	0.10140	0.09647	0.09011	0.08269	0.07471	0.06275	0.04496
2.5	0.07152	0.07098	0.06947	0.06698	0.06373	0.05974	0.05555	0.04880	0.03787
3	0.05132	0.05101	0.05022	0.04886	0.04707	0.04487	0.04241	0.03839	0.03150
4	0.02986	0.02976	0.02907	0.02802	0.02832	0.02749	0.02651	0.02490	0.02193
5	0.01942	0.01938				0.01835			0.01573
6	0.01361					0.01307			0.01168
7	0.01005					0.00976			0.00894
8	0.00772					0.00755			0.00703
9	0.00612					0.00600			0.00566
10								0.00477	0.00465



شکل ۸-۲۲- تنش قائم در هر نقطه زیر سطح بارگذاری دایروی با شدت یکنواخت

Scanned with CamScanner

جدول ۸-۹- ادامه

	r/R								
z/R	3	4	5	6	7	8	10	12	14
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	0.00211	0.00084	0.00042						
0.2	0.00419	0.00167	0.00083	0.00048	0.00030	0.00020			
0.3	0.00622	0.00250							
0.4									
0.5	0.01013	0.00407	0.00209	0.00118	0.00071	0.00053	0.00025	0.00014	0.00009
0.6									
0.7									
0.8									
0.9									
1	0.01742	0.00761	0.00393	0.00226	0.00143	0.00097	0.00050	0.00029	0.00018
1.2	0.01935	0.00871	0.00459	0.00269	0.00171	0.00115			
1.5	0.02142	0.01013	0.00548	0.00325	0.00210	0.00141	0.00073	0.00043	0.00027
2	0.02221	0.01160	0.00659	0.00399	0.00264	0.00180	0.00094	0.00056	0.00036
2.5	0.02143	0.01221	0.00732	0.00463	0.00308	0.00214	0.00115	0.00068	0.00043
3	0.01980	0.01220	0.00770	0.00505	0.00346	0.00242	0.00132	0.00079	0.00051
4	0.01592	0.01109	0.00768	0.00536	0.00384	0.00282	0.00160	0.00099	0.00065
5	0.01249	0.00949	0.00708	0.00527	0.00394	0.00298	0.00179	0.00113	0.00075
6	0.00983	0.00795	0.00628	0.00492	0.00384	0.00299	0.00188	0.00124	0.00084
7	0.00784	0.00661	0.00548	0.00445	0.00360	0.00291	0.00193	0.00130	0.00091
8	0.00635	0.00554	0.00472	0.00398	0.00332	0.00276	0.00189	0.00134	0.00094
9	0.00520	0.00466	0.00409	0.00353	0.00301	0.00256	0.00184	0.00133	0.00096
10	0.00438	0.00397	0.00352	0.00326	0.00273	0.00241			

جدول ۸-۱۰- تغییرات B' با $\frac{z}{R}$ و $\frac{r}{R}$

	r/R								
z/R	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.2	1.5	2
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	0.09852	0.10140	0.11138	0.13424	0.18796	0.05388	−0.07899	−0.02672	−0.00845
0.2	0.18857	0.19306	0.20772	0.23524	0.25983	0.08513	−0.07759	−0.04448	−0.01593
0.3	0.26362	0.26787	0.28018	0.29483	0.27257	0.10757	−0.04316	−0.04999	−0.02166
0.4	0.32016	0.32259	0.32748	0.32273	0.26925	0.12404	−0.00766	−0.04535	−0.02522
0.5	0.35777	0.35752	0.35323	0.33106	0.26236	0.13591	0.02165	−0.03455	−0.02651
0.6	0.37831	0.37531	0.36308	0.32822	0.25411	0.14440	0.04457	−0.02101	
0.7	0.38487	0.37962	0.36072	0.31929	0.24638	0.14986	0.06209	−0.00702	−0.02329
0.8	0.38091	0.37408	0.35133	0.30699	0.23779	0.15292	0.07530	0.00614	
0.9	0.36962	0.36275	0.33734	0.29299	0.22891	0.15404	0.08507	0.01795	
1	0.35355	0.34553	0.32075	0.27819	0.21978	0.15355	0.09210	0.02814	−0.01005
1.2	0.31485	0.30730	0.28481	0.24836	0.20113	0.14915	0.10002	0.04378	0.00023
1.5	0.25602	0.25025	0.23338	0.20694	0.17368	0.13732	0.10193	0.05745	0.01385
2	0.17889	0.18144	0.16644	0.15198	0.13375	0.11331	0.09254	0.06371	0.02836
2.5	0.12807	0.12633	0.12126	0.11327	0.10298	0.09130	0.07869	0.06022	0.03429
3	0.09487	0.09394	0.09099	0.08635	0.08033	0.07325	0.06551	0.05354	0.03511
4	0.05707	0.05666	0.05562	0.05383	0.05145	0.04773	0.04532	0.03995	0.03066
5	0.03772	0.03760				0.03384			0.02474
6	0.02666					0.02468			0.01968
7	0.01980					0.01868			0.01577
8	0.01526					0.01459			0.01279
9	0.01212					0.01170			0.01054
10								0.00924	0.00879

Scanned with CamScanner

جدول ۸-۱۰- ادامه

z/R	r/R								
	3	4	5	6	7	8	10	12	14
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	-0.00210	-0.00084	-0.00042						
0.2	-0.00412	-0.00166	-0.00083	-0.00024	-0.00015	-0.00010			
0.3	-0.00599	-0.00245							
0.4									
0.5	-0.00991	-0.00388	-0.00199	-0.00116	-0.00073	-0.00049	-0.00025	-0.00014	-0.00009
0.6									
0.7									
0.8									
0.9									
1	-0.01115	-0.00608	-0.00344	-0.00210	-0.00135	-0.00092	-0.00048	-0.00028	-0.00018
1.2	-0.00995	-0.00632	-0.00378	-0.00236	-0.00156	-0.00107			
1.5	-0.00669	-0.00600	-0.00401	-0.00265	-0.00181	-0.00126	-0.00068	-0.00040	-0.00026
2	0.00028	-0.00410	-0.00371	-0.00278	-0.00202	-0.00148	-0.00084	-0.00050	-0.00033
2.5	0.00661	-0.00130	-0.00271	-0.00250	-0.00201	-0.00156	-0.00094	-0.00059	-0.00039
3	0.01112	0.00157	-0.00134	-0.00192	-0.00179	-0.00151	-0.00099	-0.00065	-0.00046
4	0.01515	0.00595	0.00155	-0.00029	-0.00094	-0.00109	-0.00094	-0.00068	-0.00050
5	0.01522	0.00810	0.00371	0.00132	0.00013	-0.00043	-0.00070	-0.00061	-0.00049
6	0.01380	0.00867	0.00496	0.00254	0.00110	0.00028	-0.00037	-0.00047	-0.00045
7	0.01204	0.00842	0.00547	0.00332	0.00185	0.00093	-0.00002	-0.00029	-0.00037
8	0.01034	0.00779	0.00554	0.00372	0.00236	0.00141	0.00035	-0.00008	-0.00025
9	0.00888	0.00705	0.00533	0.00386	0.00265	0.00178	0.00066	0.00012	-0.00012
10	0.00764	0.00631	0.00501	0.00382	0.00281	0.00199			

مثال ۸-۱۶

سطح دایروی انعطاف‌پذیری با بارگذاری یکنواخت برسطح زمین مطابق شکل ۸-۲۲ در نظر بگیرید. داریم: $q = 100\ kN/m^2$ و $R = 3\ m$. افزایش تنش قائم در اعماق ۱/۵، ۳، ۴/۵، ۶ و ۱۲ متر زیر سطح زمین برای نقاط زیر بدست آورید:

الف) $r = 0$

ب) $r = 4.5m$

حل:

از رابطه‌ی (۸-۲۸) داریم:

$$\Delta\sigma_z = q(A' + B')$$

$R = 3\ m$ ، $q = 100\ kN/m^2$

قسمت (الف): با توجه به جداول ۸-۸ و ۸-۹ و برای $\frac{r}{R} = 0$، مقادیر A' و B' حاصل شده و جدول زیر تنظیم می‌شود.

Scanned with CamScanner

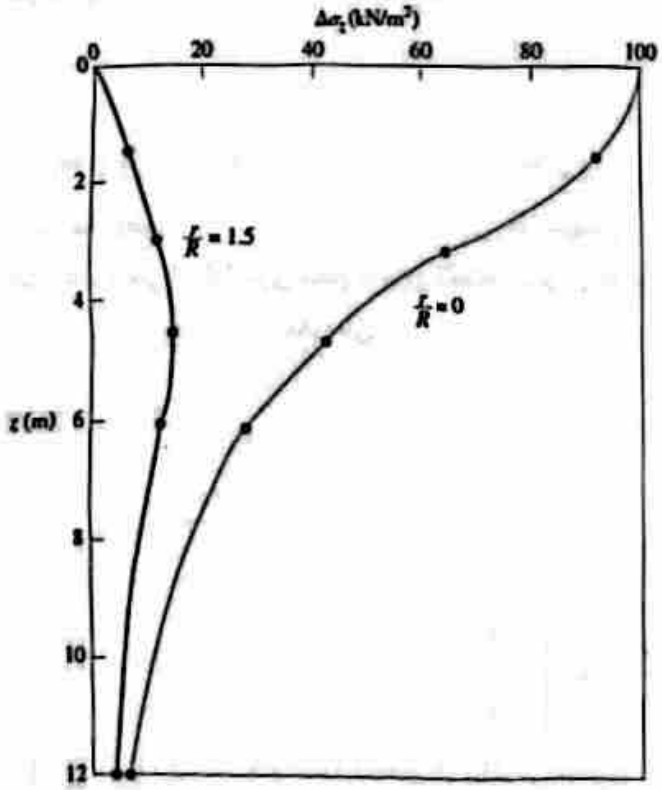
عمق z(m)	z/R	A′	B′	$\Delta\sigma_z\left(kN/m^2\right)$
1.5	0.5	0.553	0.358	91.1
3	1.0	0.293	0.354	64.7
4.5	1.5	0.168	0.256	42.4
6	2.0	0.106	0.179	28.5
12	4.0	0.03	0.057	8.7

قسمت (ب): بطور مشابه برای r/R = 1.5 داریم:

$$\frac{r}{R}=\frac{4.5}{3}=1.5$$

عمق z(m)	z/R	A′	B′	$\Delta\sigma_z\left(kN/m^2\right)$
1.5	0.5	0.095	-0.035	6.0
3	1.0	0.098	0.028	12.6
4.5	1.5	0.08	0.057	13.7
6	2.0	0.063	0.064	12.7
12	4.0	0.025	0.04	6.5

تغییرات $\Delta\sigma_z$ با عمق z برای قسمت الف و ب مطابق شکل زیر رسم می‌شود.



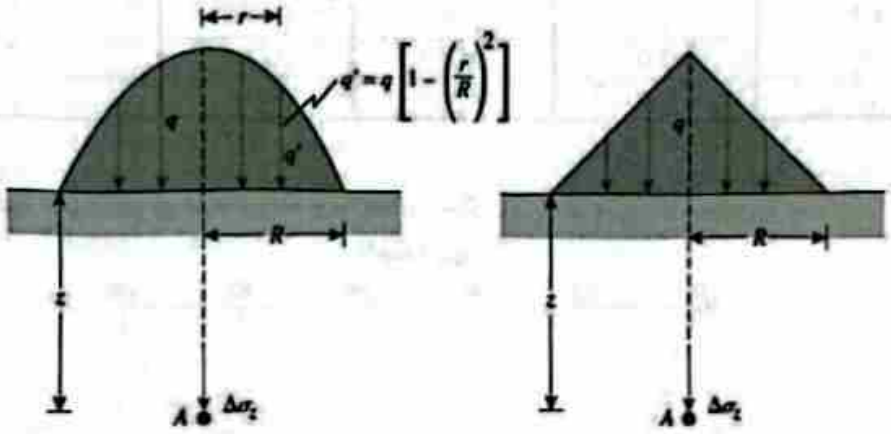
تغییرات $\Delta\sigma_z$ با z

۸-۱۵- افزایش تنش قائم زیر مرکز سطح انعطاف‌پذیر دایروی به علت بارگذاری سهموی و مخروطی

شکل ۸-۲۲- الف سطح دایروی انعطاف‌پذیری به شعاع R را نشان می‌دهد که تحت بارهای سهموی و مخروطی قرار دارد. افزایش تنش قائم به علت این بارها زیر مرکز ناحیه‌ی بارگذاری شده برابر است با (هار و لاول (۱۹۶۳)):

بار سهموی:

$$\Delta\sigma_z = q\left[\frac{1}{\left(\frac{z}{R}\right)+\sqrt{1+\left(\frac{z}{R}\right)^2}}\right]^2\left[1+\frac{2\left(\frac{z}{R}\right)}{\sqrt{1+\left(\frac{z}{R}\right)^2}}\right] \qquad (۸-۲۸\text{-الف})$$



بار سهموی بار مخروطی

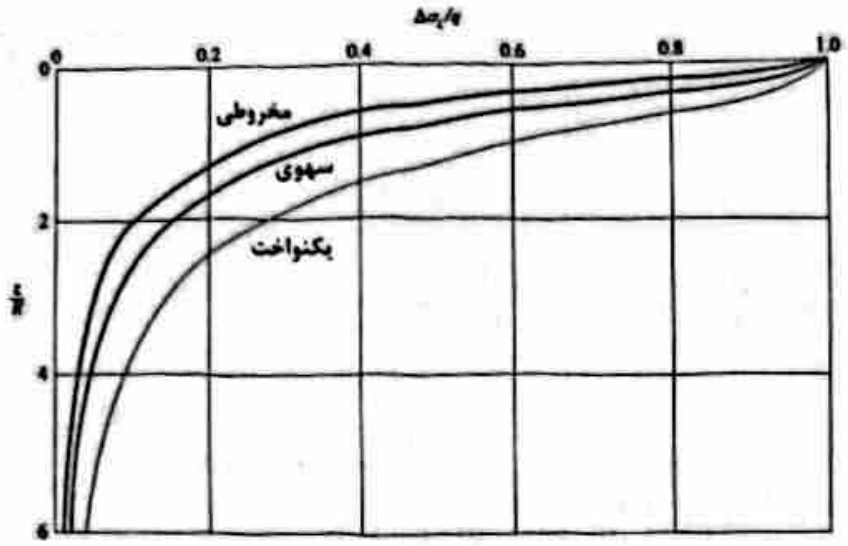
شکل ۸-۲۲- الف- تنش قائم ناشی از بارگذاری سطح دایروی انعطاف‌پذیر در دو حالت بار سهموی و بار مخروطی

بار مخروطی:

$$\Delta\sigma_z = q\left[1-\frac{1}{\left[\left(\frac{R}{z}\right)^2+1\right]^{0.5}}\right] \qquad (۸-۲۸\text{- ب})$$

شکل ۸-۲۲-ب نمودار $\Delta\sigma_z/q$ را برای بار یکنواخت (رابطه‌ی ۸-۲۷)، بار سهموی (رابطه ۸-۲۸-الف) و بار مخروطی (رابطه ۸-۲۸-ب) نشان می‌دهد.

Scanned with CamScanner



شکل ۸-۲۲- ب

مثال ۸-۱۷

سطح دایروی انعطاف‌پذیری به شعاع ۱ متر در نظر بگیرید. مطلوبست تعیین افزایش تنش در عمق ۳ متری از مرکز دایره تحت بارگذاری‌های زیر:

الف: بار یکنواخت به شدت $200\ kN/m^2$

ب: بار سهموی با شدت حداکثر $200\ kN/m^2$

پ: بار مخروطی با شدت حداکثر $200\ kN/m^2$

حل:

قسمت الف (بار یکنواخت):

از رابطه‌ی ۸-۲۷ داریم:

$$\Delta\sigma_z = q\left\{1-\frac{1}{\left[\left(\frac{R}{z}\right)^2+1\right]^{3/2}}\right\}$$

یا

$$\Delta\sigma_z = 200\left\{1-\frac{1}{\left[\left(\frac{1}{3}\right)^2+1\right]^{3/2}}\right\} = 29.24\ kN/m^2$$

Scanned with CamScanner

قسمت ب (بار سهموی):

از رابطه‌ی ۸-۲۸-الف داریم:

$$\Delta\sigma_z = q\left[\frac{1}{\left(\frac{z}{R}\right)+\sqrt{1+\left(\frac{z}{R}\right)^2}}\right]^2\left[1+\frac{2\left(\frac{z}{R}\right)}{\sqrt{1+\left(\frac{z}{R}\right)^2}}\right]$$

$$\Delta\sigma_z = 200\left[\frac{1}{1\left(\frac{3}{1}\right)+\sqrt{1+\left(\frac{3}{1}\right)^2}}\right]^2\left[1+\frac{2\left(\frac{3}{1}\right)}{\sqrt{1+\left(\frac{3}{1}\right)^2}}\right]=15.24\ \text{kN/m}^2$$

قسمت پ (بار مخروطی):

از رابطه‌ی ۸-۲۸-ب داریم:

$$\Delta\sigma_z = q\left\{1-\frac{1}{\left[\left(\frac{R}{z}\right)^2+1\right]^{0.5}}\right\}$$

یا

$$\Delta\sigma_z = 200\left\{1-\frac{1}{\left[\left(\frac{1}{3}\right)^2+1\right]^{0.5}}\right\}=10.26\ \text{kN/m}^2$$

۸-۱۶- تنش قائم به علت سطح بارگذاری مستطیلی با شدت یکنواخت

مطابق شکل ۸-۲۳، از حل بوسینسک می‌توان برای تعیین افزایش تنش قائم زیر سطح بارگذاری مستطیلی انعطاف‌پذیر با شدت بار یکنواخت استفاده کرد. ناحیه‌ی بارگذاری شده روی سطح زمین قرار دارد و طول آن L و عرض آن B و شدت بار آن q می‌باشد. برای تعیین افزایش تنش قائم $\Delta\sigma_z$ در نقطه‌ی A به عمق z واقع

در زیر یکی از گوشه‌های سطح مستطیلی، جزء کوچک به ابعاد dx dy در سطح مستطیلی در نظرگرفته می‌شود (شکل ۸-۲۳). بار وارد بر این جزء سطح که با رنگ تیره مشخص شده، برابر است با:

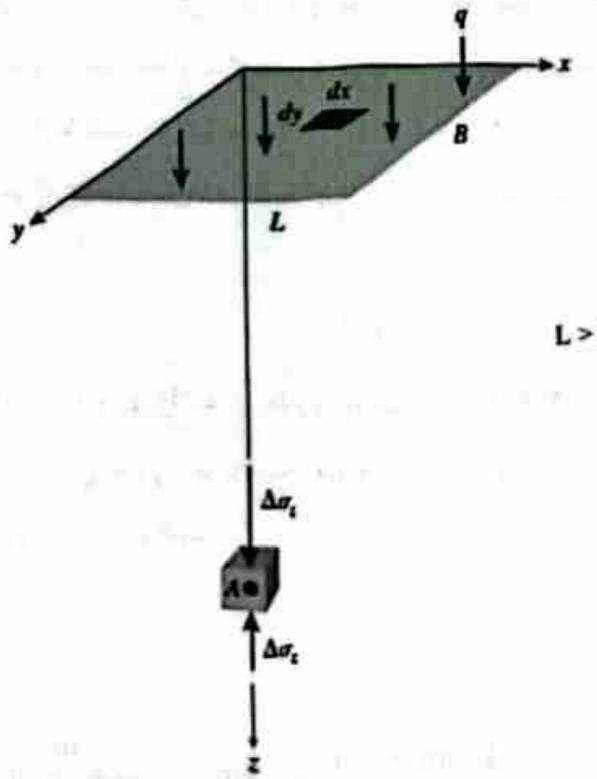
$$dq = q\,dx\,dy \qquad (۲۹-۸)$$

با استفاده از رابطه‌ی ۸-۱۲، می‌توان افزایش تنش $d\sigma_z$ در نقطه‌ی A به علت بار متمرکز dq را به دست آورد. برای این کار لازم است در رابطه‌ی فوق، به جای P مقدار $dq = q\,dx\,dy$ و به جای r^2 مقدار x^2+y^2 قرار داده شود. خواهیم داشت:

$$d\sigma_z = \frac{3q\,dx\,dy\,z^3}{2\pi\left(x^2+y^2+z^2\right)^{5/2}} \qquad (۳۰-۸)$$

افزایش تنش $\Delta\sigma_z$ در نقطه‌ی A به علت کل بار مستطیلی، از انتگرال‌گیری رابطه‌ی قبل به دست می‌آید:

$$\Delta\sigma_z = \int d\sigma_z = \int_{y=0}^{B}\int_{x=0}^{L} \frac{3qz^3\,(dx\,dy)}{2\pi\left(x^2+y^2+z^2\right)^{5/2}} = qI_3 \qquad (۳۱-۸)$$



شکل ۸-۲۳- تنش قائم زیر گوشه‌ی سطح بارگذاری مستطیلی انعطاف‌پذیر با شدت یکنواخت

Scanned with CamScanner

که در آن:

$$I_3 = \frac{1}{4\pi}\left[\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+m^2n^2+1}\left(\frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1}\right) + \tan^{-1}\left(\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2-m^2n^2+1}\right)\right] \quad (۳۲-۸)$$

$$m = \frac{B}{z} \quad (۳۳-۸)$$

$$n = \frac{L}{z} \quad (۳۴-۸)$$

آرگومان $\tan^{-1}$ در رابطه‌ی ۸-۳۲ باید مقداری مثبت برحسب رادیان باشد. اگر $m^2+n^2+1<m^2n^2$ باشد، عبارت مذکور مقداری منفی پیدا می‌کند. بنابراین عبارت π باید به آن اضافه شود.

در شکل ۸-۲۴ و جدول ۸-۱۱ تغییرات I_3 برحسب m و n نشان داده شده است.

افزایش تنش در هر نقطه زیر سطح بارگذاری مستطیلی را می‌توان با استفاده از رابطه‌ی ۸-۳۱ به دست آورد. به عنوان مثال، فرض کنید که در شکل ۸-۲۵ بخواهیم تنش را زیر نقطه‌ی A' در عمق z به دست آوریم. برای این کار، مطابق شکل سطح بارگذاری به چهار مستطیل تقسیم می‌شود، به طوری که نقطه‌ی A' راس مشترک آن‌ها باشد. حال می‌توان با استفاده از رابطه‌ی ۸-۳۱ افزایش تنش را در عمق z زیر نقطه‌ی A' به علت هر یک از مستطیل‌ها به دست آورد. افزایش تنش به علت کل سطح بارگذاری شده برابر خواهد شد با:

$$\Delta\sigma_z = q\left[I_{3(1)} + I_{3(2)} + I_{3(3)} + I_{3(4)}\right] \quad (۳۵-۸)$$

که در آن $I_{3(1)}$، $I_{3(2)}$، $I_{3(3)}$ و $I_{3(4)}$ مقادیر I_3 برای مستطیل‌های ۱، ۲، ۳ و ۴ می‌باشند.

در بسیاری از موارد، افزایش تنش قائم زیر مرکز سطح مستطیلی (شکل ۸-۲۶) مورد اهمیت می‌باشد. این افزایش تنش توسط رابطه‌ی زیر بیان می‌شود:

$$\Delta\sigma_z = qI_4 \quad (۳۶-۸)$$

که در آن:

$$I_4 = \frac{2}{\pi}\left[\frac{m_1n_1}{\sqrt{1+m_1^2+n_1^2}}\frac{1+m_1^2+2n_1^2}{\left(1+n_1^2\right)\left(m_1^2+n_1^2\right)} + \sin^{-1}\frac{m_1}{\sqrt{m_1^2+n_1^2}\sqrt{1+n_1^2}}\right] \quad (۳۷-۸)$$

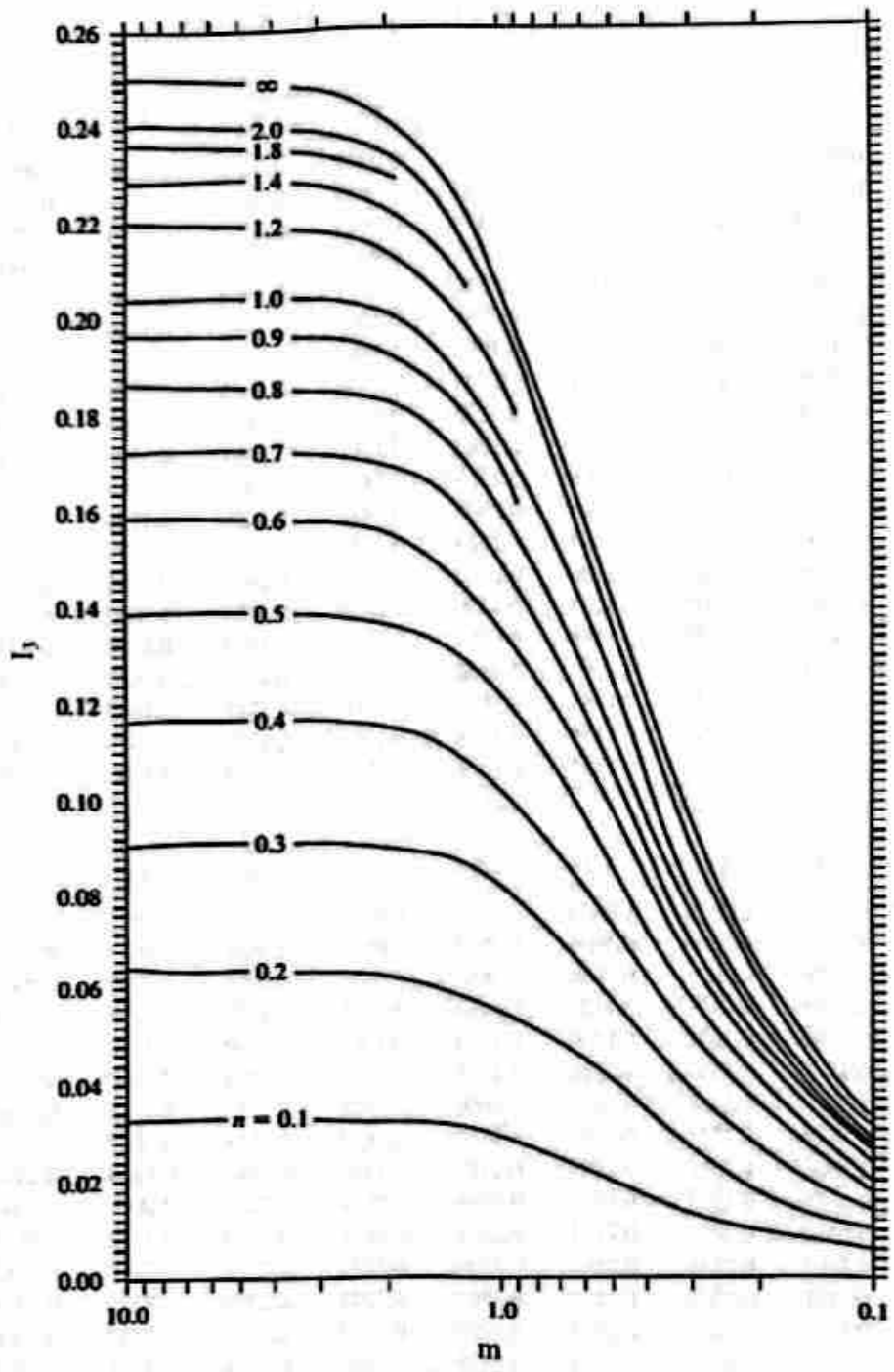
Scanned with CamScanner

جدول ۸-۱۱- تغییرات I_3 با m و n (رابطه‌ی ۸-۳۲)

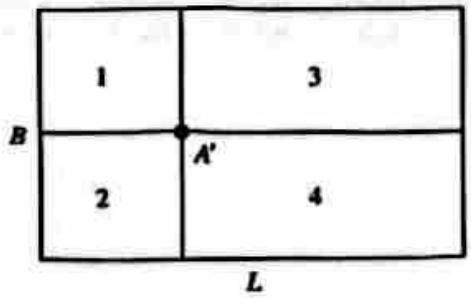
	m									
n	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.1	0.0047	0.0092	0.0132	0.0168	0.0198	0.0222	0.0242	0.0258	0.0270	0.0279
0.2	0.0092	0.0179	0.0259	0.0328	0.0387	0.0435	0.0474	0.0504	0.0528	0.0547
0.3	0.0132	0.0259	0.0374	0.0474	0.0559	0.0629	0.0686	0.0731	0.0766	0.0794
0.4	0.0168	0.0328	0.0474	0.0602	0.0711	0.0801	0.0873	0.0931	0.0977	0.1013
0.5	0.0198	0.0387	0.0559	0.0711	0.0840	0.0947	0.1034	0.1104	0.1158	0.1202
0.6	0.0222	0.0435	0.0629	0.0801	0.0947	0.1069	0.1168	0.1247	0.1311	0.1361
0.7	0.0242	0.0474	0.0686	0.0873	0.1034	0.1169	0.1277	0.1365	0.1436	0.1491
0.8	0.0258	0.0504	0.0731	0.0931	0.1104	0.1247	0.1365	0.1461	0.1537	0.1598
0.9	0.0270	0.0528	0.0766	0.0977	0.1158	0.1311	0.1436	0.1537	0.1619	0.1684
1.0	0.0279	0.0547	0.0794	0.1013	0.1202	0.1361	0.1491	0.1598	0.1684	0.1752
1.2	0.0293	0.0573	0.0832	0.1063	0.1263	0.1431	0.1570	0.1684	0.1777	0.1851
1.4	0.0301	0.0589	0.0856	0.1094	0.1300	0.1475	0.1620	0.1739	0.1836	0.1914
1.6	0.0306	0.0599	0.0871	0.1114	0.1324	0.1503	0.1652	0.1774	0.1874	0.1955
1.8	0.0309	0.0606	0.0880	0.1126	0.1340	0.1521	0.1672	0.1797	0.1899	0.1981
2.0	0.0311	0.0610	0.0887	0.1134	0.1350	0.1533	0.1686	0.1812	0.1915	0.1999
2.5	0.0314	0.0616	0.0895	0.1145	0.1363	0.1548	0.1704	0.1832	0.1938	0.2024
3.0	0.0315	0.0618	0.0898	0.1150	0.1368	0.1555	0.1711	0.1841	0.1947	0.2034
4.0	0.0316	0.0619	0.0901	0.1153	0.1372	0.1560	0.1717	0.1847	0.1954	0.2042
5.0	0.0316	0.0620	0.0901	0.1154	0.1374	0.1561	0.1719	0.1849	0.1956	0.2044
6.0	0.0316	0.0620	0.0902	0.1154	0.1374	0.1562	0.1719	0.1850	0.1957	0.2045

n	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0
0.1	0.0293	0.0301	0.0306	0.0309	0.0311	0.0314	0.0315	0.0316	0.0316	0.0316
0.2	0.0573	0.0589	0.0599	0.0606	0.0610	0.0616	0.0618	0.0619	0.0620	0.0620
0.3	0.0832	0.0856	0.0871	0.0880	0.0887	0.0895	0.0898	0.0901	0.0901	0.0902
0.4	0.1063	0.1094	0.1114	0.1126	0.1134	0.1145	0.1150	0.1153	0.1154	0.1154
0.5	0.1263	0.1300	0.1324	0.1340	0.1350	0.1363	0.1368	0.1372	0.1374	0.1374
0.6	0.1431	0.1475	0.1503	0.1521	0.1533	0.1548	0.1555	0.1560	0.1561	0.1562
0.7	0.1570	0.1620	0.1652	0.1672	0.1686	0.1704	0.1711	0.1717	0.1719	0.1719
0.8	0.1684	0.1739	0.1774	0.1797	0.1812	0.1832	0.1841	0.1847	0.1849	0.1850
0.9	0.1777	0.1836	0.1874	0.1899	0.1915	0.1938	0.1947	0.1954	0.1956	0.1957
1.0	0.1851	0.1914	0.1955	0.1981	0.1999	0.2024	0.2034	0.2042	0.2044	0.2045
1.2	0.1958	0.2028	0.2073	0.2103	0.2124	0.2151	0.2163	0.2172	0.2175	0.2176
1.4	0.2028	0.2102	0.2151	0.2184	0.2206	0.2236	0.2250	0.2260	0.2263	0.2264
1.6	0.2073	0.2151	0.2203	0.2237	0.2261	0.2294	0.2309	0.2320	0.2323	0.2325
1.8	0.2103	0.2183	0.2237	0.2274	0.2299	0.2333	0.2350	0.2362	0.2366	0.2367
2.0	0.2124	0.2206	0.2261	0.2299	0.2325	0.2361	0.2378	0.2391	0.2395	0.2397
2.5	0.2151	0.2236	0.2294	0.2333	0.2361	0.2401	0.2420	0.2434	0.2439	0.2441
3.0	0.2163	0.2250	0.2309	0.2350	0.2378	0.2420	0.2439	0.2455	0.2461	0.2463
4.0	0.2172	0.2260	0.2320	0.2362	0.2391	0.2434	0.2455	0.2472	0.2479	0.2481
5.0	0.2175	0.2263	0.2324	0.2366	0.2395	0.2439	0.2460	0.2479	0.2486	0.2489
6.0	0.2176	0.2264	0.2325	0.2367	0.2397	0.2441	0.2463	0.2482	0.2489	0.2492

Scanned with CamScanner

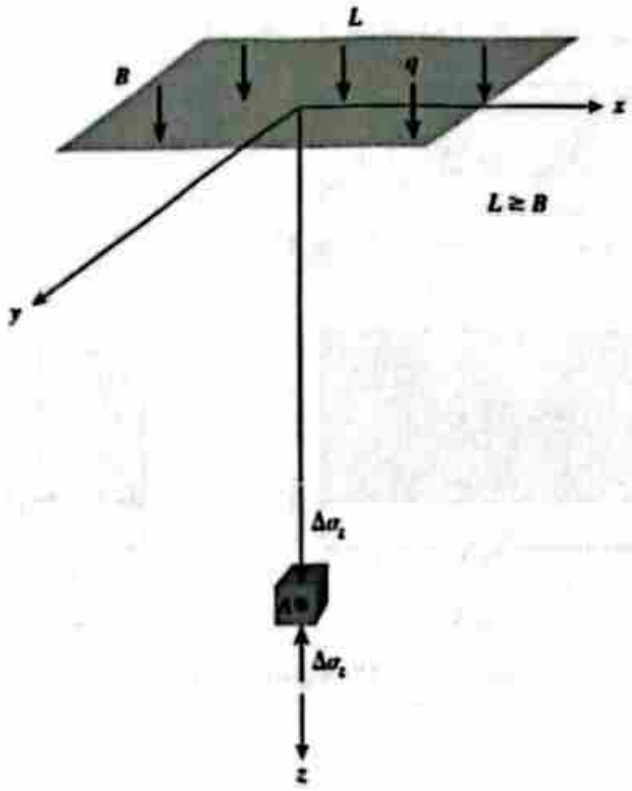


شکل ۸-۲۴- تغییرات I_3 با m و n



شکل ۸-۲۵- افزایش تنش در هر نقطه زیر سطح مستطیلی انعطاف‌پذیر بارگذاری شده

Scanned with CamScanner



شکل ۸-۲۶- تنش قائم زیر مرکز سطح مستطیلی انعطاف‌پذیر با بارگذاری یکنواخت

$$m_1 = \frac{L}{B} \qquad (۳۸-۸)$$

$$n_1 = \frac{z}{b} \qquad (۳۹-۸)$$

$$b = \frac{B}{2} \qquad (۴۰-۸)$$

تغییرات I_4 با m_1 و n_1 در جدول ۸-۱۲ ارائه شده است.

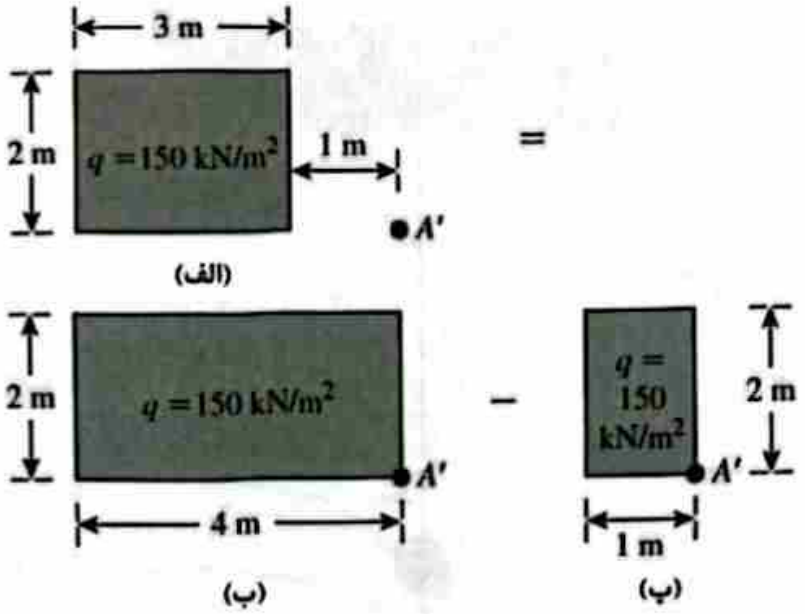
مثال ۸-۱۸

پلان سطح مستطیلی با بارگذاری یکنواخت در شکل ۸-۲۷- الف نشان داده شده است. افزایش تنش قائم $\Delta\sigma_z$ زیر نقطه‌ی A' در عمق $z = 4m$ را تعیین کنید.

حل:

افزایش تنش $\Delta\sigma_z$ می‌تواند به صورت زیر بیان شود:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_{z(1)} - \Delta\sigma_{z(2)}$$



شکل ۸-۲۷

که در آن:

$\Delta\sigma_{z(1)}$ = افزایش تنش ناشی از سطح بارگذاری شده (شکل ۸-۲۷- ب)

$\Delta\sigma_{z(2)}$ = افزایش تنش ناشی از سطح بارگذاری شده (شکل ۸-۲۷- پ)

برای سطح بارگذاری شده و نشان داده شده در شکل ۸-۲۷- ب:

$$m = \frac{B}{z} = \frac{2}{4} = 0.5$$

$$n = \frac{L}{z} = \frac{4}{4} = 1$$

از شکل ۸-۲۴ برای $m = 0.5$ و $n = 1$، مقدار $I_3 = 0.1225$ است. بنابراین:

$$\Delta\sigma_{z(1)} = qI_3 = (150)(0.1225) = 18.38 \text{ kN/m}^2$$

به طور مشابه برای سطح بارگذاری شده که در شکل ۸-۲۷- پ نشان داده شده است:

$$m = \frac{B}{z} = \frac{1}{4} = 0.25$$

$$n = \frac{L}{z} = \frac{2}{4} = 0.5$$

بنابراین، $I_3 = 0.0473$ است. در اینصورت:

$$\Delta\sigma_{z(2)} = (150)(0.0473) = 7.1 \text{ kN/m}^2$$

بنابراین:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_{z(1)} - \Delta\sigma_{z(2)} = 18.38 - 7.1 = 11.28 \text{ kN/m}^2$$

Scanned with CamScanner

جدول ۸-۱۲- تغییرات I_4 با m_1 و n_1 (رابطه‌ی ۱۰-۳۷)

	m_1									
n_1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0.20	0.994	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997	0.997
0.40	0.960	0.976	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977	0.977
0.60	0.892	0.932	0.936	0.936	0.937	0.937	0.937	0.937	0.937	0.937
0.80	0.800	0.870	0.878	0.880	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881	0.881
1.00	0.701	0.800	0.814	0.817	0.818	0.818	0.818	0.818	0.818	0.818
1.20	0.606	0.727	0.748	0.753	0.754	0.755	0.755	0.755	0.755	0.755
1.40	0.522	0.658	0.685	0.692	0.694	0.695	0.695	0.696	0.696	0.696
1.60	0.449	0.593	0.627	0.636	0.639	0.640	0.641	0.641	0.641	0.642
1.80	0.388	0.534	0.573	0.585	0.590	0.591	0.592	0.592	0.593	0.593
2.00	0.336	0.481	0.525	0.540	0.545	0.547	0.548	0.549	0.549	0.549
3.00	0.179	0.293	0.348	0.373	0.384	0.389	0.392	0.393	0.394	0.395
4.00	0.108	0.190	0.241	0.269	0.285	0.293	0.298	0.301	0.302	0.303
5.00	0.072	0.131	0.174	0.202	0.219	0.229	0.236	0.240	0.242	0.244
6.00	0.051	0.095	0.130	0.155	0.172	0.184	0.192	0.197	0.200	0.202
7.00	0.038	0.072	0.100	0.122	0.139	0.150	0.158	0.164	0.168	0.171
8.00	0.029	0.056	0.079	0.098	0.113	0.125	0.133	0.139	0.144	0.147
9.00	0.023	0.045	0.064	0.081	0.094	0.105	0.113	0.119	0.124	0.128
10.00	0.019	0.037	0.053	0.067	0.079	0.089	0.097	0.103	0.108	0.112

مثال ۸-۱۹

سطحی انعطاف‌پذیر در شکل نشان داده شده است که تحت اثر بارگذاری یکنواختی قرار دارد. داریم:

$$q = 150\ \text{kN/m}^2$$

مطلوبست تعیین افزایش تنش قائم در نقطه‌ی A.

حل:

سطح انعطاف‌پذیر نشان داده شده در شکل به ۳ قسمت تقسیم شده است. در نقطه‌ی A:

$$\Delta\sigma_z = \Delta\sigma_{z(1)} + \Delta\sigma_{z(2)} + \Delta\sigma_{z(3)}$$

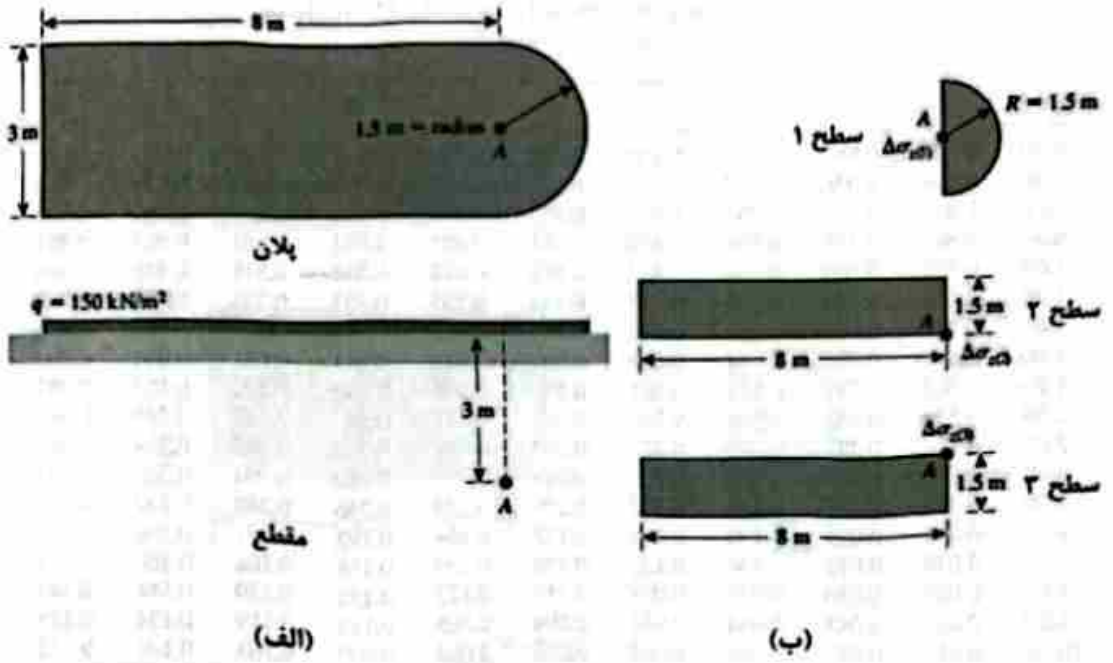
برای سطح نیم‌دایره‌ی ۱، از رابطه‌ی ۸-۲۷ داریم:

$$\Delta\sigma_{z(1)} = \left(\frac{1}{2}\right) q \left\{1 - \frac{1}{\left[(R/z)^2 + 1\right]^{3/2}}\right\}$$

می‌دانیم $R = 1.5\text{m}$ و $Z = 3\text{m}$ و $q = 150\ \text{kN/m}^2$. بنابراین:

$$\Delta\sigma_{z(1)} = \frac{150}{2}\left\{1 - \frac{1}{\left[(1.5/3)^2 + 1\right]^{3/2}}\right\} = 21.3\ \text{kN/m}^2$$

Scanned with CamScanner



شکل مثال ۸-۱۹

مشاهده می‌شود که $\Delta\sigma_{z(2)} = \Delta\sigma_{z(3)}$ می‌باشد. از رابطه‌ی ۸-۳۳ و ۸-۳۴ داریم:

$$m = \frac{1.5}{3} = 0.5$$

$$n = \frac{8}{3} = 2.67$$

از جدول ۸-۱۱ برای $m = 0.5$ و $n = 2.67$، مقدار $I_3 = 0.1365$ بدست می‌آید. بنابراین از رابطه‌ی ۸-۳۱ داریم:

$$\Delta\sigma_{z(2)} = \Delta\sigma_{z(3)} = qI_3 = (150)(0.1365) = 20.48\ kN/m^2$$

بنابراین:

$$\Delta\sigma_z = 21.3 + 20.48 + 20.48 = 62.26\ kN/m^2$$

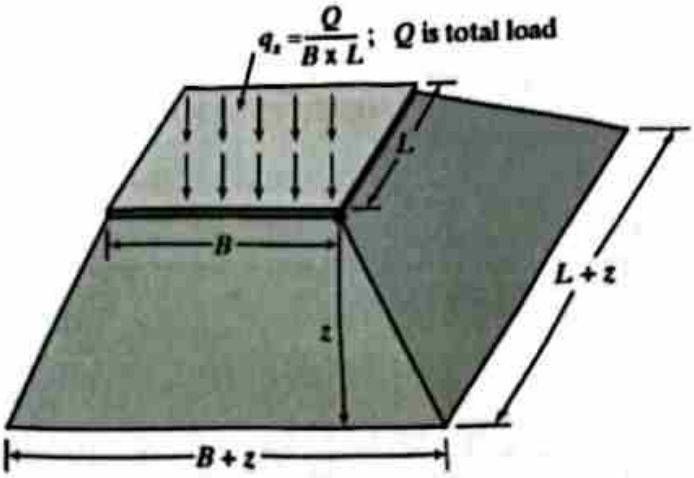
روش تقریبی برای بارهای مستطیلی با فشار یکنواخت

در محاسبات اولیه، برای تعیین افزایش تنش زیر مرکز سطح بارگذاری مستطیل شکل با فرض توزیع تنش ۱ افقی به ۲ قائم در عمق، میزان افزایش فشار از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$\Delta_{\sigma z} = \frac{Q}{(B+z)(L+z)} = \frac{q_s BL}{(B+z)(L+z)} \qquad (۴۱-۸)$$

رابطه‌ی فوق برای اعمال $z > B$ پاسخ‌های دقیق‌تری به دست می‌دهد.

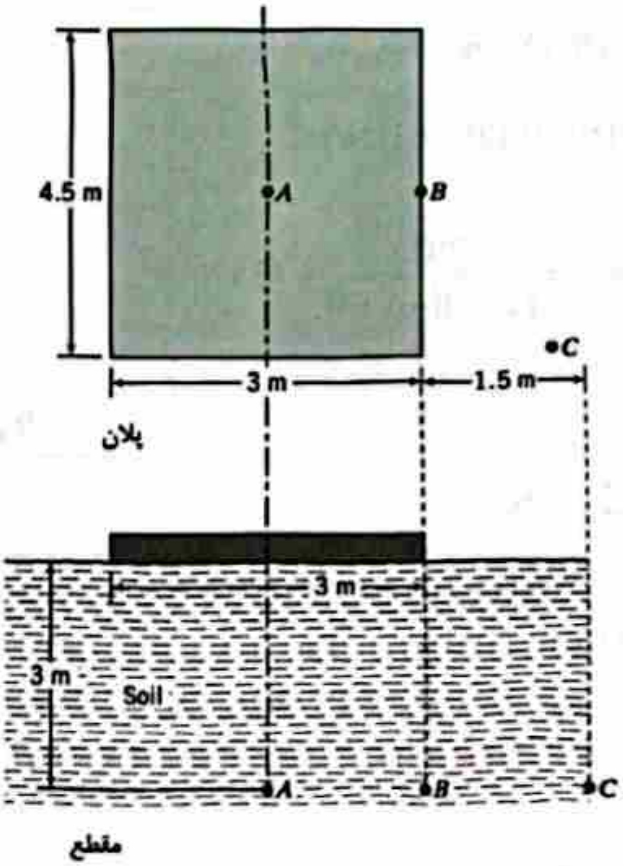
Scanned with CamScanner



شکل ۸-۲۸- روش تقریبی برای محاسبه‌ی افزایش فشار در سطح مستطیلی با توزیع یکنواخت بار

مثال ۸-۲۰

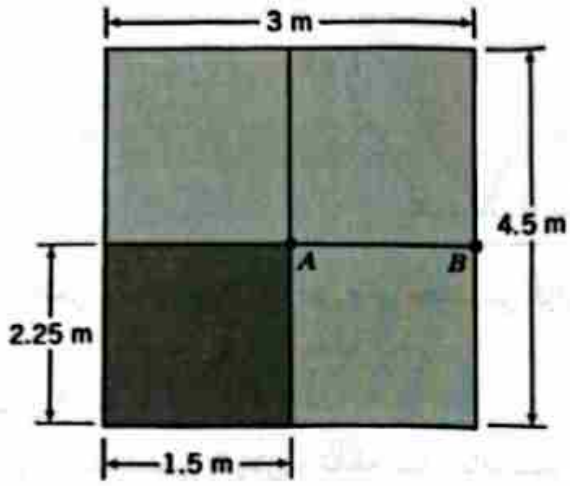
شالوده‌ی مستطیلی با پلان و مقطع نشان داده شده تحت بار محوری ۲۰۲۵ کیلونیوتن قرار دارد. مطلوبست تعیین افزایش تنش در نقاط A، B و C که محل آن در پلان و عمق آنها در مقطع نشان داده شده است.



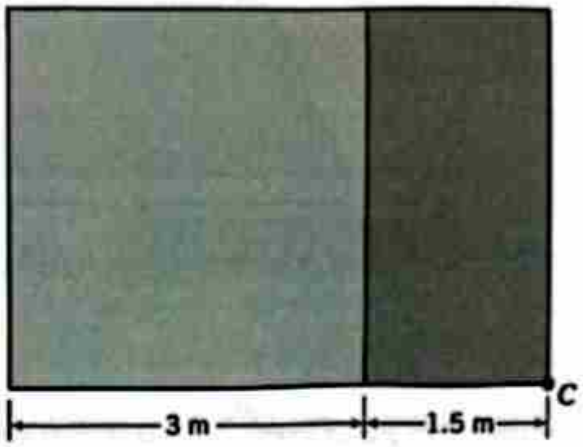
شکل مثال ۸-۲۰

حل: تعیین تنش در نقطه‌ی A:

$$m=\frac{B}{z}=\frac{1.5}{3}=0.5 \;;\; n=\frac{L}{z}=\frac{2.25}{3}=0.75 \Rightarrow \text{(جدول ۸-۱۱)}\; I_z=0.107$$



تعیین تنش در نقطه‌ی A



تعیین تنش در نقطه‌ی C

$$q_s=\frac{Q}{A}=\frac{2025}{3\times 4.5}=150\ \text{kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma_z=4q_sI_z=4\times 150\times 0.105=63\text{kN/m}^2$$

حل مسئله با روش تقریبی

$$\Delta\sigma_z=\frac{Q}{(B+z)(L+z)}=\frac{2025}{(3+3)(4.5+3)}=45\ \text{kN/m}^2$$

تعیین تنش در نقطه‌ی B

$$m=\frac{3}{3}=1\;;\; n=\frac{2.25}{3}=0.75$$

$$I_z=0.158$$

$$\Delta\sigma_z=2q_sI_z=2\times 150\times 0.158=47.4\ \text{kPa}$$

تعیین تنش در نقطه‌ی C

مستطیل بزرگ

$$m=\frac{4.5}{3}=1.5\ ,\ n=\frac{4.5}{3}=1.5;\Rightarrow I_z=0.22$$

Scanned with CamScanner

مستطیل کوچک (منفی)

$$m=\frac{1.5}{3}=0.5\ ,\ n=\frac{4.5}{3}=1.5;\Rightarrow I_z=0.13$$

$$\Delta\sigma_z=q_s\Delta I_z=150\times(0.22-0.13)=13.5\,kN/m^2$$

۸-۱۷- نمودارهای تاثیر برای فشار قائم

رابطه‌ی ۸-۲۷ را می‌توان مرتب و به صورت زیر بازنویسی نمود:

$$\frac{R}{z}=\sqrt{\left(1-\frac{\Delta\sigma_z}{q}\right)^{-2/3}-1} \qquad (۴۲-۸)$$

توجه شود که R/z و $\Delta\sigma_z/q$ در رابطه‌ی فوق کمیت‌های بدون بعدی هستند. در جدول ۸-۱۳، مقادیر R/z مربوط به نسبت‌های مختلف فشار ارائه شده است.

جدول ۸-۱۳- مقادیر R/z برای نسبت‌های مختلف فشار (رابطه‌ی ۱۰-۴۱)

$\Delta\sigma_z/q$	R/z	$\Delta\sigma_z/q$	R/z
0	0	0.55	0.8384
0.05	0.1865	0.60	0.9176
0.10	0.2698	0.65	1.0067
0.15	0.3383	0.70	1.1097
0.20	0.4005	0.75	1.2328
0.25	0.4598	0.80	1.3871
0.30	0.5181	0.85	1.5943
0.35	0.5768	0.90	1.9084
0.40	0.6370	0.95	2.5232
0.45	0.6997	1.00	∞
0.50	0.7664		

با استفاده از مقادیر R/z به دست آمده از رابطه‌ی ۸-۴۲ برای نسبت‌های مختلف فشار، نیومارک (۱۹۴۲) نمودار تاثیری برای تعیین افزایش فشار قائم در هر نقطه زیر سطح بارگذاری انعطاف‌پذیر با هر شکل دلخواه تهیه نمود.

شکل ۸-۲۹ نمودار تاثیری را نشان می‌دهد که با رسم دایره‌های هم‌مرکز به دست آمده است. شعاع دوایر، مساوی مقدار R/z مربوط به نسبت‌های 1 و ... و 0.2 و 0.1 و $\Delta\sigma_z/q = 0$ می‌باشند. (توجه شود که برای $\Delta\sigma_z/q=0$، مقدار $R/z = 0$ و برای $\Delta\sigma_z/q=1$ مقدار $R/z = \infty$ است. بنابراین تنها نه دایره قابل رسم می‌باشد). واحد طول برای رسم دوایر، پاره‌خط $\overline{AB}$ است. دوایر توسط خطوط شعاعی متساوی‌الفاصله

Scanned with CamScanner

تقسیم شده‌اند. ضریب تاثیر برای نمودار مساوی $\frac{1}{N}$ است که N تعداد چشمه‌های موجود در نمودار می‌باشد. با توجه به وجود ۲۰۰ چشمه در شکل ۱۰-۲۸، ضریب تاثیر برای آن ۰/۰۰۵ است.

با داشتن نمودار تاثیر، روش تعیین افزایش فشار قائم در هرنقطه واقع در زیرسطح بارگذاری به قرار زیر است:

۱- عمق z زیر سطح بارگذاری را که تعیین افزایش تنش در آن موردنظر است، به دست آورید.

۲- پلان سطح بارگذاری را با مقیاس عمق z مساوی طول واحد نمودار یعنی پاره‌خط $\left(\overline{AB}\right)$ رسم نمایید.

۳- پلان رسم شده در گام ۲ را طوری روی نمودار قرار دهید تا نقطه‌ای که هدف تعیین افزایش تنش قائم در زیر آن است، در مرکز نمودار قرار گیرد.

۴- تعداد چشمه‌های محصور شده توسط پلان سطح بارگذاری را بشمارید و آن را با M نمایش دهید.

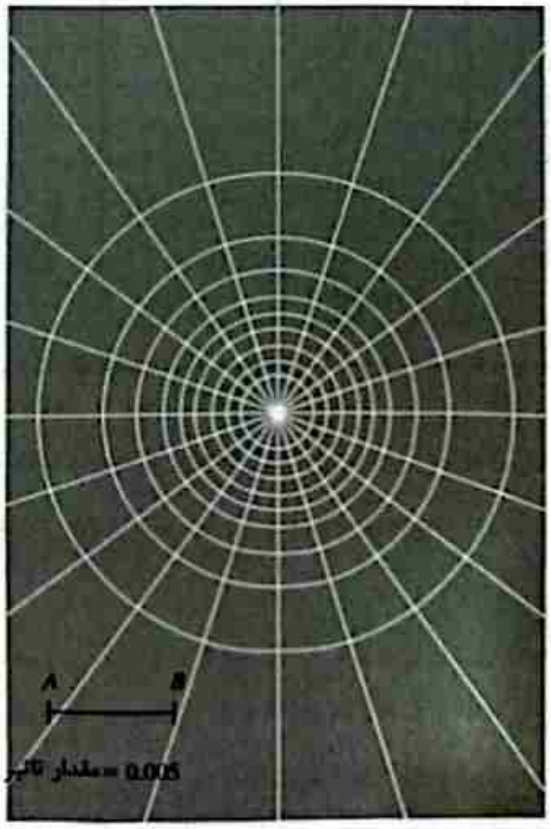
افزایش تنش قائم (فشار) برای نقطه‌ی موردنظر برابر است با:

$$\Delta\sigma_z = (IV)qM \qquad (۴۳-۸)$$

که در آن:

IV = ضریب تاثیر

q = فشار در سطح بارگذاری

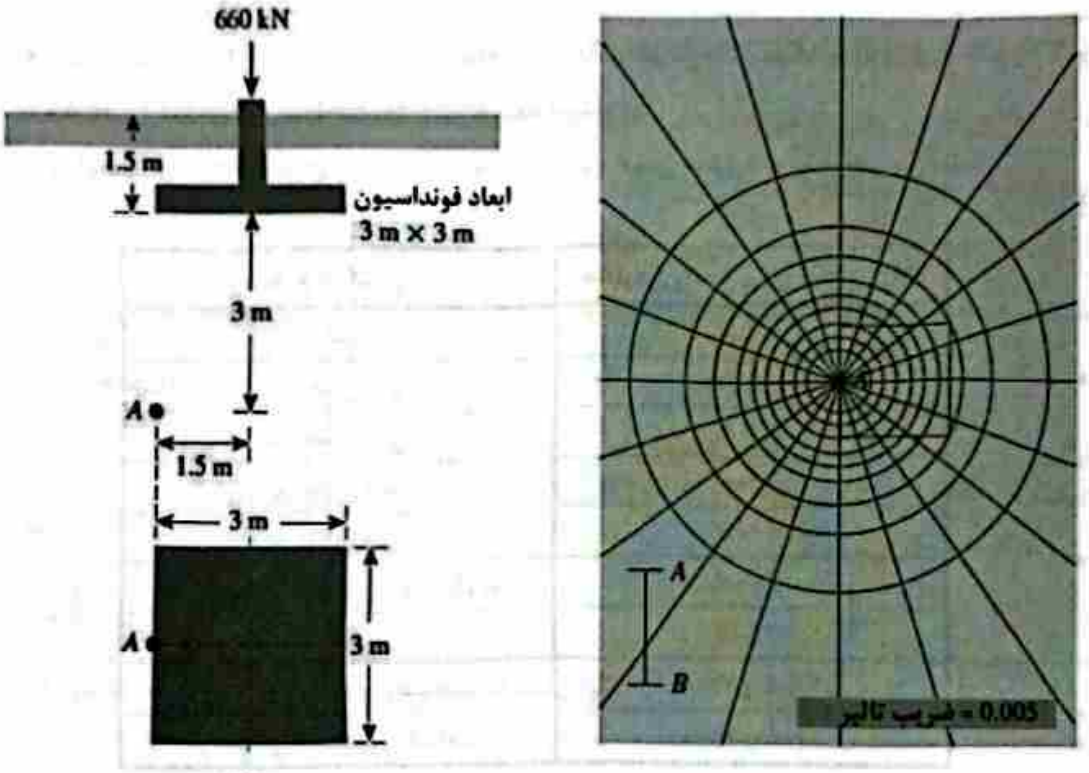


شکل ۸-۲۹- نمودار تاثیر برای فشار قائم براساس تئوری بوسینسک

Scanned with CamScanner

مثال ۸-۲۱

در شکل ۸-۳۰- الف، مقطع و پلان شالوده‌ی ستونی نشان داده شده است. مطلوب است تعیین افزایش تنش فشاری قائم در نقطه‌ی A واقع در عمق ۳ متری زیر شالوده.



(الف) (ب)

شکل ۸-۳۰- (الف)- مقطع و پلان یک شالوده‌ی ستون، (ب) تعیین تنش در نقطه‌ی A با استفاده از نمودار تاثیر نیومارک

حل:

نقطه‌ی A در عمق ۳ متری زیر سطح تحتانی شالوده قرار دارد. پلان شالوده با مقیاس $\overline{AB}=3$ متر مجدداً رسم شده ومطابق شکل ۸-۳۰- ب طوری روی نمودار تاثیر قرار داده می‌شود که نقطه‌ی A در پلان روی مرکز نمودار قرار گیرد.

تعداد چشمه‌های محصور شده در پلان مساوی ۴۸/۵ شمرده می‌شود. در نتیجه:

$$\Delta\sigma_z = (IV)qM = 0.005\left(\frac{660}{3\times 3}\right)48.5 = 17.78\ \text{kN/m}^2$$

Scanned with CamScanner

۸-۱۸- خلاصه

در این فصل، مطالب زیر مورد مطالعه قرار گرفت:

- پروسه‌ی تعیین تنش‌های نرمال و برشی روی سطحی شیب‌دار براساس شرایط تنش روی یک المان دوبعدی خاک (روابط ۸-۳ و ۸-۴).
- اصول دایره‌ی مور و روش قطبی برای تعیین تنش در امتداد یک صفحه به ترتیب در بخش‌های ۸-۲ و ۸-۳ بیان شده‌اند.
- تنش قائم ($\Delta\sigma_z$) ایجاد شده در هر نقطه‌ای از خاک همگن، الاستیک و ایزوتروپ ناشی از انواع مختلف بارگذاری روی سطح نامحدود ارائه شده است.

جدول زیر لیستی از انواع بارگذاری و روابط مرتبط با آن برای تعیین تنش قائم را فراهم می‌کند.

انواع بارگذاری	شماره‌ی رابطه برای تعیین $\Delta\sigma_z$
بار نقطه‌ای	۸-۱۲
بار خطی قائم	۸-۱۵
بار خطی افقی	۸-۱۷
بار نواری قائم	۸-۱۹
بار نواری افقی	۸-۲۰
بار قائم با افزایش خطی روی یک نوار	۸-۲۱
بار خاکریز	۸-۲۲
بار سطحی دایروی یکنواخت	۸-۲۷ و ۸-۲۸
بار سطحی مستطیلی یکنواخت	۸-۳۱ و ۸-۳۶

- مسئله‌ی به‌کارگیری نمودارهای تأثیر برای تعیین فشار قائم در هر نقطه زیر سطح بارگذاری شده در بخش ۸-۱۷ ارائه شده است.

روابط و نمودارهای ارائه شده در این فصل تماماً براساس اصول تئوری الاستیسیته می‌باشند؛ با این حال این موضوع باید مدنظر قرار گیرد که هنگام اعمال آن روی محیط خاکی محدودیت‌های این تئوری باید لحاظ گردد. علت امر آن است که نهشته‌ی خاک در حالت کلی، همگن، کاملاً الاستیک و ایزوتوپ نیست.

بنابراین، بعضی از نتایج محاسبات نظری تنش می‌توانند در صحرا قابل انتظار باشند و تنها شمار محدودی از مشاهدات صحرایی در ادبیات فنی برای اهداف مقایسه در دسترس هستند.

براساس این نتایج، مشهود است که اختلاف ۲۵ تا ۳۰ درصدی بین تخمین‌های تئوری و مقادیر واقعی صحرایی وجود دارد.

Scanned with CamScanner

مسائل فصل هشتم

۸-۱- جزء خاکی در شکل نشان داده شده است. مطلوبست:

الف) تنش‌های اصلی حداکثر و حداقل

ب) تنش‌های قائم و برشی روی صفحه‌ی AB

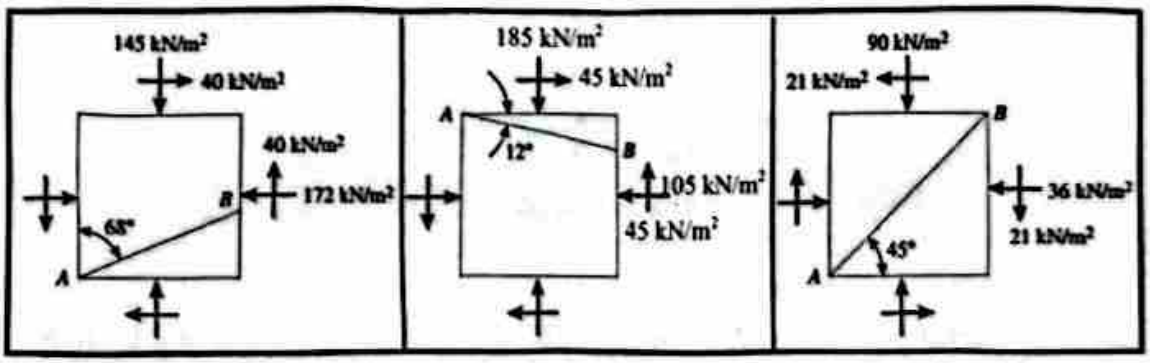
از روابط ۸-۳، ۸-۴، ۸-۶ و ۸-۷ استفاده کنید.

۸-۲- مسئله‌ی ۸-۱ را برای المان خاک نشان داده شده در شکل مجدداً حل کنید.

۸-۳- با استفاده از دایره‌ی مور برای جزء خاک نشان داده شده در شکل مطلوب است:

الف) تنش اصلی حداکثر و حداقل

ب) تنش‌های قائم و برشی روی صفحه‌ی AB



شکل مسئله‌ی ۸-۱ شکل مسئله‌ی ۸-۲ شکل مسئله‌ی ۸-۳

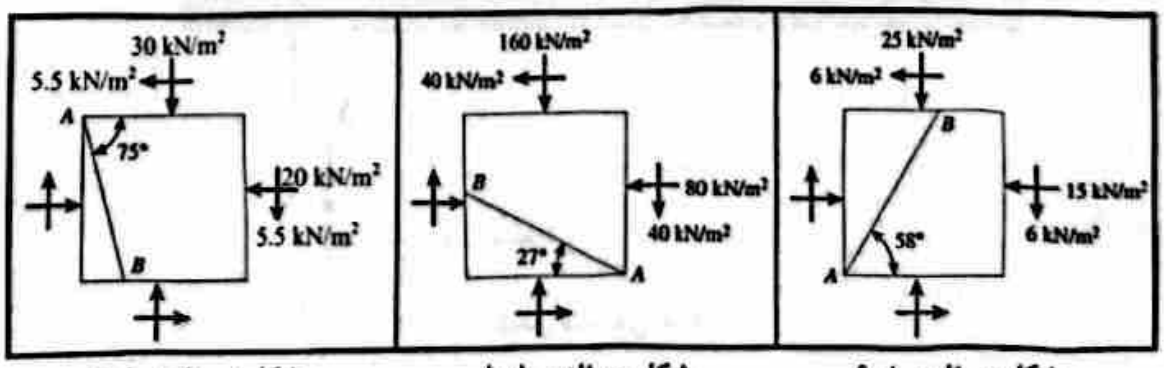
۸-۴- مسئله‌ی ۸-۳ را برای المان خاک نشان داده شده در شکل مجدداً حل کنید.

۸-۵- جزء خاکی در شکل نشان داده شده است. با استفاده از روش قطبی مطلوب است:

الف) تنش‌های اصلی حداکثر و حداقل.

ب) تنش‌های قائم و برشی در صفحه‌ی AB.

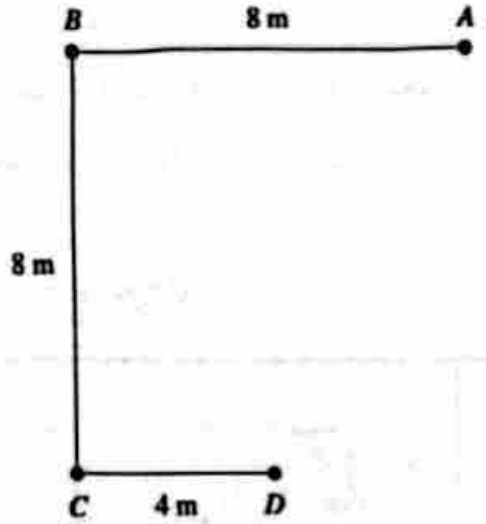
۸-۶- مسئله‌ی ۸-۵ را برای جزء خاک نشان داده شده در شکل مجدداً حل کنید.



شکل مسئله‌ی ۸-۴ شکل مسئله‌ی ۸-۵ شکل مسئله‌ی ۸-۶

Scanned with CamScanner

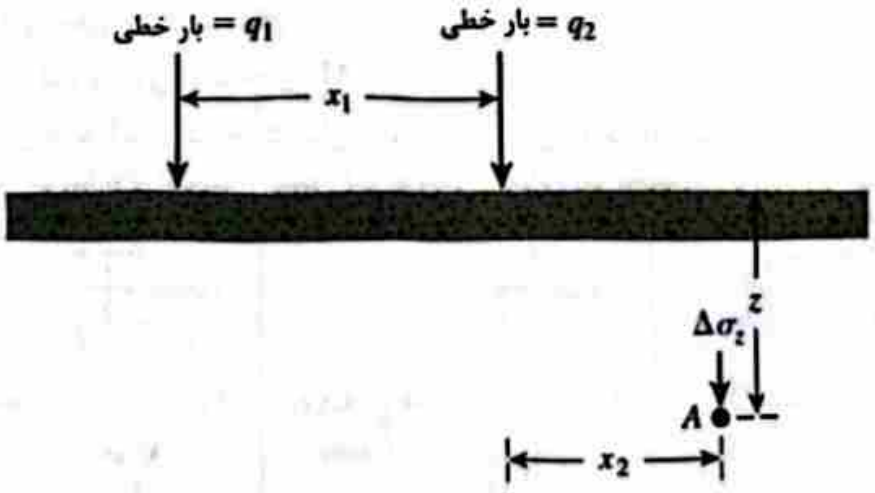
۸-۷- مطابق شکل بارهای نقطه‌ای ۱۲۵، ۲۵۰ و ۵۰۰ کیلونیوتن به ترتیب بر نقاط B، C و D اعمال شده‌اند. افزایش تنش قائم را در نقطه‌ای به عمق ۱۰ متر زیر نقطه‌ی A بدست آورید. از روش حل بوسنیسک استفاده کنید.



شکل مسئله‌ی ۸-۷

۸-۸- با توجه به شکل، افزایش تنش قائم، $\Delta\sigma_z$ را در نقطه‌ی A و با استفاده از اطلاعات زیر محاسبه نمایید:

$$q_1 = 110\,kN/m \quad , \quad q_2 = 440\,kN/m \quad , \quad x_1 = 6m \quad , \quad x_2 = 3m \quad , \quad z = 4m$$



شکل مسئله‌ی ۸-۸

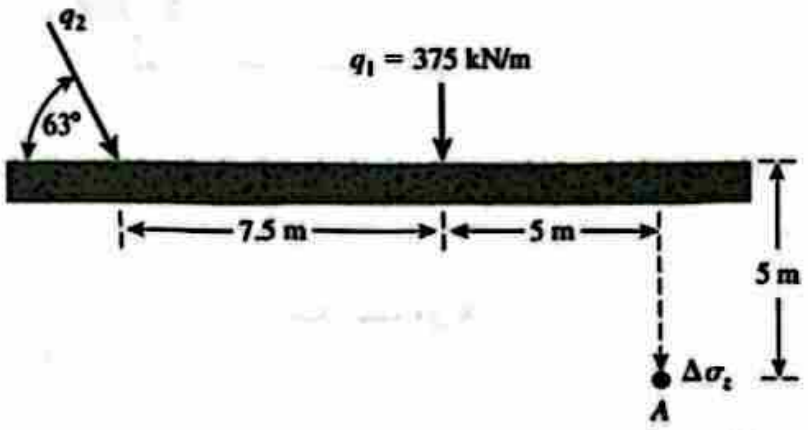
۸-۹- برای بار خطی مشابه مسئله‌ی ۸-۸، افزایش تنش قائم، $\Delta\sigma_z$ را در نقطه‌ای به عمق ۴ متر زیر بار خطی q_2 محاسبه کنید.

۸-۱۰- با توجه به شکل مسئله‌ی ۸-۸ داریم:

$$q_2 = 55\ \text{kN/m}\ ,\ x_1 = 5.5\,\text{m}\ ,\ x_2 = 2.5\,\text{m}\ ,\ z = 2.5\,\text{m}$$

اگر افزایش تنش قائم، $\Delta\sigma_z$ در نقطه‌ی A ناشی از بارگذاری، ۳/۵ کیلونیوتن برمترمربع باشد، مقدار q_1 را بدست آورید.

۸-۱۱- با توجه به شکل به علت اعمال بار خطی q_1 و q_2، افزایش تنش قائم در نقطه‌ی A برابر است با ۵۸ کیلونیوتن بر مترمربع. مقدار q_2 را بدست آورید.



شکل مسئله‌ی ۸-۱۱

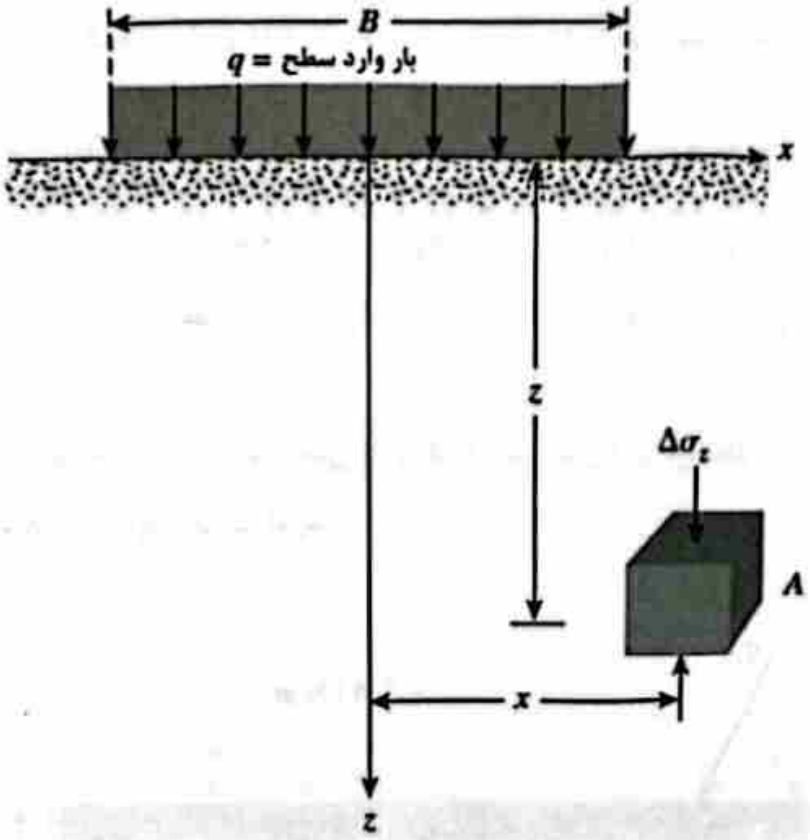
۸-۱۲- با توجه به شکل بار نواری به شدت $q = 70\ \text{kN/m}^2$ به عرض $B = 14.5\ \text{m}$ بر سطح خاک اعمال شده است. مطلوب است افزایش تنش قائم در نقطه‌ی A به عمق $z = 6.5\ \text{m}$ زیر سطح زمین. داریم $x = 8.5\ \text{m}$

۸-۱۳- مسئله‌ی ۸-۱۲ را برای $q = 700\ \text{kN/m}^2$، $B = 8\ \text{m}$ و $z = 4\ \text{m}$ مجدداً حل کنید. در این مورد، نقطه‌ی A، زیر خط مرکزی بار نواری قرار دارد.

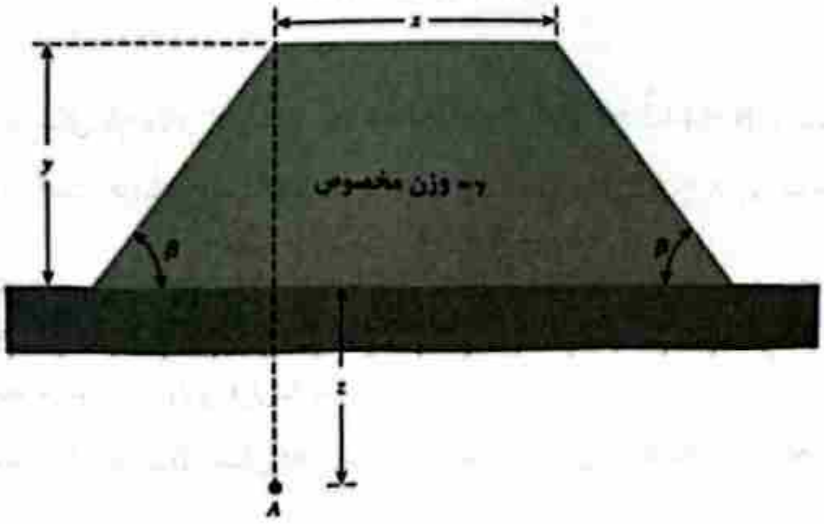
۸-۱۴- مقطع سد خاکی در شکل نشان داده شده است. افزایش تنش در نقطه‌ی A را تحت بار خاکریزی بدست آورید.

داریم: $\beta = 25°\ ,\ \gamma = 18.5\,\text{kN/m}^3\ ,\ x = 16.5\,\text{m}\ ,\ y = 8.5\,\text{m}\ ,\ z = 6\,\text{m}$

Scanned with CamScanner

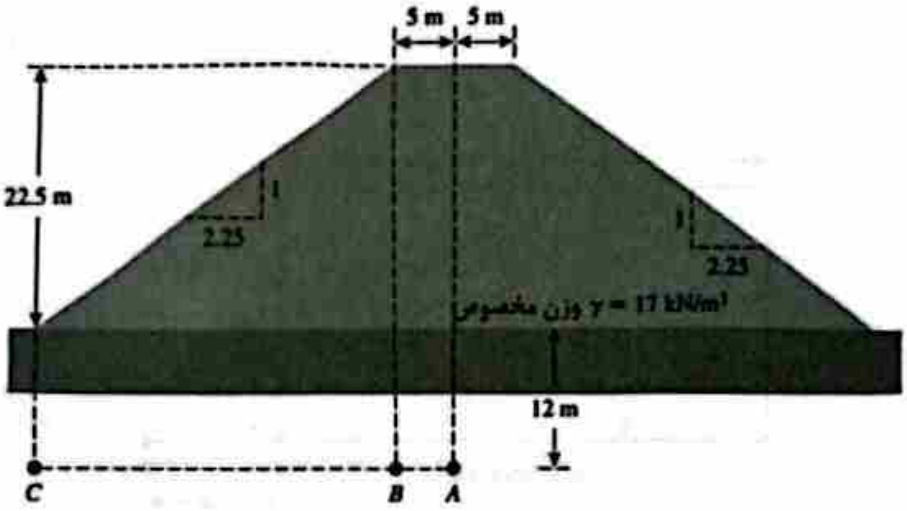


شکل مسئله‌ی ۸-۱۲



شکل مسئله‌ی ۸-۱۴

۸-۱۵- برای خاکریز نشان داده شده در شکل مطلوب است افزایش تنش قائم در نقاط A، B و C.

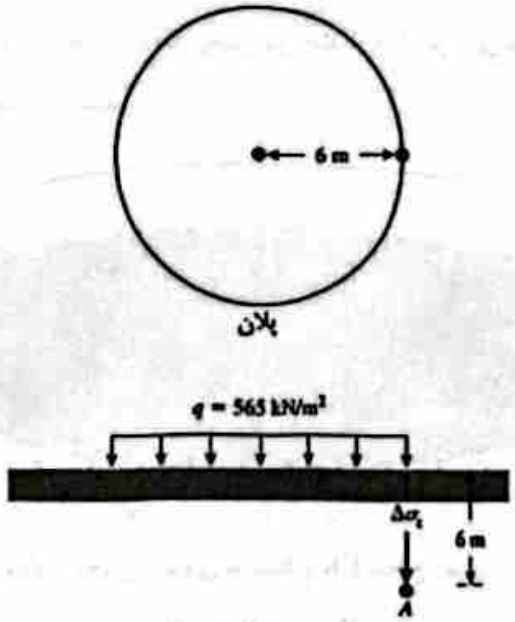


شکل مسئله‌ی ۸-۱۵

۸-۱۶- با توجه به شکل یک سطح دایروی انعطاف‌پذیر به شعاع ۶ متر تحت بارگذاری با شدت یکنواخت قرار دارد. داریم:

$$q = 565\ kN/m^2$$

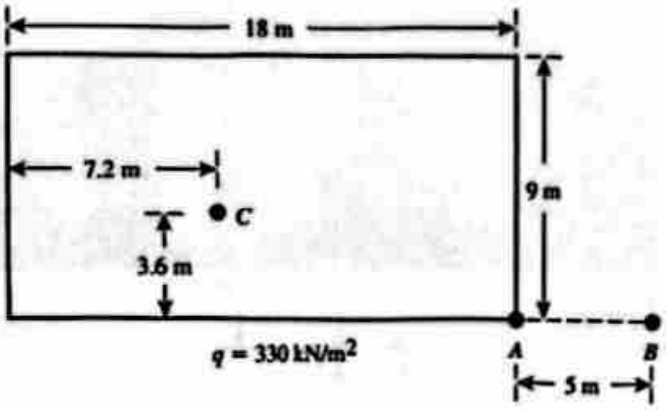
با استفاده از نمودار نیومارک، مطلوب است افزایش تنش قائم، $\Delta\sigma_z$ در نقطه‌ی A.



شکل مسئله‌ی ۸-۱۶

Scanned with CamScanner

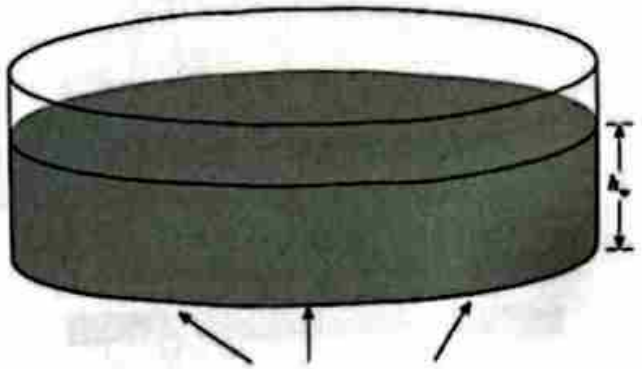
۸-۱۷- با مراجعه به شکل یک سطح مستطیلی انعطاف‌پذیر تحت تاثیر بارگذاری گسترده‌ای با شدت یکنواخت $q = 330\ kN/m^2$ واقع شده است. افزایش تنش قائم، $\Delta\sigma_z$ در عمق ۶ متری زیر نقاط A، B و C را بدست آورید.



شکل مسئله‌ی ۸-۱۷

۸-۱۸- با توجه به سطح مستطیلی انعطاف‌پذیر بارگذاری شده‌ی نشان داده شده در شکل مسئله‌ی ۸-۱۷، مطلوب است افزایش تنش قائم زیرمرکز سطح بارگذاری در اعماق ۳، ۶، ۹، ۱۲ و ۱۵ متری.

۸-۱۹- در شکل فرم شماتیک مخزن آب دایره‌ای شکل که بر سطح زمین واقع شده، نشان داده شده است. شعاع مخزن $R = 2.5\ m$ می‌باشد و حداکثر ارتفاع آب درون مخزن $h_w = 4m$ است. افزایش تنش قائم، $\Delta\sigma_z$ را در عمق ۰، ۲، ۴، ۸ و ۱۰ متری سطح زمین در امتداد خط مرکزی مخزن بدست آورید. از روش بوسینسک و رابطه‌ی ۸-۲۷ استفاده کنید.



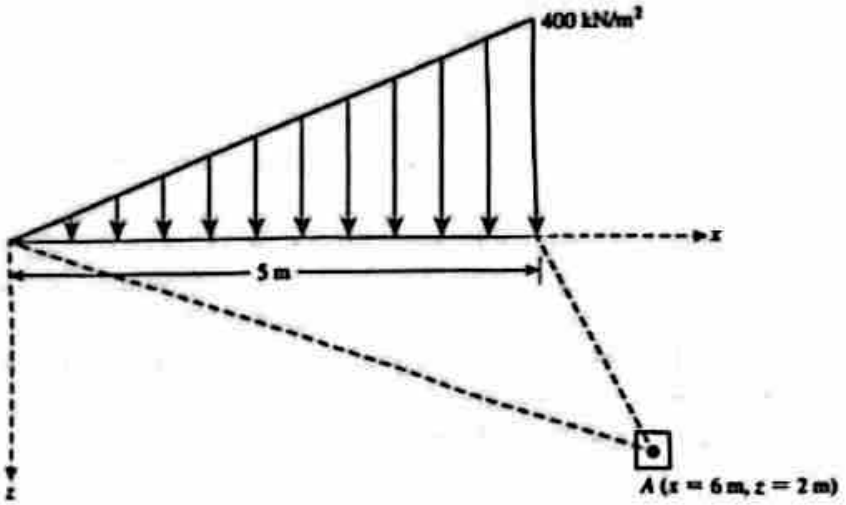
سطح تماس مخزن دایروی به شعاع R با سطح زمین

شکل مسئله‌ی ۸-۱۹

Scanned with CamScanner

۸-۲۰- با مراجعه به شکل مسئله‌ی ۸-۱۹ اگر R = 4m و 5m = ارتفاع آب = h_w باشد، مطلوب است افزایش تنش قائم در عمق ۲ متری زیر سطح بارگذاری شده در فواصل شعاعی ۰، ۲، ۴، ۶ و ۸ متری.

۸-۲۱- با توجه به شکل، برای بارگذاری قائم با افزایش شدت خطی که روی نوار محدود به عرض ۵ متر اعمال شده است، مطلوب است افزایش تنش قائم، $\Delta\sigma_z$ در نقطه‌ی A



شکل مسئله‌ی ۸-۲۱

Scanned with CamScanner

فهرست مآخذ فصل هشتم

Ahlvin, R. G. and Ulery, H. H. (1962). "Tabulated Values for Determining the Complete Pattern of Stresses,
Strains, and Deflections Beneath a Uniform Circular Load on a Homogeneous Half Space," in *Highway Research Bulletin 342*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1–13.

Boussinesq, J. (1883). *Application des Potentials à L'Etude de L'Equilibre et du Mouvement des Solides Elastiques*, Gauthier-Villars, Paris.

Das, B. (2019). *Advanced Soil Mechanics*, 5th ed., CRC Press, Boca Raton, FL.

Gray, H. (1936). "Stress Distribution in Elastic Solids," *Proceedings*, First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, 157–160.

Harr, M. E. and Lovell, C. W., Jr. (1963). "Vertical Stresses under Certain Axisymmetrical Loadings,"
Highway Research Record No. 39, National Research Council, Washington, D.C., 68–77.

Newmark, N. M. (1942). "Influence Charts for Computation of Stresses in Elastic Soil," University of Illinois Engineering Experiment Station, *Bulletin No. 338*.

Osterberg, J. O. (1957). "Influence Values for Vertical Stresses in Semi-Infinite Mass Due to Embankment Loading," *Proceedings*, Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Vol. 1, 393–396.

Scanned with CamScanner

فصل نهم

نشست شالوده‌های سطحی

۹-۱- معرفی

در اثر احداث فونداسیون یا اعمال سایر بارهای فشاری، در لایه‌های خاک افزایش تنش پدید می‌آید. به عبارتی با تاثیر سربار، تنش‌های فشاری در لایه‌های خاک به وجود آمده و باعث فشرده شدن آن می‌شود. فشردگی خاک ناشی از (۱) تغییرشکل فشاری و جابجایی ذرات خاک، (۲) رانده شدن هوا و آب از حفرات خاک و عوامل دیگر می‌باشد.

در هر خاک بخصوص، یک و یا تعدادی از عوامل فوق ممکن است مشارکت داشته باشند. از آن‌جایی که فشرده شدن[1] خاک باعث نشست سازه‌ی واقع برروی آن می‌شود، از نقطه‌نظر مهندسی به این پدیده، نشست خاک[2] می‌گویند. در حالت کلی، نشست‌های خاک به سه گروه زیر تقسیم می‌شوند:

۱- نشست الاستیک[3] (یا نشست آنی) که ناشی از تغییرشکل الاستیک خاک خشک و یا خاک‌های مرطوب و اشباع بدون هرگونه تغییری در میزان آب می‌باشد. محاسبات نشست آنی معمولاً برپایه‌ی روابط بدست آمده از تئوری الاستیسیته قرار دارد.

۲- نشست اولیه‌ی تحکیم که ناشی از تغییر حجم خاک چسبنده‌ی اشباع به علت رانده شدن آب‌های موجود در حفرات است.

۳- نشست ثانویه‌ی تحکیم که در خاک‌های چسبنده‌ی اشباع و خاک‌های آلی مشاهده می‌شود و ناشی از خصوصیات پلاستیکی (خمیری) بافت خاک می‌باشد. این نشست، شکل دیگری از فشردگی خاک است که در تنش موثر ثابت رخ می‌دهد.

نشست کل شالوده از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$S_T = S_e + S_c + S_s \qquad (۹-۱)$$

که در آن:

S_T = نشست کل S_e = نشست الاستیک

S_c = نشست تحکیمی اولیه S_s = نشست تحکیمی ثانویه

---

1 - Compressibility of soil
2 - Settlement
3 - Immediate settlement

Scanned with CamScanner

قسمت اول: نشست الاستیک

۹-۲- توزیع فشار تماسی و نشست

نشست آنی یا الاستیک (S_e) شالوده بلافاصله بعد از اعمال بار، بدون تغییری در میزان رطوبت خاک به دست می‌آید. مقدار نشست تماسی بستگی به انعطاف‌پذیری شالوده و نوع مصالح پی دارد[۱].

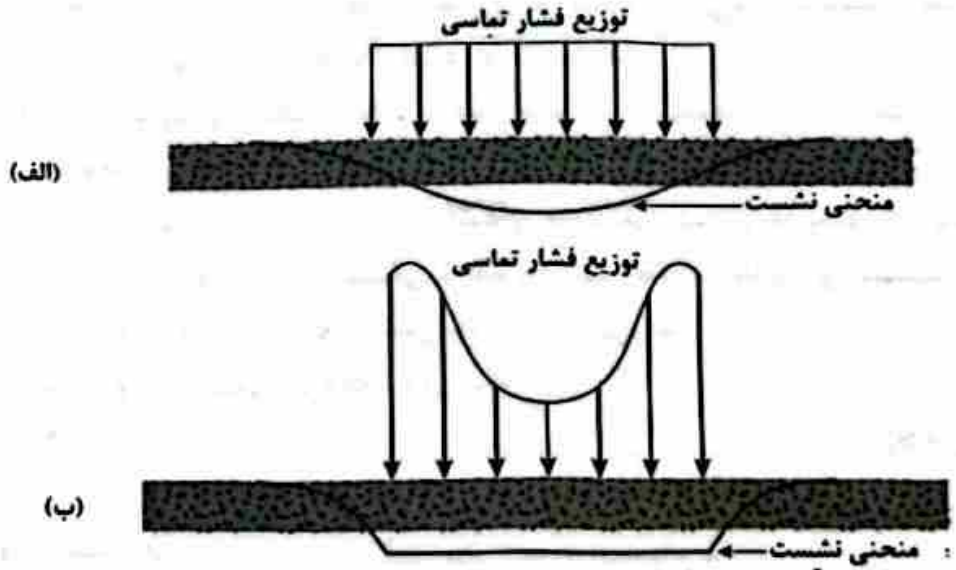
در فصل قبل، روابطی برای تعیین افزایش تنش (که باعث نشست الاستیک می‌شوند)، ناشی از اعمال بار خطی، بار نواری، بار خاکریزی، بار دایره‌ای و بار مستطیلی ارائه شد که براساس مفروضات زیر بود:

- بار بر سطح زمین وارد می‌شود.
- سطح بارگذاری شده انعطاف‌پذیر است.
- توده‌ی خاک همگن، الاستیک و ایزوتروپیک (همسانگرد) است و دارای عمقی بی‌نهایت است.

در حالت کلی، شالوده‌ها از انعطاف‌پذیری کاملی برخوردار نیستند و در عمقی معین زیر سطح زمین واقع هستند.

وقتی که شالوده‌ی کاملاً انعطاف‌پذیری با بار گسترده یکنواخت روی مصالح الاستیک نظیر رس اشباع قرار گیرد، فشار تماسی یکنواخت بوده و به علت نشست الاستیک، مطابق شکل ۹-۱- الف شکل مقعر به خود می‌گیرد. لیکن وقتی که شالوده‌ای با بار گسترده‌ی یکنواخت، صلب بوده و روی مصالح الاستیک نظیر رس قرار گیرد، نشست حاصل یکنواخت خواهد بود. ولی توزیع مجددی در تنش تماسی حاصل شده و از حالت یکنواخت خارج می‌شود (شکل ۹-۱- ب).

چگونگی توزیع منحنی نشست و نمودار توزیع فشار تماسی مذکور در فوق، برای خاک‌هایی صادق است که ضریب ارتجاعی (الاستیسیته) آنها در عمق نسبتاً ثابت باشد.



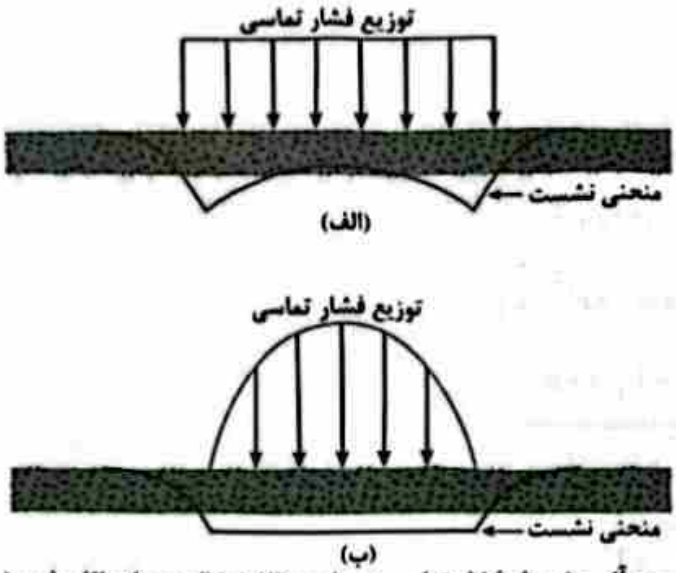
شکل ۹-۱- منحنی نشست آنی و نمودار فشار تماسی در رس (الف) شالوده‌ی انعطاف‌پذیر، (ب) شالوده‌ی صلب

در ماسه‌ی بدون چسبندگی، ضریب الاستیسیته با عمق افزایش می‌یابد. به علاوه فقدان محدودیت جانبی در سطح زمین در لبه‌های شالوده وجود دارد. در نتیجه ماسه در لبه‌های شالوده‌ی شکل‌پذیر به سمت بیرون

۱- منظور از شالوده، جسم بتنی یا آجری یا سنگی است که بار ستون به آن وارد شده و از آن به زمین منتقل می‌شود. منظور از پی، خاکی است که شالوده بارش را به آن اعمال می‌کند- (مترجم).

Scanned with CamScanner

رانده شده و منحنی تغییرشکل شالوده به شکل محدب درمی‌آید. توزیع فشار تماسی و پروفیل نشست برای شالوده‌ی انعطاف‌پذیر و سخت (یعنی نشست مساوی) روی ماسه که تحت اثر بارگذاری یکنواخت است در اشکال ۹-۲- الف و ب نشان داده شده است.



شکل ۹-۲- منحنی نشست آنی و نمودار فشار تماسی در ماسه؛ (الف) شالوده‌ی انعطاف‌پذیر، (ب) شالوده‌ی صلب

۹-۳- محاسبه‌ی نشست آنی بر پایه‌ی تئوری الاستیسیته

شکل ۹-۳، شالوده‌ی کم عمقی را که تحت نیروی خالص واحد سطح برابر با $\Delta\sigma$ قرار دارد، نشان می‌دهد. ابعاد پلان شالوده عبارتند از:

B (عرض) × L (طول)

کف شالوده در عمق D_f از سطح زمین واقع شده است.

ضریب پواسون و مدول الاستیسیته‌ی خاک زیرشالوده به ترتیب μ_s و E_s در نظر گرفته می‌شود.

به صورت تئوری، اگر شالوده کاملاً انعطاف‌پذیر باشد، مقدار نشست به صورت زیر بیان می‌شود:

$$S_e = \Delta\sigma(\alpha B')\frac{1-\mu_s^2}{E_s} I_s I_f \qquad (۹-۲)$$

$$I_s = \frac{1}{\pi}\left[m' \ln\left(\frac{1+\sqrt{m'^2+1}}{m'}\right) + \ln\left(m' + \sqrt{m'^2+1}\right)\right] \qquad (۹-۳)$$

که در آن:

I_s = ضریب شکل $\Delta\sigma$ = فشار خالص وارد شده بر شالوده I_f = ضریب عمق

E_s = متوسط مدول الاستیسیته‌ی خاک زیر شالوده که از $z = 0$ تا حدود $z = 5B$ اندازه‌گیری می‌شود.

μ_s = نسبت پواسون خاک

$B' = \frac{B}{2}$ برای مرکز شالوده

B = برای گوشه‌ی شالوده

طبق پیشنهاد استینبرنر (۱۹۳۴)، ضریب شکل را می‌توان از روابط زیر محاسبه نمود:

$$I_s = F_1 + \frac{1-2\mu_s}{1-\mu_s} F_2 \qquad (۴-۹)$$

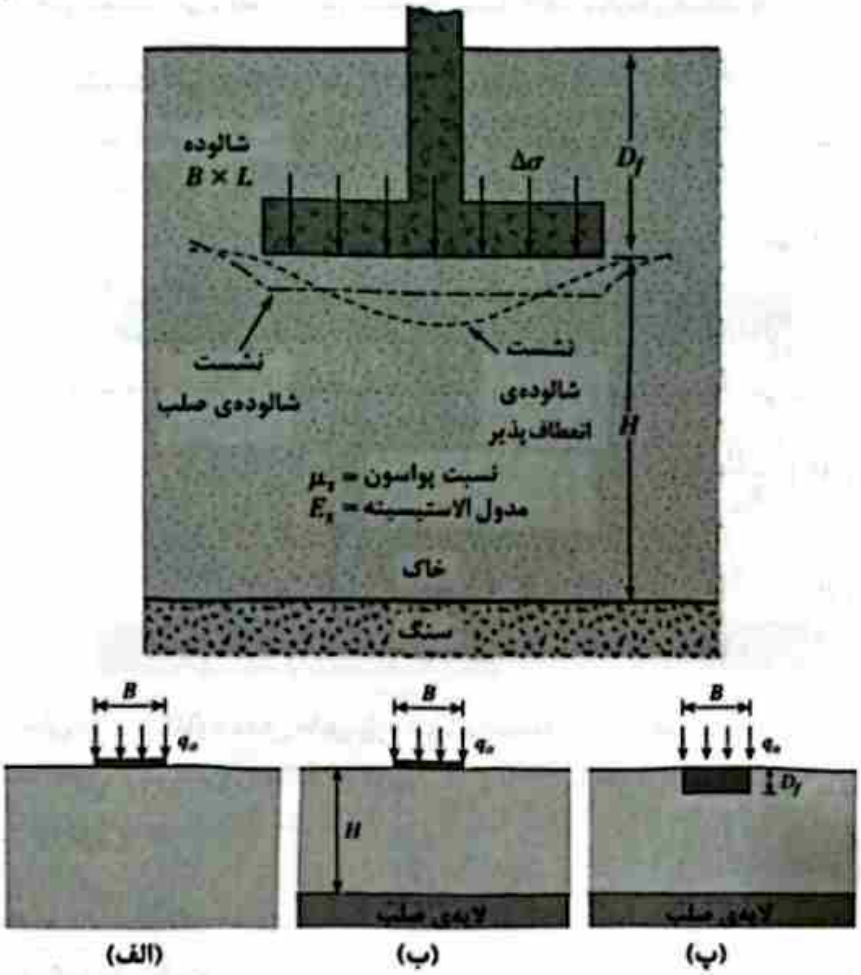
$$F_1 = \frac{1}{\pi}\left(A_0 + A_1\right) \qquad (۵-۹)$$

$$F_2 = \frac{n'}{2\pi}\tan^{-1} A_2 \qquad (۶-۹)$$

$$A_0 = m' \ln \frac{\left(1+\sqrt{m'^2+1}\right)\sqrt{m'^2+n'^2}}{m'\left(1+\sqrt{m'^2+n'^2+1}\right)} \qquad (۷-۹)$$

$$A_1 = \ln \frac{\left(m'+\sqrt{m'^2+1}\right)\sqrt{1+n'^2}}{m'\sqrt{m'^2+n'^2+1}} \qquad (۸-۹)$$

$$A_2 = \frac{m'}{n'\sqrt{m'^2+n'^2+1}} \qquad (۹-۹)$$



شکل ۹-۳- نشست الاستیک شالوده‌های انعطاف‌پذیر و صلب

$$I_f \text{ (۱۹۴۸ ،فاکس) ضریب عمق} = f\left(\frac{D_f}{B}, \mu_s, \frac{L}{B}\right) \quad (۹-۱۰)$$

α = ضریبی که به موقعیت مکانی از شالوده که نشست در آن نقطه محاسبه می‌شود بستگی دارد.

- برای محاسبه‌ی نشست در مرکز شالوده

$$\alpha = 4$$
$$m' = \frac{L}{B} \quad (۹-۱۱)$$
$$n' = \frac{H}{\left(\frac{B}{2}\right)}$$

- برای محاسبه‌ی نشست در گوشه‌ی شالوده

$$\alpha = 1$$
$$m' = \frac{L}{B} \quad (۹-۱۲)$$
$$n' = \frac{H}{B}$$

تغییرات F_1 و F_2 (رابطه‌ی ۹-۵ و ۹-۶) با m' و n' به ترتیب در جدول‌های ۹-۱ و ۹-۲ نشان داده شده است.

همچنین تغییرات I_f با $\frac{D_f}{B}$ و μ_s در جدول ۹-۳- الف یا شکل ۹-۴ ارائه شده است. لازم به ذکر است هنگامی‌که $D_f = 0$ است در تمام موارد مقدار $I_f = 1$ می‌باشد.

نشست شالوده‌ی صلب می‌تواند از رابطه‌ی زیر تخمین زده شود.

$$S_{e\,(\text{صلب})} \approx 0.93 S_{e\,(\text{مرکز و انعطاف‌پذیر})} \quad (۹-۱۳)$$

از آنجایی که نهشته‌های طبیعی خاک غیرهمگن هستند، مقدار E_s ممکن است با عمق تغییر کند. به همین علت، باولز در سال ۱۹۸۷ استفاده از میانگین‌گیری وزنی را برای مقادیر E_s به صورت زیر پیشنهاد داد:

$$E_s = \frac{\sum E_{s(i)} \Delta z}{\overline{z}} \quad (۹-۱۴)$$

که در آن:

$E_{s(i)}$ = مدول الاستیسیته‌ی خاک در عمق Δz

$\overline{z}$ = H یا $5B$ هرکدام کوچکتر باشد.

مقادیر نماینده‌ی مدول الاستیسیته و ضریب پواسون برای انواع مختلف خاک‌ها به ترتیب در جداول ۹-۳- ب و ۹-۳- پ ارائه شده‌اند.

پارامترهای نشست برای $H = \infty$:

در صورتیکه $H = \infty$ باشد، n' مساوی ∞ شده و روابط ۹-۷ تا ۹-۹ بصورت زیر در می‌آید:

$$A_0 = m' \ln\left(\frac{1 + \sqrt{m'^2 + 1}}{m'}\right) \quad (۹-۱۵)$$

Scanned with CamScanner

جدول ۹-۱- تغییرات F_1 با m' و n'

	m'									
n'	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
0.25	0.014	0.013	0.012	0.011	0.011	0.011	0.010	0.010	0.010	0.010
0.50	0.049	0.046	0.044	0.042	0.041	0.040	0.038	0.038	0.037	0.037
0.75	0.095	0.090	0.087	0.084	0.082	0.080	0.077	0.076	0.074	0.074
1.00	0.142	0.138	0.134	0.130	0.127	0.125	0.121	0.118	0.116	0.115
1.25	0.186	0.183	0.179	0.176	0.173	0.170	0.165	0.161	0.158	0.157
1.50	0.224	0.224	0.222	0.219	0.216	0.213	0.207	0.203	0.199	0.197
1.75	0.257	0.259	0.259	0.258	0.255	0.253	0.247	0.242	0.238	0.235
2.00	0.285	0.290	0.292	0.292	0.291	0.289	0.284	0.279	0.275	0.271
2.25	0.309	0.317	0.321	0.323	0.323	0.322	0.317	0.313	0.308	0.305
2.50	0.330	0.341	0.347	0.350	0.351	0.351	0.348	0.344	0.340	0.336
2.75	0.348	0.361	0.369	0.374	0.377	0.378	0.377	0.373	0.369	0.365
3.00	0.363	0.379	0.389	0.396	0.400	0.402	0.402	0.400	0.396	0.392
3.25	0.376	0.394	0.406	0.415	0.420	0.423	0.426	0.424	0.421	0.418
3.50	0.388	0.408	0.422	0.431	0.438	0.442	0.447	0.447	0.444	0.441
3.75	0.399	0.420	0.436	0.447	0.454	0.460	0.467	0.458	0.466	0.464
4.00	0.408	0.431	0.448	0.460	0.469	0.476	0.484	0.487	0.486	0.484
4.25	0.417	0.440	0.458	0.472	0.481	0.484	0.495	0.514	0.515	0.515
4.50	0.424	0.450	0.469	0.484	0.495	0.503	0.516	0.521	0.522	0.522
4.75	0.431	0.458	0.478	0.494	0.506	0.515	0.530	0.536	0.539	0.539
5.00	0.437	0.465	0.487	0.503	0.516	0.526	0.543	0.551	0.554	0.554
5.25	0.443	0.472	0.494	0.512	0.526	0.537	0.555	0.564	0.568	0.569
5.50	0.448	0.478	0.501	0.520	0.534	0.546	0.566	0.576	0.581	0.584
5.75	0.453	0.483	0.508	0.527	0.542	0.555	0.576	0.588	0.594	0.597
6.00	0.457	0.489	0.514	0.534	0.550	0.563	0.585	0.598	0.606	0.609
6.25	0.461	0.493	0.519	0.540	0.557	0.570	0.594	0.609	0.617	0.621
6.50	0.465	0.498	0.524	0.546	0.563	0.577	0.603	0.618	0.627	0.632
6.75	0.468	0.502	0.529	0.551	0.569	0.584	0.610	0.627	0.637	0.643
7.00	0.471	0.506	0.533	0.556	0.575	0.590	0.618	0.635	0.646	0.653
7.25	0.474	0.509	0.538	0.561	0.580	0.596	0.625	0.643	0.655	0.662
7.50	0.477	0.513	0.541	0.565	0.585	0.601	0.631	0.650	0.663	0.671
7.75	0.480	0.516	0.545	0.569	0.589	0.606	0.637	0.658	0.671	0.680
8.00	0.482	0.519	0.549	0.573	0.594	0.611	0.643	0.664	0.678	0.688
8.25	0.485	0.522	0.552	0.577	0.598	0.615	0.648	0.670	0.685	0.695
8.50	0.487	0.524	0.555	0.580	0.601	0.619	0.653	0.676	0.692	0.703
8.75	0.489	0.527	0.558	0.583	0.605	0.623	0.658	0.682	0.698	0.710
9.00	0.491	0.529	0.560	0.587	0.609	0.627	0.663	0.687	0.705	0.716
9.25	0.493	0.531	0.563	0.589	0.612	0.631	0.667	0.693	0.710	0.723
9.50	0.495	0.533	0.565	0.592	0.615	0.634	0.671	0.697	0.716	0.719
9.75	0.496	0.536	0.568	0.595	0.618	0.638	0.675	0.702	0.721	0.735
10.00	0.498	0.537	0.570	0.597	0.621	0.641	0.679	0.707	0.726	0.740
20.00	0.529	0.575	0.614	0.647	0.677	0.702	0.756	0.797	0.830	0.858
50.00	0.548	0.598	0.640	0.678	0.711	0.740	0.803	0.853	0.895	0.931
100.00	0.555	0.605	0.649	0.688	0.722	0.753	0.819	0.872	0.918	0.956

Scanned with CamScanner

جدول ۹-۱- ادامه

	m'									
n'	4.5	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	25.0	50.0	100.0
0.25	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
0.50	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036
0.75	0.073	0.073	0.072	0.072	0.072	0.072	0.071	0.071	0.071	0.071
1.00	0.114	0.113	0.112	0.112	0.112	0.111	0.111	0.110	0.110	0.110
1.25	0.155	0.154	0.153	0.152	0.152	0.151	0.151	0.150	0.150	0.150
1.50	0.195	0.194	0.192	0.191	0.190	0.190	0.189	0.188	0.188	0.188
1.75	0.233	0.232	0.229	0.228	0.227	0.226	0.225	0.223	0.223	0.223
2.00	0.269	0.267	0.264	0.262	0.261	0.260	0.259	0.257	0.256	0.256
2.25	0.302	0.300	0.296	0.294	0.293	0.291	0.291	0.287	0.287	0.287
2.50	0.333	0.331	0.327	0.324	0.322	0.321	0.320	0.316	0.315	0.315
2.75	0.362	0.359	0.355	0.352	0.350	0.348	0.347	0.343	0.342	0.342
3.00	0.389	0.386	0.382	0.378	0.376	0.374	0.373	0.368	0.367	0.367
3.25	0.415	0.412	0.407	0.403	0.401	0.399	0.397	0.391	0.390	0.390
3.50	0.438	0.435	0.430	0.427	0.424	0.421	0.420	0.413	0.412	0.411
3.75	0.461	0.458	0.453	0.449	0.446	0.443	0.441	0.433	0.432	0.432
4.00	0.482	0.479	0.474	0.470	0.466	0.464	0.462	0.453	0.451	0.451
4.25	0.516	0.496	0.484	0.473	0.471	0.471	0.470	0.468	0.462	0.460
4.50	0.520	0.517	0.513	0.508	0.505	0.502	0.499	0.489	0.487	0.487
4.75	0.537	0.535	0.530	0.526	0.523	0.519	0.517	0.506	0.504	0.503
5.00	0.554	0.552	0.548	0.543	0.540	0.536	0.534	0.522	0.519	0.519
5.25	0.569	0.568	0.564	0.560	0.556	0.553	0.550	0.537	0.534	0.534
5.50	0.584	0.583	0.579	0.575	0.571	0.568	0.585	0.551	0.549	0.548
5.75	0.597	0.597	0.594	0.590	0.586	0.583	0.580	0.565	0.583	0.562
6.00	0.611	0.610	0.608	0.604	0.601	0.598	0.595	0.579	0.576	0.575
6.25	0.623	0.623	0.621	0.618	0.615	0.611	0.608	0.592	0.589	0.588
6.50	0.635	0.635	0.634	0.631	0.628	0.625	0.622	0.605	0.601	0.600
6.75	0.646	0.647	0.646	0.644	0.641	0.637	0.634	0.617	0.613	0.612
7.00	0.656	0.658	0.658	0.656	0.653	0.650	0.647	0.628	0.624	0.623
7.25	0.666	0.669	0.669	0.668	0.665	0.662	0.659	0.640	0.635	0.634
7.50	0.676	0.679	0.680	0.679	0.676	0.673	0.670	0.651	0.646	0.645
7.75	0.685	0.688	0.690	0.689	0.687	0.684	0.681	0.661	0.656	0.655
8.00	0.694	0.697	0.700	0.700	0.698	0.695	0.692	0.672	0.666	0.665
8.25	0.702	0.706	0.710	0.710	0.708	0.705	0.703	0.682	0.676	0.675
8.50	0.710	0.714	0.719	0.719	0.718	0.715	0.713	0.692	0.686	0.684
8.75	0.717	0.722	0.727	0.728	0.727	0.725	0.723	0.701	0.695	0.693
9.00	0.725	0.730	0.736	0.737	0.736	0.735	0.732	0.710	0.704	0.702
9.25	0.731	0.737	0.744	0.746	0.745	0.744	0.742	0.719	0.713	0.711
9.50	0.738	0.744	0.752	0.754	0.754	0.753	0.751	0.728	0.721	0.719
9.75	0.744	0.751	0.759	0.762	0.762	0.761	0.759	0.737	0.729	0.727
10.00	0.750	0.758	0.766	0.770	0.770	0.770	0.768	0.745	0.738	0.735
20.00	0.878	0.896	0.925	0.945	0.959	0.969	0.977	0.982	0.965	0.957
50.00	0.962	0.989	1.034	1.070	1.100	1.125	1.146	1.265	1.279	1.261
100.00	0.990	1.020	1.072	1.114	1.150	1.182	1.209	1.408	1.489	1.499

Scanned with CamScanner

جدول ۹-۲- تغییرات F_2 با m' و n'

	m'									
n'	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
0.25	0.049	0.050	0.051	0.051	0.051	0.052	0.052	0.052	0.052	0.052
0.50	0.074	0.077	0.080	0.081	0.083	0.084	0.086	0.086	0.0878	0.087
0.75	0.083	0.089	0.093	0.097	0.099	0.101	0.104	0.106	0.107	0.108
1.00	0.083	0.091	0.098	0.102	0.106	0.109	0.114	0.117	0.119	0.120
1.25	0.080	0.089	0.096	0.102	0.107	0.111	0.118	0.122	0.125	0.127
1.50	0.075	0.084	0.093	0.099	0.105	0.110	0.118	0.124	0.128	0.130
1.75	0.069	0.079	0.088	0.095	0.101	0.107	0.117	0.123	0.128	0.131
2.00	0.064	0.074	0.083	0.090	0.097	0.102	0.114	0.121	0.127	0.131
2.25	0.059	0.069	0.077	0.085	0.092	0.098	0.110	0.119	0.125	0.130
2.50	0.055	0.064	0.073	0.080	0.087	0.093	0.106	0.115	0.122	0.127
2.75	0.051	0.060	0.068	0.076	0.082	0.089	0.102	0.111	0.119	0.125
3.00	0.048	0.056	0.064	0.071	0.078	0.084	0.097	0.108	0.116	0.122
3.25	0.045	0.053	0.060	0.067	0.074	0.080	0.093	0.104	0.112	0.119
3.50	0.042	0.050	0.057	0.064	0.070	0.076	0.089	0.100	0.109	0.116
3.75	0.040	0.047	0.054	0.060	0.067	0.073	0.086	0.096	0.105	0.113
4.00	0.037	0.044	0.051	0.057	0.063	0.069	0.082	0.093	0.102	0.110
4.25	0.036	0.042	0.049	0.055	0.061	0.066	0.079	0.090	0.099	0.107
4.50	0.034	0.040	0.046	0.052	0.058	0.063	0.076	0.086	0.096	0.104
4.75	0.032	0.038	0.044	0.050	0.055	0.061	0.073	0.083	0.093	0.101
5.00	0.031	0.036	0.042	0.048	0.053	0.058	0.070	0.080	0.090	0.098
5.25	0.029	0.035	0.040	0.046	0.051	0.056	0.067	0.078	0.087	0.095
5.50	0.028	0.033	0.039	0.044	0.049	0.054	0.065	0.075	0.084	0.092
5.75	0.027	0.032	0.037	0.042	0.047	0.052	0.063	0.073	0.082	0.090
6.00	0.026	0.031	0.036	0.040	0.045	0.050	0.060	0.070	0.079	0.087
6.25	0.025	0.030	0.034	0.039	0.044	0.048	0.058	0.068	0.077	0.085
6.50	0.024	0.029	0.033	0.038	0.042	0.046	0.056	0.066	0.075	0.083
6.75	0.023	0.028	0.032	0.036	0.041	0.045	0.055	0.064	0.073	0.080
7.00	0.022	0.027	0.031	0.035	0.039	0.043	0.053	0.062	0.071	0.078
7.25	0.022	0.026	0.030	0.034	0.038	0.042	0.051	0.060	0.069	0.076
7.50	0.021	0.025	0.029	0.033	0.037	0.041	0.050	0.059	0.067	0.074
7.75	0.020	0.024	0.028	0.032	0.036	0.039	0.048	0.057	0.065	0.072
8.00	0.020	0.023	0.027	0.031	0.035	0.038	0.047	0.055	0.063	0.071
8.25	0.019	0.023	0.026	0.030	0.034	0.037	0.046	0.054	0.062	0.069
8.50	0.018	0.022	0.026	0.029	0.033	0.036	0.045	0.053	0.060	0.067
8.75	0.018	0.021	0.025	0.028	0.032	0.035	0.043	0.051	0.059	0.066
9.00	0.017	0.021	0.024	0.028	0.031	0.034	0.042	0.050	0.057	0.064
9.25	0.017	0.020	0.024	0.027	0.030	0.033	0.041	0.049	0.056	0.063
9.50	0.017	0.020	0.023	0.026	0.029	0.033	0.040	0.048	0.055	0.061
9.75	0.016	0.019	0.023	0.026	0.029	0.032	0.039	0.047	0.054	0.060
10.00	0.016	0.019	0.022	0.025	0.028	0.031	0.038	0.046	0.052	0.059
20.00	0.008	0.010	0.011	0.013	0.014	0.016	0.020	0.024	0.027	0.031
50.00	0.003	0.004	0.004	0.005	0.006	0.006	0.008	0.010	0.011	0.013
100.00	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004	0.005	0.006	0.006

Scanned with CamScanner

جدول ۹-۲- ادامه

	m'									
n'	4.5	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	25.0	50.0	100.0
0.25	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053
0.50	0.087	0.087	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088
0.75	0.109	0.109	0.109	0.110	0.110	0.110	0.110	0.111	0.111	0.111
1.00	0.121	0.122	0.123	0.123	0.124	0.124	0.124	0.125	0.125	0.125
1.25	0.128	0.130	0.131	0.132	0.132	0.133	0.133	0.134	0.134	0.134
1.50	0.132	0.134	0.136	0.137	0.138	0.138	0.139	0.140	0.140	0.140
1.75	0.134	0.136	0.138	0.140	0.141	0.142	0.142	0.144	0.144	0.145
2.00	0.134	0.136	0.139	0.141	0.143	0.144	0.145	0.147	0.147	0.148
2.25	0.133	0.136	0.140	0.142	0.144	0.145	0.146	0.149	0.150	0.150
2.50	0.132	0.135	0.139	0.142	0.144	0.146	0.147	0.151	0.151	0.151
2.75	0.130	0.133	0.138	0.142	0.144	0.146	0.147	0.152	0.152	0.153
3.00	0.127	0.131	0.137	0.141	0.144	0.145	0.147	0.152	0.153	0.154
3.25	0.125	0.129	0.135	0.140	0.143	0.145	0.147	0.153	0.154	0.154
3.50	0.122	0.126	0.133	0.138	0.142	0.144	0.146	0.153	0.155	0.155
3.75	0.119	0.124	0.131	0.137	0.141	0.143	0.145	0.154	0.155	0.155
4.00	0.116	0.121	0.129	0.135	0.139	0.142	0.145	0.154	0.155	0.156
4.25	0.113	0.119	0.127	0.133	0.138	0.141	0.144	0.154	0.156	0.156
4.50	0.110	0.116	0.125	0.131	0.136	0.140	0.143	0.154	0.156	0.156
4.75	0.107	0.113	0.123	0.130	0.135	0.139	0.142	0.154	0.156	0.157
5.00	0.105	0.111	0.120	0.128	0.133	0.137	0.140	0.154	0.156	0.157
5.25	0.102	0.108	0.118	0.126	0.131	0.136	0.139	0.154	0.156	0.157
5.50	0.099	0.106	0.116	0.124	0.130	0.134	0.138	0.154	0.156	0.157
5.75	0.097	0.103	0.113	0.122	0.128	0.133	0.136	0.154	0.157	0.157
6.00	0.094	0.101	0.111	0.120	0.126	0.131	0.135	0.153	0.157	0.157
6.25	0.092	0.098	0.109	0.118	0.124	0.129	0.134	0.153	0.157	0.158
6.50	0.090	0.096	0.107	0.116	0.122	0.128	0.132	0.153	0.157	0.158
6.75	0.087	0.094	0.105	0.114	0.121	0.126	0.131	0.153	0.157	0.158
7.00	0.085	0.092	0.103	0.112	0.119	0.125	0.129	0.152	0.157	0.158
7.25	0.083	0.090	0.101	0.110	0.117	0.123	0.128	0.152	0.157	0.158
7.50	0.081	0.088	0.099	0.108	0.115	0.121	0.126	0.152	0.156	0.158
7.75	0.079	0.086	0.097	0.106	0.114	0.120	0.125	0.151	0.156	0.158
8.00	0.077	0.084	0.095	0.104	0.112	0.118	0.124	0.151	0.156	0.158
8.25	0.076	0.082	0.093	0.102	0.110	0.117	0.122	0.150	0.156	0.158
8.50	0.074	0.080	0.091	0.101	0.108	0.115	0.121	0.150	0.156	0.158
8.75	0.072	0.078	0.089	0.099	0.107	0.114	0.119	0.150	0.156	0.158
9.00	0.071	0.077	0.088	0.097	0.105	0.112	0.118	0.149	0.156	0.158
9.25	0.069	0.075	0.086	0.096	0.104	0.110	0.116	0.149	0.156	0.158
9.50	0.068	0.074	0.085	0.094	0.102	0.109	0.115	0.148	0.156	0.158
9.75	0.066	0.072	0.083	0.092	0.100	0.107	0.113	0.148	0.156	0.158
10.00	0.065	0.071	0.082	0.091	0.099	0.106	0.112	0.147	0.156	0.158
20.00	0.035	0.039	0.046	0.053	0.059	0.065	0.071	0.124	0.148	0.156
50.00	0.014	0.016	0.019	0.022	0.025	0.028	0.031	0.071	0.113	0.142
100.00	0.007	0.008	0.010	0.011	0.013	0.014	0.016	0.039	0.071	0.113

Scanned with CamScanner

$$A_1 = \ln\left(m' + \sqrt{m'^2 + 1}\right) \qquad (۹-۱۶)$$

$$A_2 = 0 \qquad (۹-۱۷)$$

با قراردادن روابط فوق در روابط ۹-۵ و ۹-۶ به دست می‌آید:

$$F_1 = \frac{1}{\pi}\left[m' \ln\left(\frac{1+\sqrt{m'^2+1}}{m'}\right) + \ln\left(m' + \sqrt{m'^2+1}\right)\right] \qquad (۹-۱۸)$$

$$F_2 = 0 \qquad (۹-۱۹)$$

با قراردادن F_1 و F_2 از دو رابطه‌ی فوق در رابطه‌ی ۹-۴، رابطه ۹-۳ به دست می‌آید.

جدول ۹-۳- الف- تغییرات I_f با L/B و D_f/B

L/B	D_f/B	I_f		
		$\mu_s = 0.3$	$\mu_s = 0.4$	$\mu_s = 0.5$
1	0.5	0.77	0.82	0.85
	0.75	0.69	0.74	0.77
	1	0.65	0.69	0.72
2	0.5	0.82	0.86	0.89
	0.75	0.75	0.79	0.83
	1	0.71	0.75	0.79
5	0.5	0.87	0.91	0.93
	0.75	0.81	0.86	0.89
	1	0.78	0.82	0.85

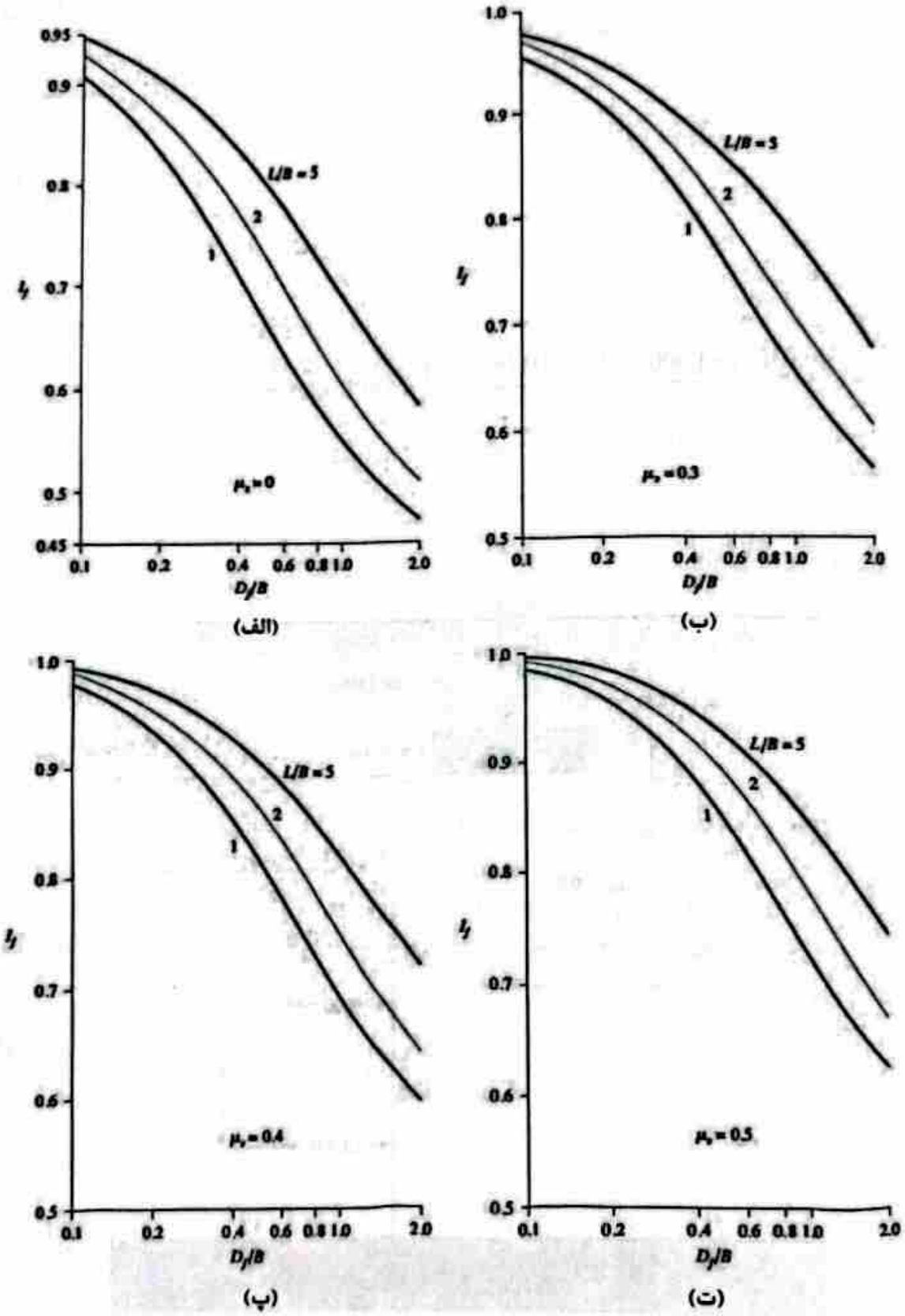
جدول ۹-۳- ب- مقادیر حدودی مدول الاستیسیته‌ی خاک

نوع خاک	E_s	
	kN/m^2	$lb/in.^2$
رس نرم	1800-3500	250-500
رس سخت	6000-14,000	850-2000
ماسه‌ی شل	10,000-28,000	1500-4000
ماسه‌ی متراکم	35,000-70,000	5000-10,000

جدول ۹-۳- پ- مقادیر ضریب پواسون

نوع خاک	μ_s ، ضریب پواسون
ماسه‌ی شل	0.2-0.4
ماسه‌ی نیمه‌متراکم	0.25-0.4
ماسه‌ی متراکم	0.3-0.45
ماسه‌ی لای‌دار	0.2-0.4
رس نرم	0.15-0.25
رس نیمه‌سخت	0.2-0.5

Scanned with CamScanner



شکل ۹-۴- تغییرات I_f برحسب D_f/B، μ_s و L/B

مثال ۹-۱

شالوده‌ی صلبی با به ابعاد 1m×1m را مطابق شکل در نظر بگیرید. نشست الاستیک را زیر مرکز شالوده محاسبه نمایید (شکل ۹-۵).

حل:

داریم: $L = 1m$ و $B = 1m$

باتوجه به $\bar{z} = 5m = 5B$ و از رابطه‌ی ۹-۱۴ داریم:

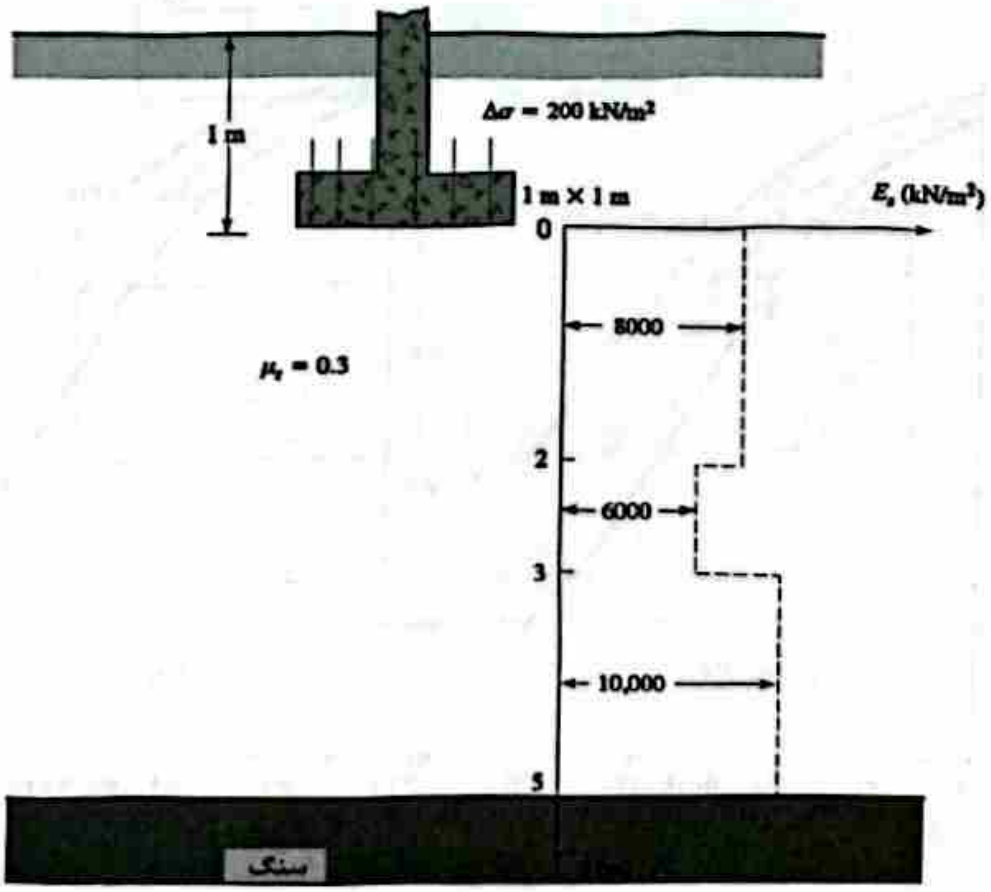
$$E_s = \frac{\sum E_{s(i)} \Delta z}{\bar{z}}$$

$$= \frac{(8000)(2) + (6000)(1) + (10,000)(2)}{5} = 8400 \text{ kN/m}^2$$

برای مرکز شالوده:

$$\alpha = 4$$

$$m' = \frac{L}{B} = \frac{1}{1} = 1$$



شکل ۹-۵- شکل مثال ۹-۱

Scanned with CamScanner

$$n' = \frac{H}{\left(\frac{B}{2}\right)} = \frac{5}{\left(\frac{1}{2}\right)} = 10$$

از جداول ۹-۱ و ۹-۲ داریم: $F_2 = 0.016$ و $F_1 = 0.498$.
از رابطه‌ی ۹-۴ داریم:

$$I_s = F_1 + \frac{1-2\mu_s}{1-\mu_s} F_2$$

$$= 0.498 + \frac{1-0.6}{1-0.3}(0.016) = 0.507$$

$$\frac{D_f}{B} = \frac{1}{1} = 1 \ , \ \frac{L}{B} = 1 \ , \ \mu_s = 0.3$$

از جدول ۹-۳- الف، $I_f = 0.65$ به دست می‌آید.
در اینصورت:

$$S_{e(\text{متغیر})} = \Delta\sigma(\alpha B')\frac{1-\mu_s^2}{E_s} I_s I_f$$

$$= (200)\left(4 \times \frac{1}{2}\right)\left(\frac{1-0.3^2}{8400}\right)(0.507)(0.65) = 0.0143\text{m} = 14.3\text{mm}$$

از آن‌جاییکه شالوده صلب است، از رابطه‌ی ۹-۱۳ داریم:

$$S_{e(\text{صلب})} = (0.93)(14.3) = 13.3\text{mm}$$

۹-۴- روابط توسعه یافته برای نشست الاستیک

ماین و پولوس (۱۹۹۹) روابط بهبود یافته‌ای را برای محاسبه‌ی نشست الاستیک شالوده ارائه دادند. این رابطه برای صلبیت شالوده، عمق اساس زیر شالوده، افزایش مدول الاستیسیته‌ی خاک با عمق و موقعیت لایه‌های صلب در عمقی خاص به کار می‌رود. جهت به‌کارگیری این رابطه، ابتدا لازم است قطر معادل شالوده‌ی مستطیلی تعیین شود. در این راستا:

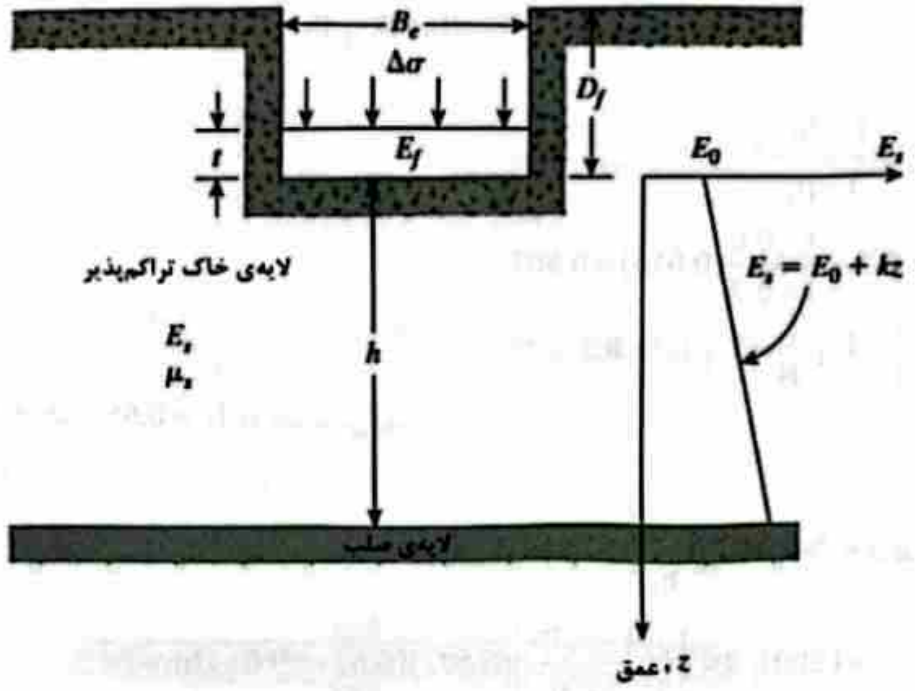
$$B_e = \sqrt{\frac{4BL}{\pi}} \qquad (۹-۲۰)$$

که در آن:
B= عرض شالوده
L= طول شالوده
برای شالوده‌های دایره‌ای:

$$B_e = B \qquad (۹-۲۱)$$

که در آن:
B= قطر شالوده

شکل ۹-۶ شالوده‌ای را با قطر معادل B_e که در عمق D_f زیر سطح زمین واقع شده است، نشان می‌دهد. ضخامت شالوده را t و مدول الاستیسیته‌ی مصالح شالوده را E_f در نظر بگیرید.



شکل ۹-۶- رابطه‌ی بهبودیافته برای نشست الاستیک

لایه‌ی صلب در عمق h از سطح تحتانی شالوده واقع شده است. مدول الاستیسیته‌ی لایه‌ی خاک تراکم‌پذیر از رابطه‌ی زیر بدست می‌آید:

$$E_s = E_o + kz \qquad (۲۲-۹)$$

با استفاده از پارامترهای قبل نشست الاستیک برابر است با:

$$S_e = \frac{\Delta\sigma B_e I_G I_F I_E}{E_o}\left(1-\mu_s^2\right) \qquad (۲۳-۹)$$

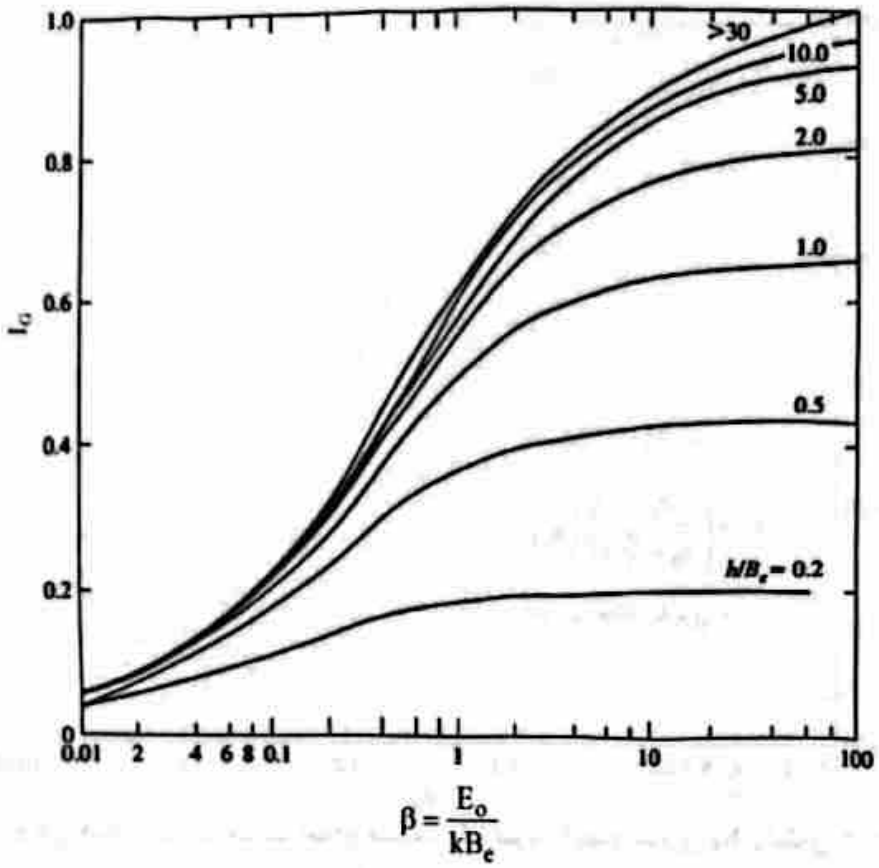
که در آن:

I_G = ضریب تأثیر برای تغییرات E_s با عمق = $f(E_o, k, B_e, h)$

I_F = ضریب اصلاح صلبیت شالوده $\qquad$ I_E = ضریب اصلاح عمق شالوده

شکل ۹-۷ تغییرات I_G را با $\beta = E_o/kB_e$ و h/B_e نشان می‌دهد. ضریب اصلاح صلبیت شالوده به صورت زیر قابل بیان است:

Scanned with CamScanner



شکل ۹-۷- تغییرات I_G با β

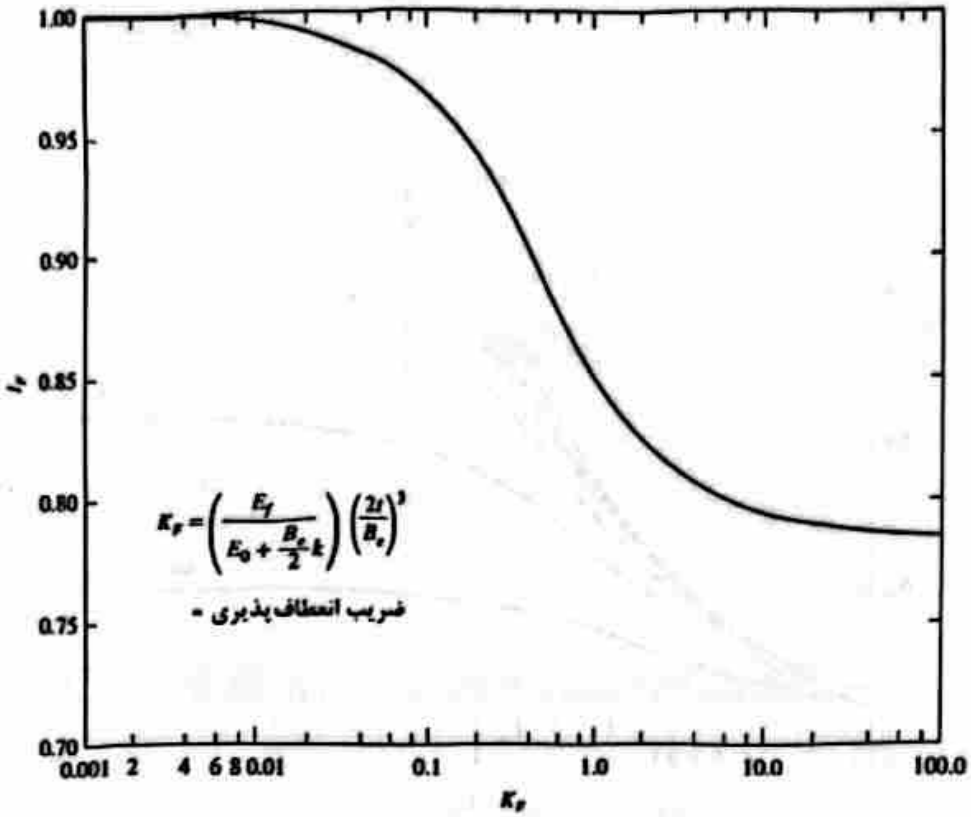
$$I_F = \frac{\pi}{4} + \frac{1}{4.6 + 10\left(\frac{E_f}{E_o + \frac{B_e}{2}k}\right)\left(\frac{2t}{B_e}\right)^3} \qquad (۲۴-۹)$$

به طور مشابه، ضریب اصلاح عمق شالوده برابر است با:

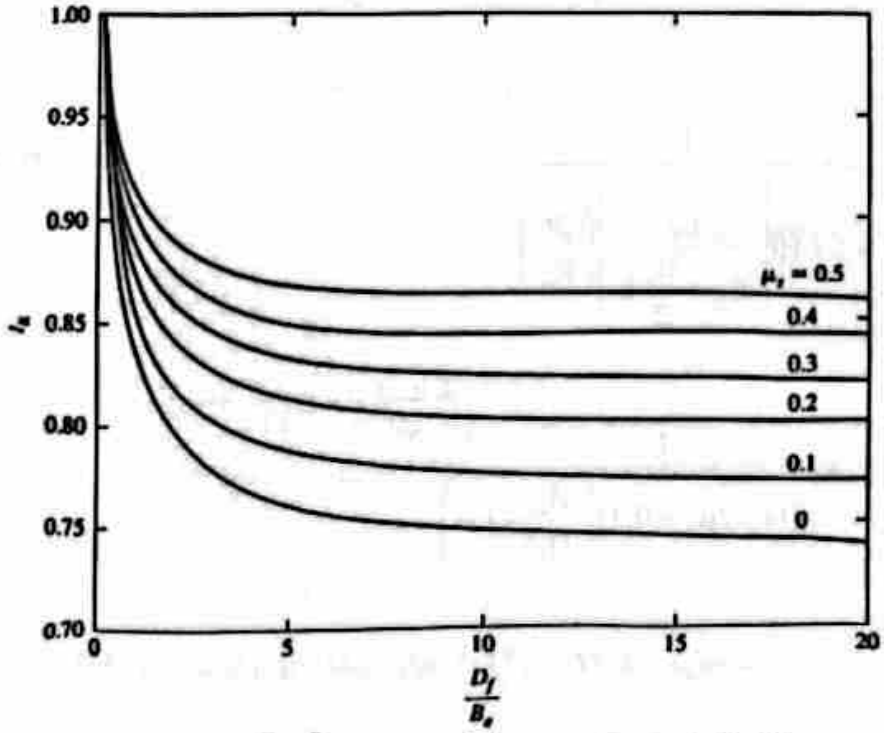
$$I_E = 1 - \frac{1}{3.5\exp(1.22\mu_s - 0.4)\left(\frac{B_e}{D_f} + 1.6\right)} \qquad (۲۵-۹)$$

اشکال (۹-۸) و (۹-۹) تغییرات I_F و I_E را طبق روابط ۹-۲۴ و ۹-۲۵ نشان می‌دهند.

Scanned with CamScanner



شکل ۹-۸- تغییرات ضریب اصلاح صلبیت، I_p با ضریب انعطاف‌پذیری K_p (رابطه‌ی ۹-۲۴)



شکل ۹-۹- تغییرات ضریب اصلاح عمق شالوده $\bar{I}_\varepsilon$ (رابطه‌ی ۹-۲۵)

Scanned with CamScanner

مثال ۹-۲

با مراجعه به شکل ۹-۶ برای شالوده‌ی کم‌عمق که روی خاک از نوع رس لای‌دار قرار دارد داریم:

طول $L = 1.5\ m$

عرض $B = 1\ m$

عمق شالوده $D_f = 1\ m$

ضخامت شالوده $t = 0.23 m$

بار واحد سطح $\Delta\sigma = 190 kN/m^2$

$E_f = 15 \times 10^6\ kN/m^2$

خاک رس لای‌دار دارای مشخصات زیر است:

$h = 2\ m$

$\mu_s = 0.3$

$E_o = 9000\ kN/m^2$

$k = 500\ kN/m^2/m$

نشست الاستیک شالوده را تعیین کنید.

حل:

از رابطه‌ی ۹-۲۰ قطر معادل برابر است با:

$$B_e = \sqrt{\frac{4BL}{\pi}} = \sqrt{\frac{(4)(1.5)(1)}{\pi}} = 1.38 m$$

$$\Delta\sigma = 190\ kN/m^2$$

$$\beta = \frac{E_o}{kB_e} = \frac{9000}{(500)(1.38)} = 13.04$$

$$\frac{h}{B_e} = \frac{2}{1.38} = 1.45$$

از شکل ۹-۷، برای $\beta = 13.04$ و $\frac{h}{B_e} = 1.45$، مقدار $I_G \approx 0.74$ به دست می‌آید. از رابطه‌ی ۹-۲۴ داریم:

$$I_F = \frac{\pi}{4} + \frac{1}{4.6 + 10\left(\frac{E_f}{E_o + \frac{B_e}{2}k}\right)\left(\frac{2t}{B_e}\right)^3}$$

$$= \frac{\pi}{4} + \frac{1}{4.6 + 10\left(\frac{15 \times 10^6}{9000 + \left(\frac{1.38}{2}\right)(500)}\right)\left[\frac{(2)(0.23)}{1.38}\right]^3} = 0.787$$

Scanned with CamScanner

از رابطه‌ی ۹-۲۵:

$$I_E = 1 - \frac{1}{3.5\exp(1.22\mu_s - 0.4)\left(\frac{B_e}{D_f} + 1.6\right)}$$

$$= 1 - \frac{1}{3.5\exp[(1.22)(0.3) - 0.4]\left(\frac{1.38}{1} + 1.6\right)} = 0.907$$

از رابطه‌ی ۹-۲۳:

$$S_e = \frac{\Delta\sigma B_e I_G I_F I_E}{E_o}\left(1 - \mu_s^2\right) = \frac{(190)(1.38)(0.74)(0.787)(0.907)}{9000}\left(1 - 0.3^2\right)$$

$$= 0.014\,m \approx 14\,mm$$

نشست شالوده روی رس اشباع

جانبو و همکاران (۱۹۵۶) رابطه‌ی تعمیم یافته‌ای برای تخمین نشست الاستیک شالوده‌ی انعطاف‌پذیر مستقر روی رس اشباع $(\mu_s = 0.5)$ ارائه دادند (شکل ۹-۱۰).

$$S_e = \mu_1\mu_2\frac{\Delta\sigma B}{E_s} \qquad (۹-۲۶)$$

که در آن:

$$\mu_1 = f\left(\frac{D_f}{B}\right) \qquad (۹-۲۷)$$

$$\mu_2 = f\left(\frac{H'}{B}, \frac{L}{B}\right) \qquad (۹-۲۸)$$

L = طول شالوده

B = عرض شالوده

μ_1 و μ_2 = ضرایبی که در جدول‌های ۹-۴- ب و ۹-۴- پ ارائه شده‌اند.

$$E_s = \beta c_u \quad \text{(برای رس اشباع)} \qquad (۹-۲۹)$$

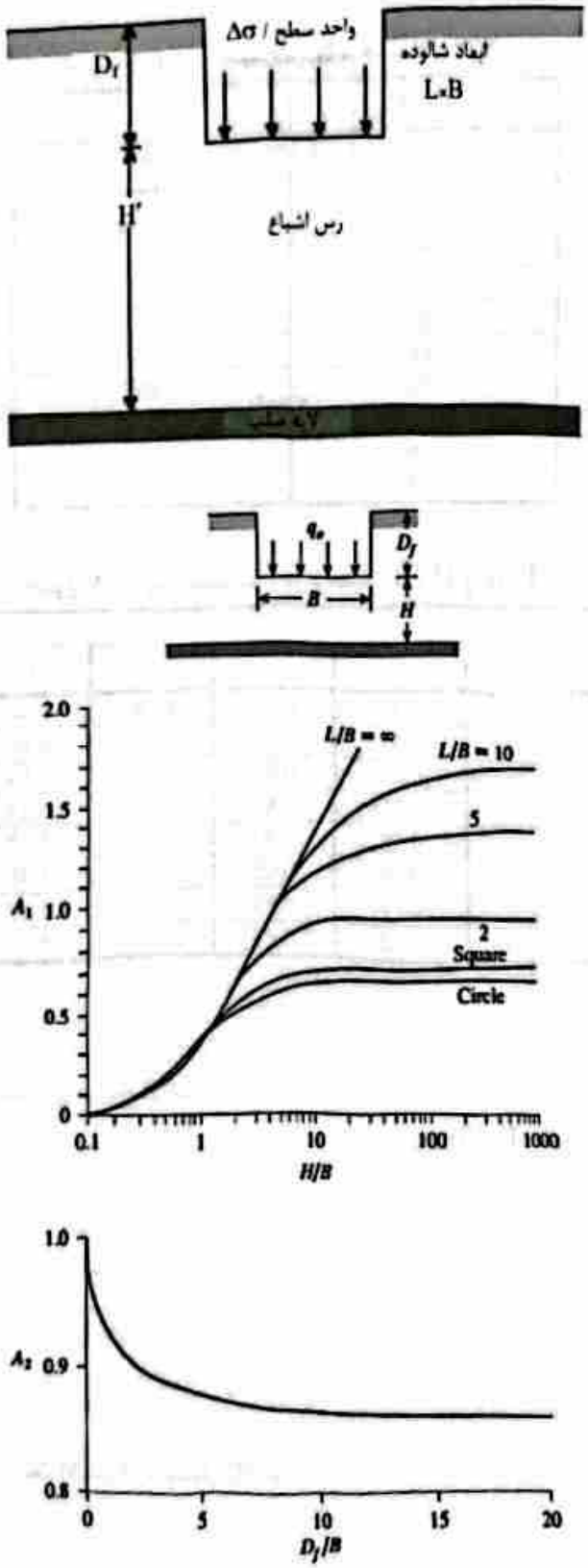
c_u = مقاومت برشی زهکشی نشده

β = ضریبی مطابق جدول ۹-۴- الف

جدول ۹-۴- الف

نشانه‌ی خمیری	β				
	OCR = 1	OCR = 2	OCR = 3	OCR = 4	OCR = 5
<30	1500-600	1380-500	1200-580	950-380	730-300
30 تا 50	600-300	550-270	580-220	380-180	300-150
>50	300-150	270-120	220-100	180-90	150-75

Scanned with CamScanner



شکل ۹-۱۰- شالوده‌ی کم‌عمق روی خاک رس اشباع $(\mu_s = 0.5)$ مستقر بر لایه‌های صلب و زیر

جدول ۹-۴-پ- تغییرات μ_1 برحسب D_f/B

D_f/B	μ_1
0	1.0
2	0.9
4	0.88
6	0.875
8	0.87
10	0.865
12	0.863
14	0.860
16	0.856
18	0.854
20	0.850

جدول ۹-۴-پ- تغییرات μ_2 برحسب H'/B و L/B

H'/B	L/B					
	دایره	1	2	5	10	∞
1	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36
2	0.47	0.53	0.63	0.64	0.64	0.64
4	0.58	0.63	0.82	0.94	0.94	0.94
6	0.61	0.67	0.88	1.08	1.14	1.16
8	0.62	0.68	0.90	1.13	1.22	1.26
10	0.63	0.70	0.92	1.18	1.30	1.42
20	0.64	0.71	0.93	1.26	1.47	1.74
30	0.66	0.72	0.94	1.29	1.54	1.84

مثال ۹-۳

برای شکل ۹-۱۰ اطلاعات زیر در دست است:

ابعاد شالوده: $B = 1.5\text{m} \; ; \; L = 3\text{m}$

$D_f = 1.5\text{m}$

$H' = 3\text{m}$

$\mu_s = 0.5$

$E_s = 800 \text{ kN/m}^2$

$\Delta\sigma = 150 \text{ kN/m}^2$

مطلوبست محاسبه‌ی نشست الاستیک متوسط شالوده.

حل:

از رابطه‌ی ۹-۲۶ داریم:

$$S_e = \mu_1\mu_2 \frac{\Delta\sigma B}{E_s}$$

$$\frac{D_f}{B} = \frac{1.5}{1.5} = 1$$

$$\frac{L}{B} = \frac{3}{1.5} = 2$$

$$\frac{H'}{B} = \frac{3}{1.5} = 2$$

از جداول ۹-۴- ب و ۹-۴- پ داریم:

$$\mu_1 \approx 0.8 \, , \, \mu_2 = 0.63$$

$$S_e = (0.8)(0.63)\frac{(150)(1.5)}{800} = 0.142\,m = 142\,mm$$

۹-۵- نشست خاک ماسه‌ای- استفاده از ضریب تاثیر کرنش

حل اشمرتمن و همکاران

نشست خاک‌های دانه‌ای را می‌توان با استفاده از ضریب نیمه‌تجربی تاثیر کرنش که توسط اشمرتمن و همکاران (۱۹۷۸) ارائه شده، تعیین نمود. طبق این روش (شکل ۹-۱۱)، نشست برابر است با:

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_{0}^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z \qquad (۹-۳۰)$$

که در آن:

I_z = ضریب تاثیر کرنش

C_1 = ضریب اصلاح که عمق فرورفت فونداسیون را نشان می‌دهد.

$$C_1 = 1 - 0.5\left[q/(\bar{q} - q)\right]$$

C_2 = ضریب اصلاح اثر خزش در خاک

$$C_2 = 1 + 0.2\log(\text{زمان برحسب سال} / 0.1)$$

برای شن و ماسه‌ی فاقد ریزدانه $C_2 = 1$ می‌باشد.

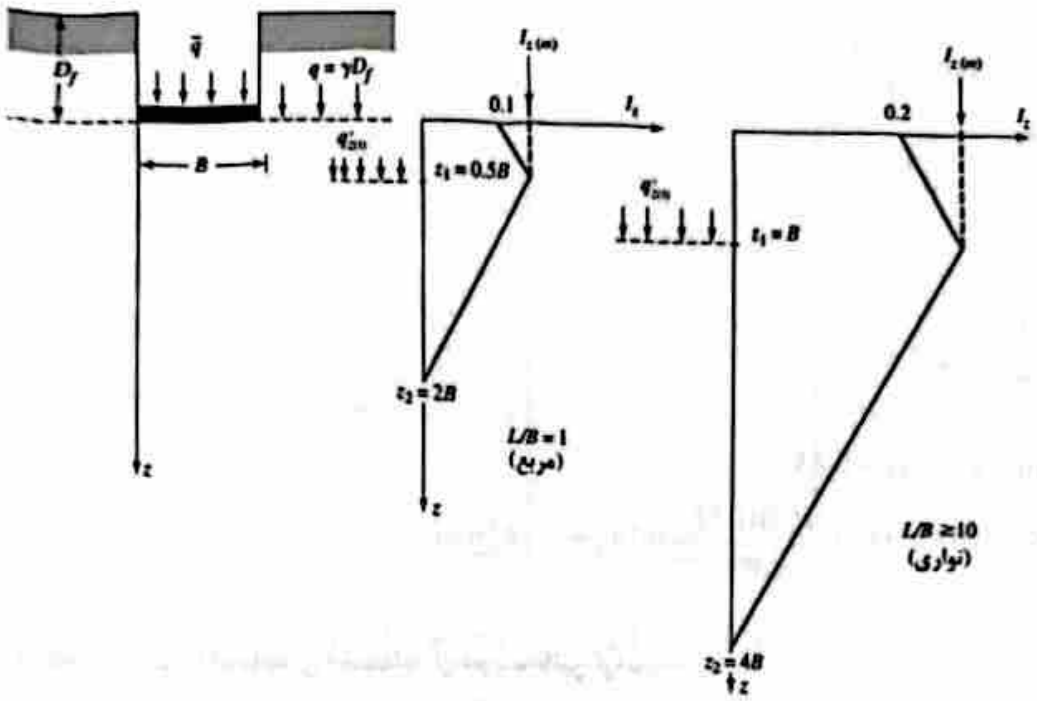
$\bar{q}$ = تنش در تراز شالوده

$q = \gamma D_f$ = تنش موثر در سطح تماس شالوده

E_s = مدول الاستیسیته‌ی خاک

تغییرات ضریب تاثیر کرنش I_z برای شالوده‌های مربع $(L/B = 1)$ و دایره و شالوده‌های مستطیل با $L/B \geq 10$ در شکل ۹-۱۱ نشان داده شده است. نمودار I_z برای $1 < L/B < 10$ می‌تواند با درون‌یابی به دست آید:

Scanned with CamScanner



شکل ۹-۱۱- تغییرات ضریب تاثیر کرنش با عمق و L/B

توجه داشته باشید که حداکثر I_z (یعنی I_{zm}) در $z = z_1$ رخ می‌دهد و در $z = z_2$ مقدار آن به صفر می‌رسد. حداکثر I_z را می‌توان از رابطه‌ی زیر محاسبه نمود:

$$I_{z(m)} = 0.5 + 0.1\sqrt{\frac{\bar{q} - q}{q'_{z(1)}}} \qquad (۳۱-۹)$$

که در آن:

$q'_{z(1)}$ = تنش موثر در عمق z_1 قبل از احداث شالوده

روابط زیر توسط سالگادو (۲۰۰۸) برای درون‌یابی I_z در $z = 0$ و z_1/B و z_2/B برای شالوده‌ی مستطیلی پیشنهاد گردید:

I_z در $z = 0$:

$$I_z = 0.1 + 0.0111\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 0.2 \qquad (۳۲-۹)$$

z_1/B:

$$\frac{z_1}{B} = 0.5 + 0.0555\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 1 \qquad (۳۳-۹)$$

z_2/B:

$$\frac{z_2}{B} = 2 + 0.222\left(\frac{L}{B} - 1\right) \le 4 \qquad (۳۴-۹)$$

Scanned with CamScanner

اشمرتمن و همکاران (۱۹۷۸) پیشنهاد می‌کنند:

$$E_s = 2.5q_c \qquad \text{(برای شالوده‌ی مربعی)} \qquad (۳۵-۹)$$

و

$$E_s = 3.5q_c \qquad (L/B \geq 10 \text{ برای}) \qquad (۳۶-۹)$$

q_c= مقاومت نفوذ مخروط

برای شالوده‌ی مستطیلی طبق رابطه‌ی ترزاقی داریم:

$$E_{s\,(\text{مستطیل})} = \left(1 + 0.4\log\frac{L}{B}\right) E_{s\,(\text{مربع})} \qquad (۳۷-۹)$$

روش گام به گام محاسبه‌ی نشست الاستیک با استفاده از رابطه‌ی ۹-۳۰ به قرار زیر است (شکل ۹-۱۲):

گام ۱- شالوده و تغییرات I_z با عمق را با مقیاس مناسب رسم کنید (شکل ۹-۱۲- الف).

گام ۲- با استفاده از عدد نفوذ استاندارد ($N_{(60)}$) یا مقاومت نفوذ مخروط (q_c)، تغییرات E_s را با عمق رسم کنید (شکل ۹-۱۲- ب)

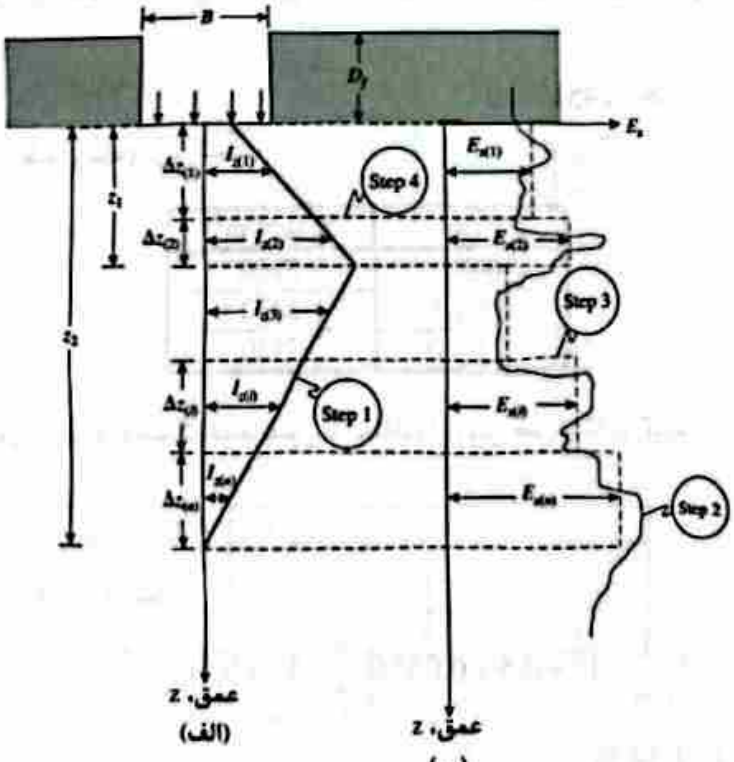
گام ۳- مطابق شکل ۹-۱۲- ب، خاک را برحسب E_s لایه‌بندی کرده و برای هر لایه E_s را ثابت در نظر بگیرید و آنها را با $E_{s(1)}$، $E_{s(2)}$ و... $E_{s(n)}$ نمایش دهید.

گام ۴- خاک زیر شالوده را به نحوی لایه‌بندی کنید که برای هر لایه E_s و I_z ثابت شد.

گام ۵- جدولی مطابق جدول ۹-۵ برای تعیین $\sum \frac{I_z}{E_s}\Delta z$ تشکیل دهید.

گام ۶- مقادیر C_1 و C_2 را محاسبه نمایید.

گام ۷- از رابطه‌ی ۹-۳۰ مقدار S_e را محاسبه کنید.



شکل ۹-۱۲- روش محاسبه‌ی نشست الاستیک S_e با استفاده از ضریب تاثیر کرنش

جدول ۹-۵- محاسبه‌ی $\sum \frac{I_z}{E_s}\Delta z$

شماره‌ی لایه	Δ_z	E_s	در وسط لایه I_z	$\frac{I_z}{E_s}\Delta_z$
1	$\Delta_{z(1)}$	$E_{s(1)}$	$I_{z(1)}$	$\frac{I_{z(1)}}{E_{s(1)}}\Delta_{z_1}$
2	$\Delta_{z(2)}$	$E_{s(2)}$	$I_{z(2)}$	
⋮	⋮	⋮	⋮	
i	$\Delta_{z(i)}$	$E_{s(i)}$	$I_{z(i)}$	$\frac{I_{z(i)}}{E_{s(i)}}\Delta_{z_i}$
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
n	$\Delta_{z(n)}$	$E_{s(n)}$	$I_{z(n)}$	$\frac{I_{z(n)}}{E_{s(n)}}\Delta_{z_n}$
				$\sum \frac{I_z}{E_s}\Delta_z$

مثال ۹-۴

شالوده‌ی مستطیل به ابعاد ۲×۴ متر در عمق ۱/۲ متری روی خاک ماسه‌ای مطابق شکل ۹-۱۳- الف مفروض است. داریم:

$$\gamma = 17.5\,kN/m^3\ ,\ q = 145\,kN/m^2$$

و q_c برحسب عمق طبق رابطه‌ی زیر است:

z (m)	q_c (kN/m^2)
0-0.5	2250
0.5-2.5	3430
2.5-6.0	2950

مطلوبست محاسبه‌ی نشست الاستیک فونداسیون با استفاده از روش ضریب تاثیر کرنش.

حل:

با استفاده از رابطه‌ی ۹-۳۳ داریم:

$$\frac{z_1}{B} = 0.5 + 0.0555\left(\frac{L}{B} - 1\right) = 0.5 + 0.0555\left(\frac{4}{2} - 1\right) \approx 0.56$$

$$z_1 = (0.56)(2) = 1.12\ m$$

Scanned with CamScanner

با استفاده از رابطه‌ی ۹-۳۴:

$$\frac{z_2}{B} = 2 + 0.222\left(\frac{L}{B} - 1\right) = 2 + 0.222(2-1) = 2.22$$

$$z_2 = (2.22)(2) = 4.44\ \text{m}$$

از رابطه‌ی ۹-۳۲ در $z = 0$ داریم:

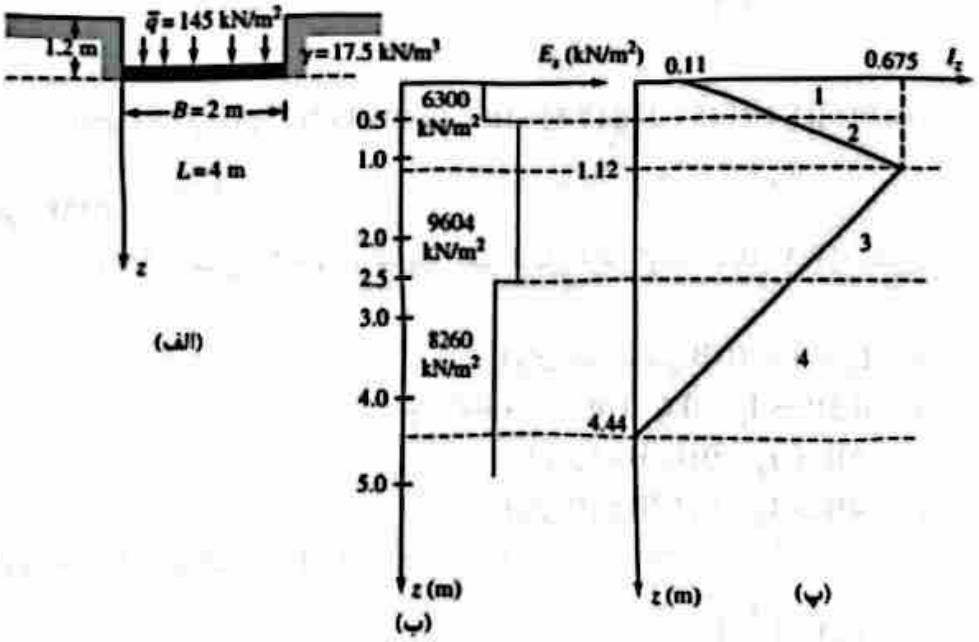
$$I_z = 0.1 + 0.0111\left(\frac{L}{B} - 1\right) = 0.1 + 0.0111\left(\frac{4}{2} - 1\right) \approx 0.11$$

از رابطه‌ی ۹-۳۱ داریم:

$$I_{z(m)} = 0.5 + 0.1\sqrt{\frac{\bar{q} - q}{q'_{z(I)}}} = 0.5 + 0.1\left[\frac{145 - (1.2 \times 17.5)}{(1.2 + 1.12)(17.5)}\right]^{0.5} = 0.675$$

تغییرات I_z برحسب z در شکل ۹-۱۳- پ رسم شده است. از رابطه‌ی ۹-۳۷ داریم:

$$E_{s\,(\text{مستطیل})} = \left(1 + 0.4\log\frac{L}{B}\right)E_{s\,(\text{مربع})} = \left[1 + 0.4\log\left(\frac{4}{2}\right)\right](2.5 \times q_c) = 2.8q_c$$



شکل ۹-۱۳

بنابراین تغییرات تقریبی E_s برحسب عمق بصورت زیر درمی‌آید:

z (m)	q_c (kN/m²)	E_s (kN/m²)
0-0.5	2250	6300
0.5-2.5	3430	9604
2.5-6	2950	8260

تغییرات E_s برحسب z در شکل ۹-۱۳- ب رسم شده است. مطابق اشکال ۹-۱۳- ب و پ، خاک زیر شالوده به چهار لایه تقسیم می‌شود که مشخصات آنها به قرار زیر است:

Scanned with CamScanner

شماره‌ی لایه	Δ_z (m)	E_s (kN/m²)	I_z در وسط لایه	$\frac{I_z}{E_s}\Delta z\left(m^3/kN\right)$
1	0.50	6300	0.236	1.87×10^{-5}
2	0.62	9604	0.519	3.35×10^{-5}
3	1.38	9604	0.535	7.68×10^{-5}
4	1.94	8260	0.197	4.62×10^{-5}
				$\Sigma 17.52\times10^{-5}$

$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q)\Sigma \frac{I_z}{E_s}\Delta z$$

$$C_1 = 1 - 0.5\left(\frac{q}{\bar{q} - q}\right) = 1 - 0.5\left(\frac{21}{145 - 21}\right) = 0.915$$

ضریب خزش براساس ۱۰ سال به دست می‌آید:

$$C_2 = 1 + 0.2\log\left(\frac{10}{0.1}\right) = 1.4$$

بنابراین:

$$S_e = (0.915)(1.4)(145 - 21)\left(17.52\times10^{-5}\right) = 2783\times10^{-5}\,m = 27.83\ mm$$

حل ترزاقی (۱۹۹۶):

ترزاقی و همکاران (۱۹۹۶) شکل متفاوتی از ضریب تاثیر کرنش ارائه کردند (شکل ۹-۱۴). طبق روش ترزاقی داریم:

$z = 0 \Rightarrow I_z = 0.2$ (برای تمام مقادیر L/B)

$z = z_1 = 0.5B \Rightarrow I_z = 0.6$ (برای تمام مقادیر L/B)

$z = z_2 = 2B \Rightarrow I_z = 0$ (برای L/B = 1)

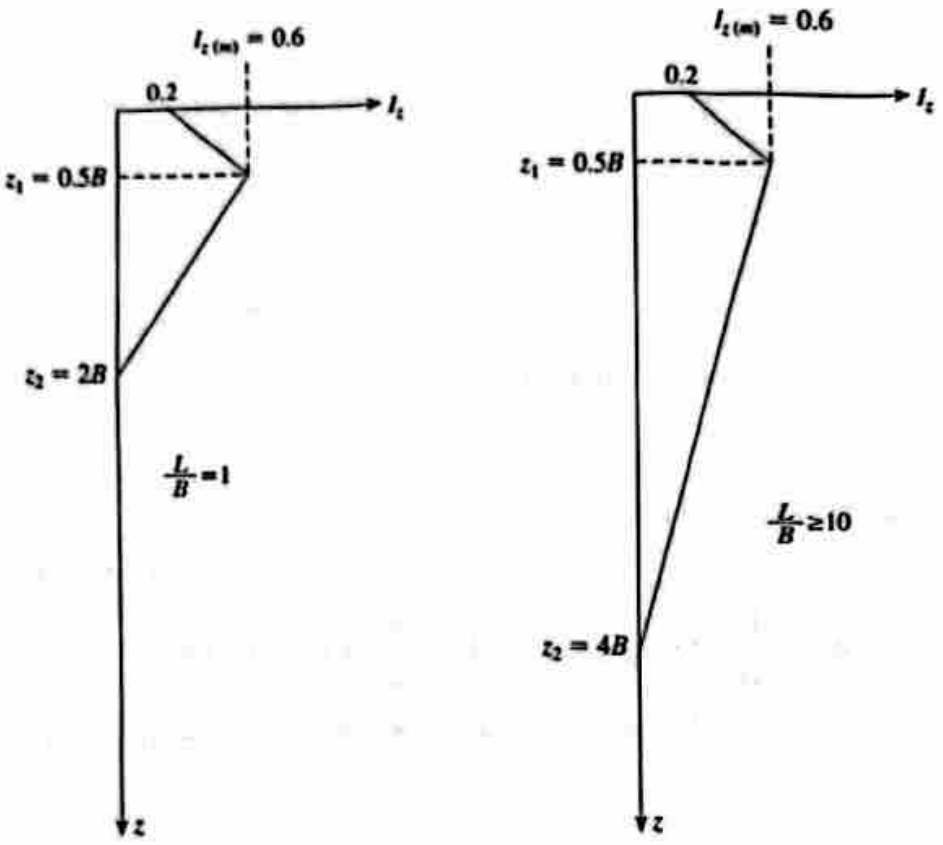
$z = z_2 = 4B \Rightarrow I_z = 0$ (برای L/B ≥ 10)

برای L/B بین ۱ تا ۱۰ (یا بزرگتر از ۱۰)

$$\frac{z_2}{B} = 2\left[1 + \log\left(\frac{L}{B}\right)\right] \qquad (۹-۳۸)$$

نشست الاستیک از رابطه‌ی زیر حاصل می‌شود:

$$S_e = C_d (\bar{q} - q)\sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s}\Delta_z + \underbrace{0.02\left[\frac{0.1}{\frac{\Sigma(q_c \Delta z)}{z_2}}\right] z_2 \log\left(\frac{t\,days}{1\,day}\right)}_{\text{نشست الاستیک بعد از احداث}} \qquad (۹-۳۹)$$



شکل ۹-۱۴- نمودار ضریب تاثیر کرنش توصیه شده توسط ترزاقی (۱۹۹۶)

در رابطه‌ی ۹-۳۹، q_c برحسب MN/m^2 می‌باشد. رابطه‌ی E_s نیز به قرار زیر است:

$$E_s = 3.5q_c \quad \text{(برای شالوده مربع و دایره)} \qquad (۴۰-۹)$$

و

$$E_{s\,(\text{مستطیل})} = \left[1 + 0.4\log\left(\frac{L}{B}\right)\right] E_{s\,(\text{مربع})} \leq 1.4E_{s\,(\text{مربع})} \qquad (۴۱-۹)$$

در رابطه‌ی ۹-۳۹، C_d ضریب عمق می‌باشد. جدول ۹-۶ مقادیر درون‌یابی شده‌ی C_d را برحسب D_f/B نشان می‌دهد:

جدول ۹-۶- مقادیر C_d برحسب D_f/B

D_f/B	C_d
0.1	1
0.2	0.96
0.3	0.92
0.5	0.86
0.7	0.82
1.0	0.77
2.0	0.68
3.0	0.65

• برحسب داده‌های ترزاقی و همکاران (۱۹۹۶)

Scanned with CamScanner

مثال ۹-۵

مثال ۹-۴ را با استفاده از روش ترزاقی و همکاران حل کنید.

حل:

$$L/B = 4/2 = 2$$

شکل ۹-۱۵- الف نمودار I_z برحسب عمق را برای شالوده نشان می‌دهد، توجه داریم:

$$\frac{z_2}{B} = 2\left[1 + \log\left(\frac{L}{B}\right)\right] = 2\left[1 + \log(2)\right] = 2.6$$

یا

$$z_2 = (2.6)(B) = (2.6)(2) = 5.2\,m$$

از روابط ۹-۴۰ و ۹-۴۱ داریم:

$$E_s = \left[1 + 0.4\log\left(\frac{L}{B}\right)\right](3.5q_c) = \left[1 + 0.4\log\left(\frac{4}{2}\right)\right](3.5q_c) = 3.92q_c$$

با توجه به رابطه‌ی فوق تغییرات E_s با عمق به دست می‌آید که در شکل ۹-۱۵- ب نیز نشان داده شده است:

z (m)	q_c (kN/m^2)	E_s (kN/m^2)
0-0.5	2250	8820
0.5-2.5	3430	14,445.6
2.5-6	2950	11,564

$$D_f/B = 1.2/2 = 0.5 \Rightarrow \text{(جدول ۹-۶)} \Rightarrow C_d \approx 0.85$$

محاسبه‌ی $\sum_0^{z_2} \frac{I_z}{E_s}\Delta_z$ با استفاده از جدول زیر انجام می‌شود:

شماره‌ی لایه	Δ_z (m)	E_s (kN/m^2)	I_z در وسط لایه	$\frac{I_z}{E_s}\Delta z\left(m^2/kN\right)$
1	0.5	8820	0.3	1.7×10^{-5}
2	0.5	14,445.6	0.5	1.73×10^{-5}
3	1.5	14,445.6	0.493	5.12×10^{-5}
4	2.7	11,564	0.193	4.5×10^{-5}
				$\Sigma 13.06\times10^{-5}\left(m^2/kN\right)$

Scanned with CamScanner

بنابراین:

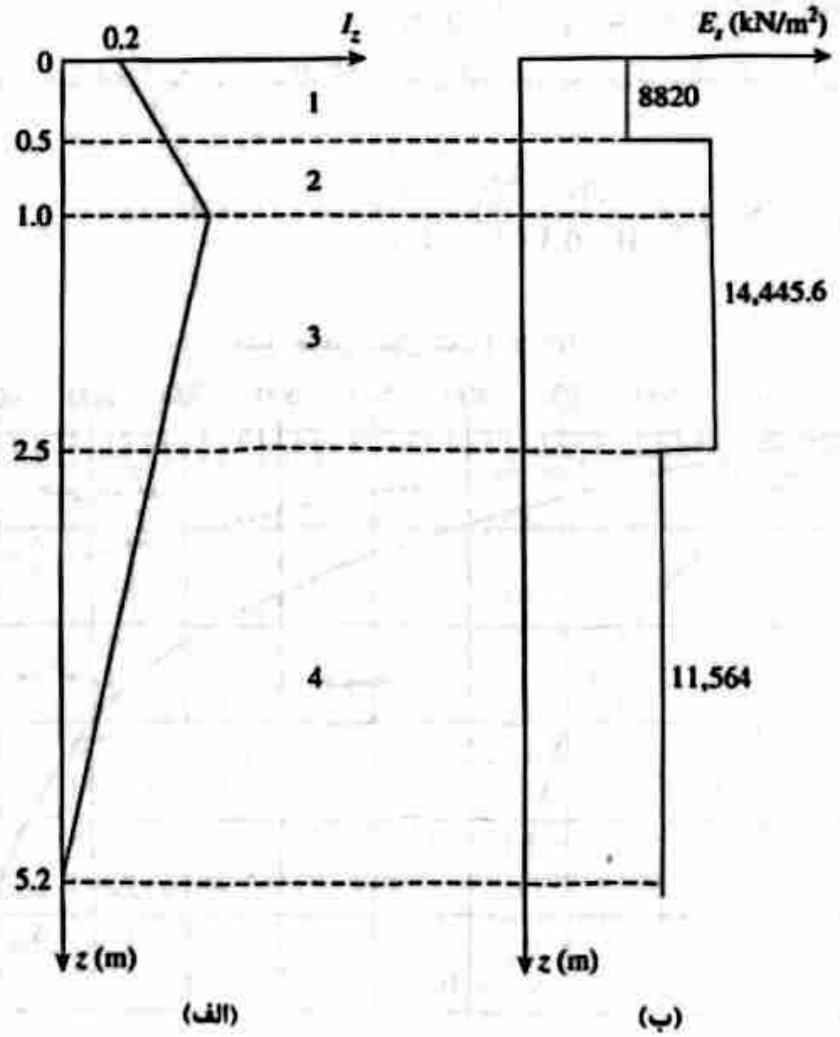
$$C_d(\bar{q}-q)\sum_0^{z_2}\frac{I_z}{E_s}\Delta_z=(0.85)(145-21)\left(13.06\times10^{-5}\right)=1376.5\times10^{-5}\,\text{m}$$

مقدار خزش بعد از اصلاح برابر است با:

$$0.02\left[\frac{0.1}{\frac{\Sigma(q_c\Delta_z)}{z_2}}\right]z_2\log\left(\frac{t\,\text{days}}{1\,\text{day}}\right)$$

$$\frac{\Sigma(q_c\Delta_z)}{z_2}=\frac{(2250\times0.5)+(3430\times2)+(2950\times2.7)}{5.2}$$

$$=3067.3\ \text{kN/m}^2\approx3.07\ \text{MN/m}^2$$



شکل ۹-۱۵

بنابراین نشست الاستیک برابر است با:

$$S_e = 1376.5\times10^{-5} + 0.02\left[\frac{0.1}{3.07}\right](5.2)\log\left(\frac{10\times365\,\text{days}}{1\,\text{day}}\right)$$

$$= 2583.3\times10^{-5}\,\text{m}$$

$$\approx 25.83\ \text{mm}$$ (قابل مقایسه با ۲۷/۸۳ میلیمتر مثال قبل)

۹-۶- نشست شالوده روی خاک ماسه‌ای برمبنای عدد نفوذ استاندارد

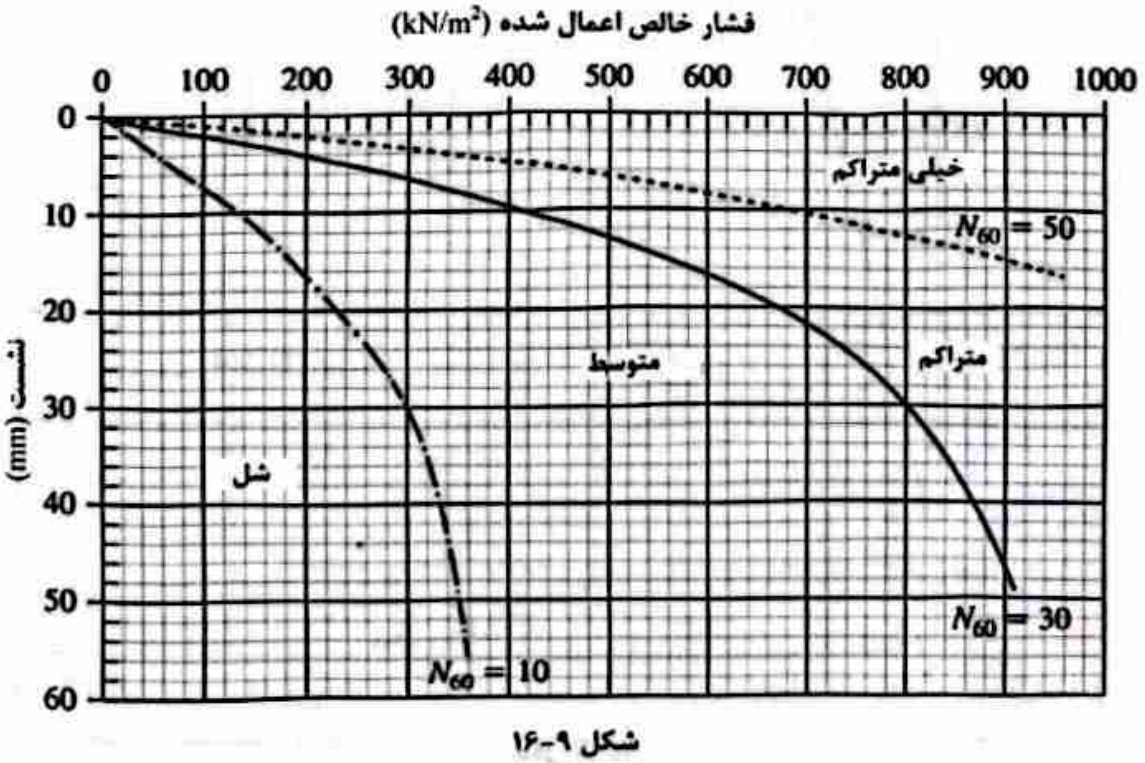
روش ترزاقی و پک

ترزاقی و پک اولین کسانی بودند که روش منطقی برای محاسبه‌ی نشست شالوده‌های سطحی روی خاک‌های دانه‌ای را ارائه دادند. آنها نشست الاستیک شالوده‌ی مربع ($S_{e,foundation}$) به ابعاد B را به نشست صفحه‌ی مربع به ابعاد ۳۰۰ میلیمتر ($S_{e,plate}$) تحت فشار یکسان با رابطه‌ی زیر همبسته نمودند:

$$S_{e,foundation} = S_{e,plate}\left(\frac{2B}{B+1}\right)^2\left(1-\frac{1}{4}\frac{D_f}{B}\right) \qquad (۴۲-۹)$$

که در آن B بر حسب فوت است. در دستگاه SI رابطه‌ی فوق بصورت زیر درمی‌آید که در آن B برحسب متر است.

$$S_{e,foundation} = S_{e,plate}\left(\frac{2B}{B+0.3}\right)^2\left(1-\frac{1}{4}\frac{D_f}{B}\right) \qquad (۴۳-۹)$$



شکل ۹-۱۶

جمله دست راست در دو رابطه فوق، کاهش نشست به علت عمق فونداسیون است. لئونارد (۱۹۸۶) پیشنهاد می‌کند به جای ضریب $\frac{1}{4}$ از ضریب $\frac{1}{3}$ استفاده شود. مقدار نشست $S_{e,plate}$ را می‌توان از شکل ۹-۱۶ تعیین نمود که برمبنای اطلاعات جمع‌آوری شده توسط ترزاقی و پک حاصل شده است (۱۹۶۷). هر چند که روابط فوق برای شالوده مربع حاصل شده ولی از آنها می‌توان برای شالوده‌ی مستطیل و نواری استفاده کرد.

مثال ۹-۶

شالوده‌ی مربع به ابعاد ۲/۵ متر در عمق ۱/۵ متر در لایه‌ی خاک ماسه‌ای با فشار خالص $120\ kN/m^2$ قرار دارد. وزن مخصوص ماسه $\gamma = 18.5\ kN/m^3$ و $N_{60} = 25$ می‌باشد. مقدار نشست شالوده چقدر است.

حل:

با توجه به فشار خالص $120\ kN/m^2$ و $N_{60} = 25$، از شکل ۹-۱۶، $S_{e,plate} = 4mm$ حاصل می‌شود. از رابطه‌ی ۹-۴۳ داریم:

$$S_{e,foundation} = S_{e,plate}\left(\frac{2B}{B+0.3}\right)^2\left(1-\frac{1}{3}\frac{D_f}{B}\right)$$

$$=(4)\left(\frac{2\times 2.5}{2.5+0.3}\right)^2\left(1-\frac{1}{3}\times\frac{1.5}{2.5}\right)=10.2\ mm$$

روش مایرهوف

فشار خالص تماسی برای شالوده مطابق زیر تعریف می‌شود:

$$q_{net} = \bar{q} - \gamma D_f$$

که در آن $\bar{q}$ فشار تماسی در تراز کف شالوده است. مایرهوف تنش خالص تماسی مجاز برای نشست ۲۵ میلیمتر را برحسب عدد نفوذ استاندارد N_{60} برای خاک‌های ماسه‌ای مطابق رابطه‌ی زیر تعریف نمود:

$$q_{net}\left(kN/m^2\right)=\frac{N_{60}}{0.08} \qquad (B\le 1.22\,m \text{ برای}) \qquad (۴۴-۹)$$

و

$$q_{net}\left(kN/m^2\right)=\frac{N_{60}}{0.125}\left(\frac{B+0.3}{B}\right)^2 \qquad (B> 1.22\,m \text{ برای}) \qquad (۴۵-۹)$$

باول (۱۹۷۷) رابطه‌ی همبستگی فوق را بصورت زیر اصلاح نمود:

$$q_{net}\left(kN/m^2\right)=\frac{N_{60}}{0.05}F_d\left(\frac{S_e}{25}\right) \qquad (B\le 1.22\,m \text{ برای}) \qquad (۴۶-۹)$$

و

Scanned with CamScanner

$$q_{net}\left(kN/m^2\right)=\frac{N_{60}}{0.08}\left(\frac{B+0.3}{B}\right)^2 F_d\left(\frac{S_e}{25}\right) \qquad (B>1.22\,m \text{ برای}) \qquad (۴۷-۹)$$

که در آن:

F_d = ضریب عمق = $1+0.33(D_f/B)$

B = عرض شالوده به متر

S_e = نشست برحسب میلیمتر

بنابراین:

$$S_e(mm)=\frac{1.25q_{net}(kN/m^2)}{N_{60}F_d} \qquad (B\le 1.22\,m \text{ برای}) \qquad (۴۸-۹)$$

و

$$S_e(mm)=\frac{2q_{net}(kN/m^2)}{N_{60}F_d} \qquad (B>1.22\,m \text{ برای}) \qquad (۴۹-۹)$$

N_{60} = عدد نفوذ استاندارد در محدوده‌ی کف شالوده و عمق 2B زیر آن.

روش بورلند و بوربیج

بورلند و بوربیج (۱۹۸۵) روشی برای محاسبه‌ی نشست شالوده‌های مستقر بر خاک‌های ماسه‌ای برحسب عدد نفوذ استاندارد N_{60} معرفی نمودند که بصورت گام به گام زیر قابل انجام است:

۱- تغییرات عدد نفوذ استاندارد برحسب عمق

در محل شالوده، عدد نفوذ استاندارد N60 را برحسب عمق به دست آورید. این عدد باید بصورت زیر اصلاح شود:

برای شن و شن ماسه‌دار:

$$N_{60(a)}\approx 1.25N_{60} \qquad (۵۰-۹)$$

برای ماسه ریز و ماسه‌ی لای‌دار در زیر سطح آب و برای $N_{60}>15$

$$N_{60(a)}\approx 15+0.5(N_{60}-15) \qquad (۵۱-۹)$$

که در آن:

N_{60} = $N_{60(a)}$ اصلاح شده

۲- تعیین عمق تاثیر تنش (z')

در تعیین عمق تاثیر تنش، حالات زیر را خواهیم داشت:

Scanned with CamScanner

حالت I

اگر N_{60} [یا $N_{60(a)}$] در عمق تقریباً ثابت باشد.

$$\frac{z'}{B_R} = 1.4\left(\frac{B}{B_R}\right)^{0.75} \qquad (۹-۵۲)$$

که در آن:

B_R = عرض ماخذ = مساوی ۰/۳ متر اگر B برحسب متر باشد.

B = عرض واقعی شالوده

حالت II

اگر N_{60} [یا $N_{60(a)}$] با عمق افزایش یابد، از رابطه‌ی ۹-۵۲ برای محاسبه‌ی z' استفاده می‌شود.

حالت III

اگر N_{60} [یا $N_{60(a)}$] با عمق کاهش یابد، $z' = 2B$ و یا عمق سطح زیرین شالوده تا کف لایه‌ی نرم (هر کدام که کوچکترند) می‌باشد.

۳- محاسبه‌ی نشست الاستیک

نشست الاستیک S_e را می‌توان از رابطه‌ی زیر محاسبه نمود:

$$\frac{S_e}{B_R} = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\left[\frac{1.25\left(\frac{L}{B}\right)}{0.25+\left(\frac{L}{B}\right)}\right]^2\left(\frac{B}{B_R}\right)^{0.7}\left(\frac{q'}{p_a}\right) \qquad (۹-۵۳)$$

که در آن:

α_1 = عدد ثابت

α_2 = نشانه‌ی فشارپذیری

α_3 = اصلاح عمق تاثیر

p_a = فشار اتمسفر = $100\ kN/m^2$

L = طول شالوده

در جدول ۹-۷ مقادیر q'، α_1، α_2، α_3 بر حسب خاک‌های مختلف ارائه شده است. داریم:

$\bar{N}_{60}$ یا $\bar{N}_{(60a)}$ = مقدار متوسط N_{60} یا $N_{60(a)}$ در عمق تاثیر تنش

جدول ۹-۷- خلاصه‌ی q'، α_1، α_2، α_3 برای خاک‌های مختلف

نوع خاک	q'	α_1	α_2	α_3
ماسه‌ی عادی تحکیم‌یافته	q_{net}	0.14	$\frac{1.71}{\left[\bar{N}_{60} \text{ یا } \bar{N}_{60(a)}\right]^{1.4}}$	
ماسه‌ی پیش تحکیم‌یافته $(q_{net} \le \sigma'_c)$	q_{net}	0.047	$\frac{1.57}{\left[\bar{N}_{60} \text{ یا } \bar{N}_{60(a)}\right]^{1.4}}$	$\alpha_3 = \frac{H}{z'}\left(2-\frac{H}{z'}\right)$ (if $H \le z'$) or $\alpha_3 = 1$ (if $H > z'$)
که در آن: σ'_c = فشارپیش‌تحکیمی				H = عمق لایه‌ی با قابلیت فشردگی
ماسه‌ی پیش تحکیم‌یافته $(q_{net} > \sigma'_c)$	$q_{net} - 0.67\sigma'_c$	0.14	$\frac{0.57}{\left[\bar{N}_{60} \text{ یا } \bar{N}_{60(a)}\right]^{1.4}}$	

مثال ۹-۷

شالوده‌ی سطحی به ابعاد ۱/۷۵×۱/۷۵ متر قرار است روی لایه‌ای از خاک ماسه احداث شود. همچنین داریم:

$D_f = 1\,m$

افزایش با عمق = N_{60}

$\bar{N}_{60} = 10, q_{net} = 120\,kN/m^2$ (در عمق تاثیر تنش)

لایه‌ی ماسه‌ای، عادی تحکیم یافته است. با استفاده از روش بورلند و بوربیج استفاده کنید.

حل:

از رابطه‌ی ۹-۵۲ داریم:

$$\frac{z'}{B_R} = 1.4\left(\frac{B}{B_R}\right)^{0.75}$$

عمق تاثیر تنش:

$$z' = 1.4\left(\frac{B}{B_R}\right)^{0.75} \quad B_R = (1.4)(0.3)\left(\frac{1.75}{0.3}\right)^{0.75} \approx 1.58\,m$$

از رابطه‌ی ۹-۵۳ می‌توان نوشت:

$$\frac{S_e}{B_R} = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\left[\frac{1.25\left(\frac{L}{B}\right)}{0.25+\left(\frac{L}{B}\right)}\right]^2\left(\frac{B}{B_R}\right)^{0.7}\left(\frac{q'}{p_a}\right)$$

Scanned with CamScanner

برای ماسه‌ی عادی تحکیم یافته از جدول ۹-۷ داریم:

$$\alpha_1 = 0.14$$

$$\alpha_2 = \frac{1.71}{(\bar{N}_{60})^{1.4}} = \frac{1.71}{(10)^{1.4}} = 0.068$$

$$\alpha_3 = 1$$

$$q' = q_{net} = 120 kN/m^2$$

بنابراین:

$$\frac{S_e}{0.3} = (0.14)(0.068)(1)\left[\frac{1.25\left(\frac{1.75}{1.75}\right)}{0.25+\left(\frac{1.75}{1.75}\right)}\right]^2\left(\frac{1.75}{0.3}\right)^{0.7}\left(\frac{120}{100}\right)$$

$$S_e \approx 0.0118 m = 11.8 mm$$

مثال ۹-۸

مثال ۹-۶ را با استفاده از روش مایرهوف حل کنید.

حل:

از رابطه‌ی ۹-۴۹ داریم:

$$S_e = \frac{2q_{net}}{(N_{60})(F_d)}\left(\frac{B}{B+0.3}\right)^2$$

$$F_d = 1+0.33(D_f/B) = 1+0.33(1/1.75) = 1.19$$

$$S_e = \frac{(2)(120)}{(10)(1.19)}\left(\frac{1.75}{1.75+0.3}\right)^2 = 14.7 mm$$

۹-۷- بررسی نشست خاک با منظور کردن تغییرات سختی با تراز تنش

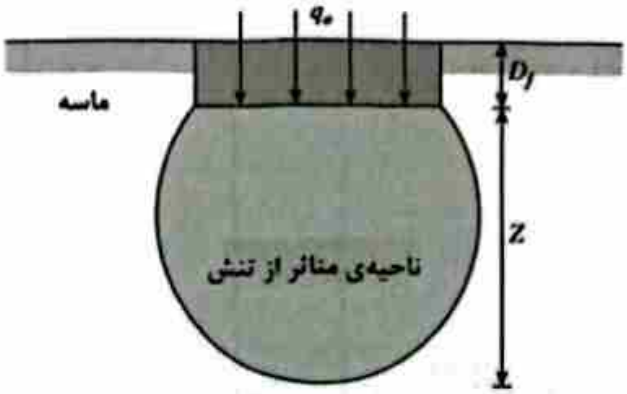
در اغلب روش‌های پیش‌بینی نشست، سختی خاک توسط آزمایش‌های نفوذ مثل SPT یا CPT صورت گرفته و برای ضریب الاستیسیته مقدار ثابتی مثل $E_s = 2.5\ q_c$ در نظر گرفته می‌شود. بیرادی و لاسولوتا (۱۹۹۱) پی بردند که سختی خاک با تراز تنش تغییر می‌کند و با افزایش تراز کرنش، ضریب الاستیسیته کاهش می‌یابد. بر این اساس روش پیشرفته‌ای پیشنهاد نمودند که در آن برای تعیین سختی خاک، تراز تنش را منظور نمودند.

شکل ۹-۱۷ شالوده‌ای را نشان می‌دهد که روی خاک ماسه‌ای قرار دارد و در آن ناحیه‌ی متاثر از تنش تا عمق Z در زیر شالوده گسترش یافته است. عمق Z بین B تا 2B متغیر است. برای شالوده‌ی مربع Z = B و برای شالوده‌ی نواری Z = 2B منظور می‌شود. برای شالوده‌ی مستطیلی Z را می‌توان توسط رابطه‌ی زیر درون‌یابی کرد.

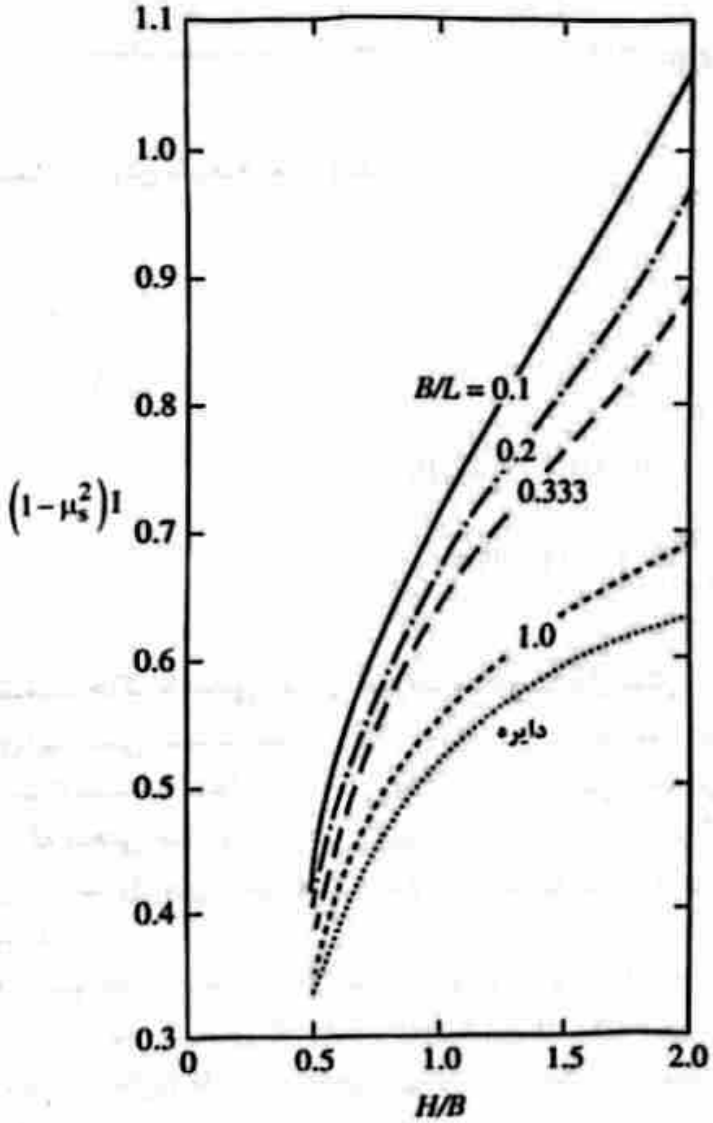
$$\frac{Z}{B} = 1+\log\left(\frac{L}{B}\right) \qquad (۵۴-۹)$$

Scanned with CamScanner

که در آن L/B به عدد ۱۰ (یعنی شالوده‌ی نواری) محدود می‌شود.



شکل ۹-۱۷- شالوده و ناحیه‌ی متاثر از تنش



شکل ۹-۱۸- تغییرات $\left(1-\mu_s^2\right)I$ برحسب H/B

با تحلیل الاستیک، نشست الاستیک شالوده با ابعاد B و L که روی محیط الاستیک قرار دارد، از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$S_e = \frac{q_o B}{E_s}\left(1-\mu_s^2\right)I \qquad (۵۵-۹)$$

که در رابطه‌ی فوق:

q_o = فشار خالص موثر

B = عرض شالوده

E_s = مدول الاستیسیته

μ = نسبت پواسون

I = ضریب تاثیر که بستگی به ابعاد شالوده دارد. با فرض $\mu_s = 0.15$ و شالوده‌ی صلب، مقدار $\left(1-\mu_s^2\right)I$ از شکل ۹-۱۸ به دست می‌آید.

H = عمق خاک قابل فشردگی

اعمال بار از شالوده، باعث افزایش سختی خاک می‌شود. جانبو (۱۹۶۳) پیشنهاد کرد که مدول الاستیسیته می‌تواند از رابطه‌ی زیر به دست آید:

$$E_s = K_E p_a \left(\frac{\sigma'_o + 0.5\Delta\sigma'_o}{p_a}\right)^{0.5} \qquad (۵۶-۹)$$

که در رابطه‌ی فوق:

K_E = عدد بدون بعد سختی ماسه که بستگی به تراکم نسبی، تراز کرنش، و عمق ناحیه‌ی تحت تاثیر دارد.

$\Delta\sigma'_o$ = افزایش تنش قائم موثر در مرکز ناحیه‌ی تحت تاثیر به علت بار شالوده

p_a = فشار جو (مساوی $100\ kN/m^2$).

طبق پیشنهاد لانسولتا (۲۰۰۹)، در تراز کرنش ۰/۱ درصد (S_e/B) داریم:

$$K_{E.0.1\%} = 9.1D_r + 92.5 \quad (\text{برای } Z = B) \qquad (۵۷-۹)$$

و

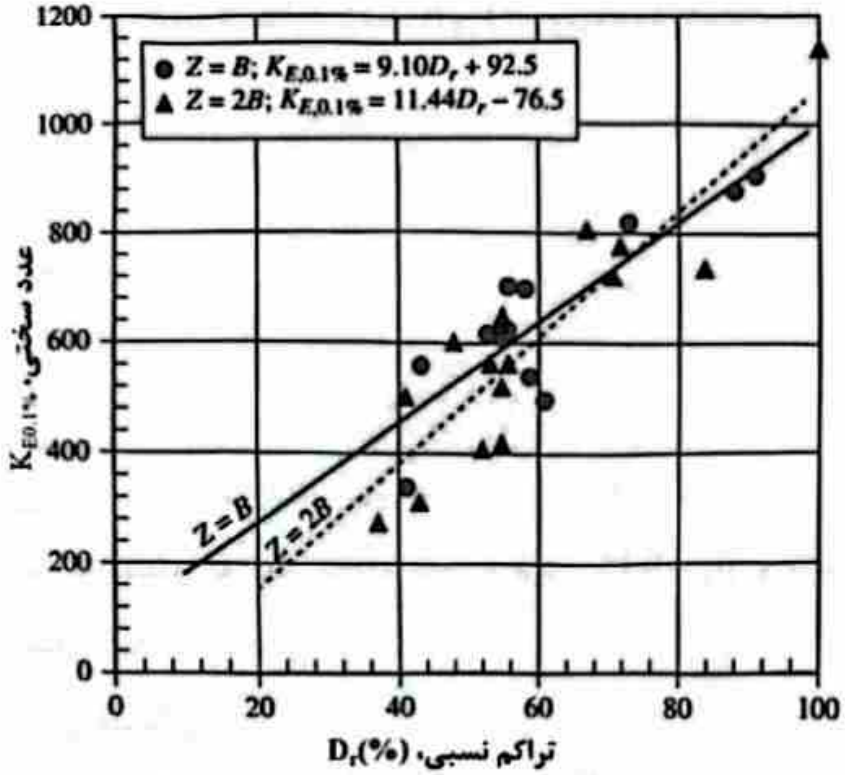
$$K_{E.0.1\%} = 11.44D_r - 76.5 \quad (\text{برای } Z = 2B) \qquad (۵۸-۹)$$

که در آن D_r تراکم نسبی برحسب درصد است (شکل ۹-۱۹).

برای دو مقدار D_r از روابط فوق داریم:

D_r	$K_{E0.1\%}$	
	رابطه ۹-۵۷	رابطه ۹-۵۸
60%	638.5	609.9
80%	820.5	838.7

Scanned with CamScanner



شکل ۹-۱۹- تغییرات $K_{E.0.1\%}$ برحسب تراکم نسبی D_r برای Z = B و Z = 2B

نتایج فوق خیلی بهم نزدیک هستند. پس می‌توان بین دو حالت Z = B و Z = 2B از میان‌یابی استفاده کرد.

مقدار D_r از رابطه‌ی زیر قابل تعیین است (اسکمپتون).

$$D_r = \left[\frac{(N_1)_{60}}{60}\right]^{0.5} \qquad (۵۹-۹)$$

برای $(N_1)_{60}$ می‌توان از مقدار متوسط در عمق موثر استفاده نمود.

طبق تحقیقات براردی و همکاران (۱۹۹۱) مدول K_E را در تراز کرنش‌های مختلف می‌توان از رابطه‌ی زیر محاسبه نمود (شکل ۹-۲۰):

$$\frac{K_{E\left(\frac{S_e}{B}\%\right)}}{K_{E,0.1\%}} = 0.008\left(\frac{S_e}{B}\right)^{-0.7} \qquad (۶۰-۹)$$

براردی و لاتسلوتا (۲۰۰۹) پیشنهاد می‌کنند:

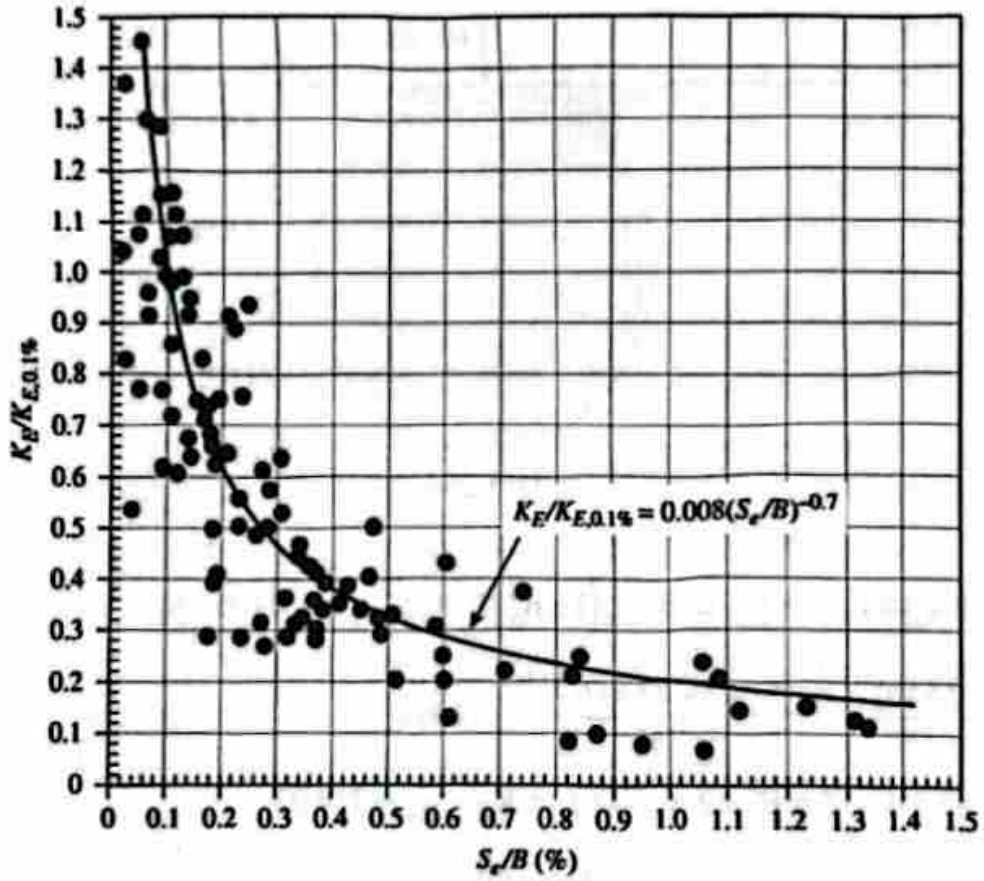
$$\frac{E_s}{E_{s,0.1\%}} = 0.008\left(\frac{S_e}{B}\right)^{-0.7} \qquad (۶۱-۹)$$

Scanned with CamScanner

که در آن $E_{s,0.1\%}$ مدول الاستیسیته‌ی ماسه در کرنش قائم $\varepsilon_v = S_e/B = 0.1\%$ می‌باشد. مقدار $K_{E,0.1\%}$ به دست آمده از شکل ۹-۱۹ با رابطه ۹-۵۷ و ۹-۶۲ را می‌توان برای تعیین $E_{s,0.1}$ در رابطه‌ی ۹-۵۶ قرار داد.

مجدداً از روابط ۹-۵۵ و ۹-۶۱ داریم:

$$\left(\frac{S_e}{B}\right)^{0.3} = \frac{125 q_o \left(1-\mu_s^2\right) I}{E_{s,0.1\%}} \qquad (۹-۶۲)$$



شکل ۹-۲۰- نسبت $K_E/K_{E,0.1\%}$ برحسب S_e/B

مثال ۹-۹

شالوده‌ی مربع به ابعاد ۲×۲m در عمق ۰/۵ متری در لایه‌ی ماسه‌ای قرار گرفته و بار ۱۰۰۰ کیلونیوتن را حمل می‌کند. وزن مخصوص ماسه $19\ kN/m^3$ و $(N_1)_{60}$ آن ۲۸ می‌باشد. با فرض نسبت پواسون مساوی ۰/۱۵، نشست شالوده را محاسبه کنید (شکل ۹-۲۱).

حل:

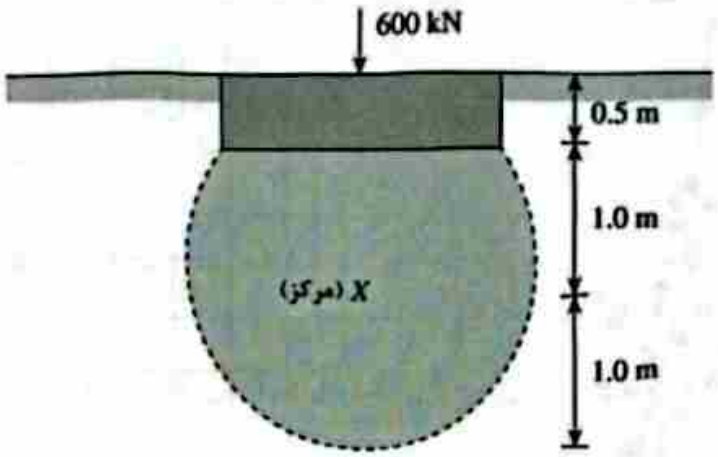
$$\text{فشار وارده} = \frac{600}{2\times 2} = 150\ kN/m^2$$

رابطه (۹-۵۹) : $D_r = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{60}} = \sqrt{\frac{28}{60}} = 0.683$ یا 68.3%

در X $\Rightarrow \sigma'_o = 1.5 \times 19 = 28.5\ kN/m^2$

در X $\Rightarrow \Delta\sigma'_o = \frac{150 \times 2 \times 2}{(2+1)(2+1)} = 66.7\ kN/m^2$ (با فرض توزیع ۲ قائم به ۱ افقی)

$Z = B = 2.0\,m$ (عمق تاثیر)



شکل ۹-۲۱

شکل ۹-۱۸ $\Rightarrow H/B = 1$, $L/B = 1, \left(1-\mu_s^2\right)I = 0.56.$, $p_a \approx 100\ kN/m^2$

$$\left(\frac{\sigma'_o + 0.5\Delta\sigma'_o}{p_a}\right)^{0.5} = \left(\frac{28.5 + 0.5 \times 66.7}{100}\right)^{0.5} = 0.786$$

$D_r = 68.3\%$, $Z = B$ (رابطه‌ی ۹-۵۷) $\Rightarrow K_{E,0.1\%} = 714.03$

با رابطه‌ی ۹-۵۶ $\Rightarrow E_{s,0.1\%} = K_{E,0.1\%} p_a \left(\frac{\sigma'_o + 0.5\Delta\sigma'_o}{p_a}\right)^{0.5} = 714.3 \times 100 \times 0.786 \approx 56{,}144\ kN/m^2$

با قراردادن مقدار فوق در رابطه‌ی ۹-۶۲،

$$\left(\frac{S_e}{B}\right)^{0.3} = \frac{125 \times 150 \times 0.56}{56{,}144} = 0.187$$

$\Rightarrow S_e/B = 0.00375 \Rightarrow S_e = 0.00374 \times 2000 = 7.48\ mm$

Scanned with CamScanner

۹-۸- نشست برپایه آزمایش پرسیومتر (PMT)[1]

برباد (۲۰۰۷) برمبنای آزمایش پرسیومتر روشی برای محاسبه‌ی نشست شالوده‌ها پیشنهاد نمود که بصورت گام به گام ارائه می‌شود:

گام ۱- در نقطه موردنظر آزمایش پرسیومتر را در اعماق مختلف انجام داده و نمودار p_p (فشار در سلول اندازه‌گیری برای انبساط حفره) را در مقابل $\Delta R/R_o$ (R_o شعاع اولیه حفره‌ی PMT و ΔR افزایش شعاع حفره) رسم نمایید (شکل ۹-۲۲- الف).

گام ۲- مطابق شکل ۹-۲۲- الف خط مستقیم نمودار را ادامه دهید تا محور افقی را قطع کند. محور قائم را به این نقطه منتقل کنید.

گام ۳- مطابق بخش ۹-۵، نمودار ضریب تاثیر کرنش را برای شالوده‌های موردنظر رسم کنید. از نتایج آزمایش‌های PMT در اعماق مختلف برای اینکار استفاده کنید. با توجه به شکل ۹-۲۲- ب، این کار بدینصورت انجام می‌شود:

برای هر مقدار $\Delta R/R_o$، مقادیر p_p را با $p_{p(1)}$، $p_{p(2)}$، $p_{p(3)}$ و ... نشان دهید. مقدار متوسط p_p را می‌توان بصورت زیر تعیین نمود:

$$p_{p(m)} = \frac{A_1}{A} p_{p(1)} + \frac{A_2}{A} p_{p(2)} + \frac{A_3}{A} p_{p(3)} + \dots \qquad (۹-۶۳)$$

که در آن A_1، A_2 و A_3 مساحت سهمیه هر آزمایش در نمودار ضریب تاثیر کرنش هستند:

$$A = A_1 + A_2 + A_3 + \dots \qquad (۹-۶۴)$$

گام ۴- بر پایه‌ی نتایج گام ۳، مطابق شکل ۹-۲۲- ب، نمودار $p_{p(m)}$ را در مقابل $\Delta R/R_o$ رسم کنید.

گام ۵- حال با استفاده از رابطه‌های زیر، منحنی PMT متوسط را می‌توان برای رسم نمودار بار نشست شالوده استفاده کرد:

$$\frac{S_e}{B} = 0.24 \frac{\Delta R}{R_o} \qquad (۹-۶۵)$$

و

$$q_o = f_{L/B} f_e f_\delta f_{\beta,d} \Gamma p_{p(m)} \qquad (۹-۶۶)$$

که در آن:

S_e = نشست الاستیک شالوده

B = عرض شالوده

L = طول شالوده

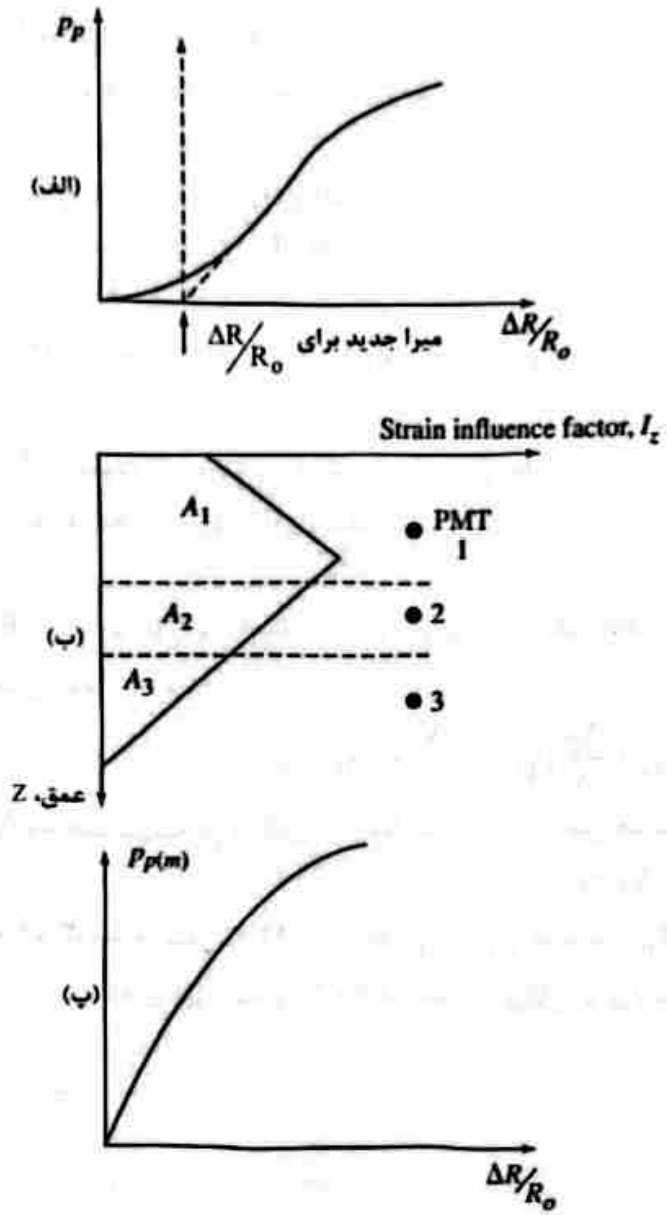
q_o = بار خالص وارد بر واحد سطح شالوده

Γ = تابع گاما که q_o و $p_{p(m)}$ را به هم ربط می‌دهد.

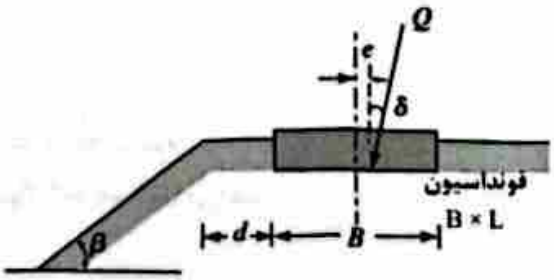
---

1 - Pressure Meter Test (PMT)

Scanned with CamScanner



شکل ۹-۲۲- (الف) نمودار p_p در مقابل $\Delta R/R_o$، (ب) متوسط‌گیری از نمودارهای پرسیومتر در ناحیه‌ی تاثیر شالوده، (پ) نمودار $p_{p(m)}$ در مقابل $\Delta R/R_o$



شکل ۹-۲۳- تعریف پارامترهای β، L، d، δ، β، e و β

$$f_{L/B} = \text{ضریب شکل} = 0.8 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right) \quad (۶۷-۹)$$

$$f_e = \text{ضریب برون‌محوری} = 1 - 0.33\left(\frac{e}{B}\right) \quad \text{(مرکز)} \quad (۶۸-۹)$$

$$f_e = \text{ضریب برون‌محوری} = 1 - \left(\frac{e}{B}\right)^{0.5} \quad \text{(لبه)} \quad (۶۹-۹)$$

$$f_\delta = \text{ضریب شیب بار} = 1 - \left[\frac{\delta(\text{deg})}{90}\right]^2 \quad \text{(مرکز)} \quad (۷۰-۹)$$

$$f_\delta = \text{ضریب شیب بار} = 1 - \left[\frac{\delta(\text{deg})}{360}\right]^2 \quad \text{(لبه)} \quad (۷۱-۹)$$

$$f_{\beta,d} = \text{ضریب شیب} = 0.8\left(1 + \frac{d}{B}\right)^{0.1} \quad \text{(شیب 3H:1V)} \quad (۷۲-۹)$$

$$f_{\beta,d} = \text{ضریب شیب} = 0.7\left(1 + \frac{d}{B}\right)^{0.15} \quad \text{(شیب 2H:1V)} \quad (۷۳-۹)$$

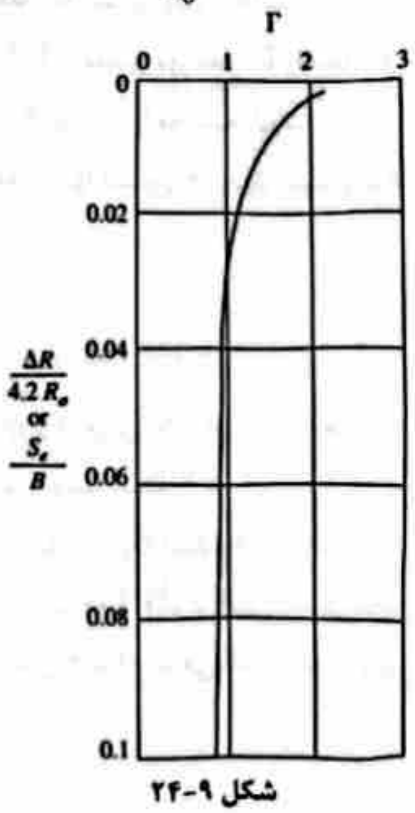
δ = زاویه بار با امتداد قائم

β = زاویه‌ی شیب با افق

d = فاصله‌ی شالوده از لبه‌ی شیب

پارامترهای فوق در شکل ۹-۲۳ نشان داده شده‌اند.

شکل ۹-۲۴ نمودار طراحی Γ را برحسب S_e/B یا $0.24\frac{\Delta R}{R_o}$ را نشان می‌دهد.



شکل ۹-۲۴

گام ۶- برپایه مقادیر B/L، e/B، δ و d/B مقادیر $f_{L/B}$، f_e، f_δ و $f_{\beta,d}$ را محاسبه کنید. همچنین مقدار زیر را محاسبه کنید:

$$f = \left(f_{L/B}\right)\left(f_e\right)\left(f_\delta\right)\left(f_{\beta,d}\right) \qquad (۷۴-۹)$$

بنابراین:

$$q_o = f\,\Gamma\,p_{p(m)} \qquad (۷۵-۹)$$

گام ۷- جدولی مطابق جدول ۹-۸ تهیه کنید.

گام ۸- جدول ۹-۸ را بصورت زیر تکمیل کنید:

(الف) ستون ۱- مقادیر مختلفی برای $\Delta R/R_o$ فرض کنید.

(ب) ستون ۲- برای مقادیر $\Delta R/R_o$، مقدار $p_{p(m)}$ را از شکل ۹-۲۲- پ تعیین کنید.

جدول ۹-۸- محاسبات لازم برای تعیین نمودار بار نشست

$\Delta R/R_o$	$p_{p(m)}$	S_e/B	S_e	Γ	q_o
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)

(پ) ستون ۳- از رابطه‌ی ۹-۶۵، مقادیر S_e/B را از مقادیر $\Delta R/R_o$ ستون ۱ محاسبه کنید.

(ت) ستون ۴- با توجه به مقدار معلوم B، مقادیر S_e را محاسبه کنید.

(ث) ستون ۵- با استفاده از شکل ۹-۲۴، مقادیر موردنظر Γ را محاسبه کنید.

(ج) ستون ۶- با استفاده از رابطه‌ی ۹-۷۵، q_o را محاسبه کنید.

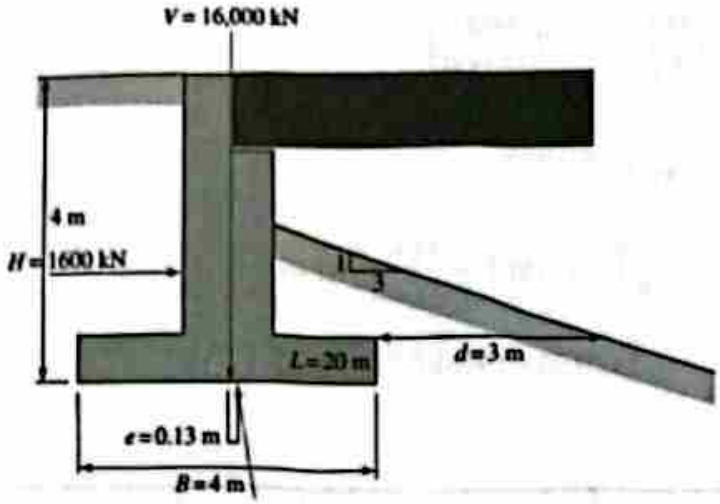
(چ) نمودار S_e (ستون ۴) را در مقابل q_o (ستون ۶) رسم کنید و برحسب مقدار q_o، مقدار نشست S_e را محاسبه کنید.

مثال ۹-۱۰

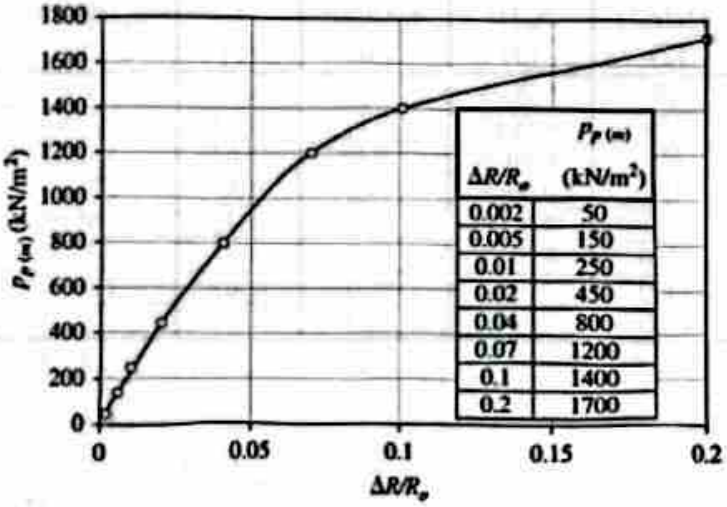
مطابق شکل ۹-۲۵- الف، شالوده‌ای به عرض ۴ و طول ۲۰ متر را در نظر بگیرید که پایه‌ی کناری پلی می‌باشد. خاک زیر آن ماسه با تراکم متوسط است.

بار قائم ۱۶۰۰۰ کیلونیوتن بر شالوده موثر است. به علت فشار جانبی خاک، بار افقی ۱۶۰۰ کیلونیوتن بر آن اعمال می‌شود. بار برآیند به علت دوبار قائم و افقی با برون‌محوری ۰/۱۳ متر اعمال می‌شود. نتایج متوسط آزمایش پرسیومتر مطابق شکل ۹-۲۵- ب می‌باشد. نشست ناشی از بارگذاری را محاسبه کنید.

Scanned with CamScanner



(الف)



$\Delta R/R_o$	$P_{p(u)}$ (kN/m²)
0.002	50
0.005	150
0.01	250
0.02	450
0.04	800
0.07	1200
0.1	1400
0.2	1700

(ب)

شکل ۹-۲۵

حل:

داریم: $B = 4\,m$, $L = 20\,m$, $d = 3\,m$, شیب $= 3H:1V$

$$f_{L/B} = 0.8 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right) = 0.8 + 0.2\left(\frac{4}{20}\right) = 0.84$$

$$f_{e(center)} = 1 - 0.33\left(\frac{e}{B}\right) = 1 - 0.33\left(\frac{0.13}{4}\right) = 0.99$$

$$f_{\delta(center)} = 1 - \left(\frac{\delta}{90}\right)^2$$

Scanned with CamScanner

$$\delta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{V}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1600}{16{,}000}\right) = 5.71°$$

$$f_\delta = 1 - \left(\frac{5.71}{90}\right)^2 = 0.996$$

$$f_{B,d} = 0.8\left(1 + \frac{d}{B}\right)^{0.1} = 0.8\left(1 + \frac{3}{4}\right)^{0.1} = 0.846$$

$$f = f_{L/B} f_e f_\delta f_{B,d} = (0.84)(0.99)(0.996)(0.845) = 0.7$$

حال می‌توان جدول زیر را تهیه نمود.

$\Delta R/R_o$ (1)	$p_{p(m)}$ (kN/m^2) (2)	S_e/B (3)	S_e (mm) (4)	Γ (5)	q_o (kN/m^2) (6)	q_o (MN) (7)
0.002	50	0.0005	2.0	2.27	79.45	6.36
0.005	150	0.0012	4.8	2.17	227.85	18.23
0.01	250	0.0024	9.6	2.07	362.25	28.98
0.02	450	0.0048	19.2	1.83	576.45	46.12
0.04	800	0.0096	38.4	1.40	784.00	62.72
0.07	1200	0.0168	67.2	1.17	982.8	78.62
0.10	1400	0.024	96.0	1.07	1048.6	83.89
0.20	1700	0.048	192.0	0.90	1071.0	85.68

ستون ۱ و ۲: از شکل ۹-۲۵-ب

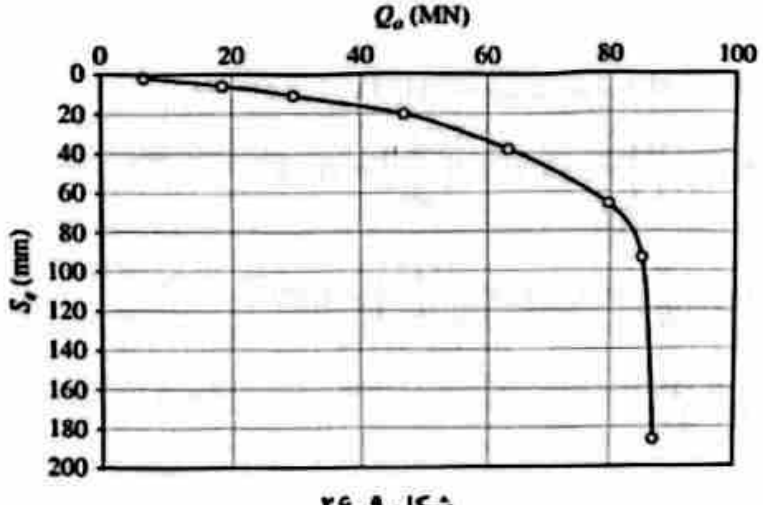
ستون ۳: $S_e/B = (0.24)$ (ستون ۱)

ستون ۴: $S_e = (B = 4000\ mm)$ (ستون ۳)

ستون ۵: از شکل ۹-۲۴

ستون ۶: $f\Gamma p_{p(m)} = (0.7)(\Gamma)p_{p(m)} = q_o$

ستون ۷: $(B \times L) = Q_o$ (ستون ۶)



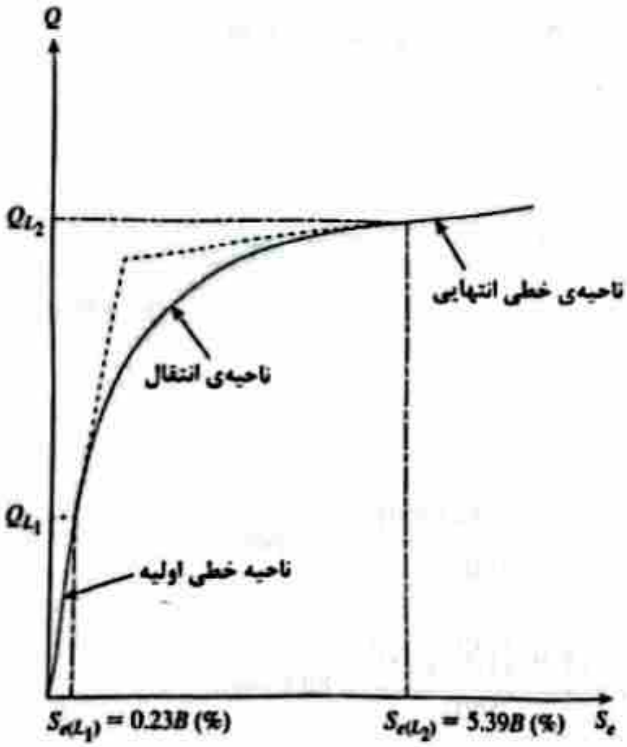
شکل ۹-۲۶

Scanned with CamScanner

شکل ۹-۲۶ نشان دهنده‌ی نمودار Q_0 در مقابل S_e است. ملاحظه می‌شود که برای بار ۱۶۰۰۰ کیلونیوتن، مقدار نشست $S_e = 4.2$ mm است.

۹-۹- محاسبه‌ی نشست با استفاده از روش L_1-L_2

آکباس و کولهاوی (۲۰۰۹) ۱۶۷ نمودار بار- نشست را که از آزمایش‌های میدانی به دست آمده بودند مورد ارزیابی قرار دادند. بر پایه‌ی این ارزیابی طبیعت عمومی نمودار بار- نشست مطابق شکل ۹-۲۷ است. مماس‌های مرسوم بر قسمت ابتدایی و انتهایی نمودار درشکل نشان داده شده است. در این نمودار بار Q_{L1} در نشستی مساوی $S_{e(L_1)} = 0.23B(\%)$ و بار Q_L در نشست $S_{e(L_2)} = 5.39B(\%)$ رخ می‌دهد. همچنین لازم به ذکر است که Q_{L2} بار نهایی وارد بر فونداسیون است. به علاوه نمودار Q برحسب S_e مطابق رابطه زیر قابل بیان است:



شکل ۹-۲۷

$$\frac{Q}{Q_{L_2}} = \frac{\left(\frac{S_e}{B}\right)}{0.69\left(\frac{S_e}{B}\right)+1.68} \qquad (۹-۷۶)$$

که در آن S_e/B برحسب درصد می‌باشد. برای تعیین بار Q برای نشست معلوم، لازمست Q_u معلوم باشد. برای این کار می‌توان از رابطه‌های ظرفیت باربری در فصل ششم و یا رابطه‌ی زیر طبق پیشنهاد آکباس و کولهاوی استفاده کرد:

$B > 1m$

$$Q_{L_2} = Q_u = \left[\frac{1}{2}\gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma c} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qc}\right] A \qquad (۹-۷۷)$$

Scanned with CamScanner

که در آن:

A = مساحت شالوده

$B \le 1m$

$$Q_{L2} = \left[\frac{1}{2}\gamma N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma c} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qc}\right] A \qquad (۹-۷۸)$$

مثال ۹-۱۱

برای شالوده‌ی متکی بر خاک ماسه‌ای اطلاعات زیر در دست است:

شالوده: $B = 1.5m\ ;\ D_f = 1m$

ماسه: $\gamma = 16.5 kN/m^3\ ;\ \phi' = 35°\ ;\ G_s = 280 kN/m^2$

بار وارده: $Q = 800\ kN$

مطلوبست:

(الف) $S_{e(L_1)}$

(ب) $S_{e(L_2)}$

(پ) نشست S_e برای بار $Q = 800kN$

حل:

قسمت (الف):

$$S_{e(L_1)} = 0.23B(\%) = \frac{(0.23)(1.5\times 1000)}{100} = 3.45mm$$

قسمت (ب):

$$S_{e(L_2)} = 5.39B(\%) = \frac{(5.39)(1.5\times 1000)}{100} = 80.85mm$$

قسمت (پ):

B بزرگتر از ۱ است. از رابطه‌ی ۹-۷۷ داریم:

$$Q_{L2} = \left[\frac{1}{2}\gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma c} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qc}\right] A$$

$\gamma = 16.5 kN/m^3\ ;\ B = 1.5m\ ;\ q = \gamma D_f = (16.5)(1) = 16.5\ kN/m^2$

جدول ۷-۱-الف $\Rightarrow \phi' = 35°, N_\gamma = 48.03\ ,\ N_q = 33.3$

جدول ۷-۱-ب $\Rightarrow F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\tan\phi' = 1 + \left(\frac{1.5}{1.5}\right)\tan 35 = 1.7$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4\left(\frac{B}{L}\right) = 1 - (0.4)\left(\frac{1.5}{1.5}\right) = 0.6$$

Scanned with CamScanner

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi'(1-\sin\phi')^2\left(\frac{D_f}{B}\right) = 1 + 2\tan 35(1-\sin 35)^2\left(\frac{1}{1.5}\right) \approx 1.17$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

محاسبه‌ی F_{qc} و $F_{\gamma c}$ از روابط فصل ششم (با $c = 0$):

$$I_r = \frac{G_s}{q\tan\phi'} = \frac{280}{(16.5)(\tan 35)} = 24.23$$

$$I_{r(cr)} = \frac{1}{2}\left\{\exp\left[\left(3.3 - 0.45\frac{B}{L}\right)\cot\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)\right]\right\}$$

$$= \frac{1}{2}\left\{\exp\left[\left(3.3 - 0.45\frac{1.5}{1.5}\right)\cot\left(45 - \frac{35}{2}\right)\right]\right\} = 119.3$$

$$I_r < I_{r(cr)}$$

$$F_{\gamma c} = F_{qc} = \exp\left\{\left[-4.4 + 0.6\left(\frac{B}{L}\right)\right]\tan\phi' + \frac{(3.07\sin\phi')(\log 2I_r)}{1+\sin\phi'}\right\}$$

$$F_{\gamma c} = F_{qc} = \exp\left\{\left[-4.4 + 0.6\left(\frac{1.5}{1.5}\right)\right]\tan 35 + \frac{(3.07\sin 35)(\log 2\times 24.23)}{1+\sin 35}\right\}$$

$$= 0.461$$

بنابراین:

$$Q_{L_2} = \left[\begin{matrix}\left(\frac{1}{2}\right)(16.5)(1.5)(48.03)(0.6)(1)(0.461) \\ +(16.5)(33.3)(1.7)(1.7)(0.461)\end{matrix}\right](1.5\times 1.5) = 1467.4\ \text{kN}$$

با قراردادن Q و Q_L در رابطه‌ی ۹-۶۷ داریم:

$$\frac{800}{1467.4} = \frac{\left(\frac{S_e}{B}\right)}{0.69\left(\frac{S_e}{B}\right)+1.68} \Rightarrow \frac{S_e}{B} = 1.467\%$$

$$S_e = (1.467)\left(\frac{1.5\times 1000}{100}\right) \approx 22.0\ \text{mm}$$

۹-۱۰- اثر بالا آمدن تراز آب زیرزمینی بر نشست الاستیک

ترزاقی (۱۹۴۳) پیشنهاد نمود که بالا آمدن تراز آب زیرزمینی باعث کاهش سختی خاک به نصف می‌شود که نتیجه‌ی آن دو برابر شدن نشست است. در صورتیکه عمق آب زیرزمینی بزرگتر از 1.5B تا 2B زیر تراز سطح زیرین شالوده باشد (B عرض شالوده)، تاثیری در نشست شالوده نخواهد داشت. نشست الاستیک کل S'_e به علت بالا آمدن تراز آب زیرزمینی، با رابطه‌ی زیر قابل بیان است:

$$S'_e = S_e C_w \qquad (۷۹-۹)$$

که در آن:

S_e = نشست الاستیک قبل از بالا آمدن تراز آب زیرزمینی

C_w = ضریب اصلاح آب زیرزمینی

در ادامه روابط تجربی برای C_w ارائه می‌شود (شکل ۹-۲۸).

• پک، هنسن، و تورن برن (۱۹۷۴):

$$C_w = \frac{1}{0.5 + 0.5\left(\frac{D_w}{D_f + B}\right)} \geq 1 \qquad (۹-۸۰)$$

• تنگ (۱۹۸۲):

$$C_w = \frac{1}{0.5 + 0.5\left(\frac{D_w - D_f}{B}\right)} \leq 2 \qquad (۹-۸۱)$$

(تراز آب زیرزمینی زیر کف شالوده)

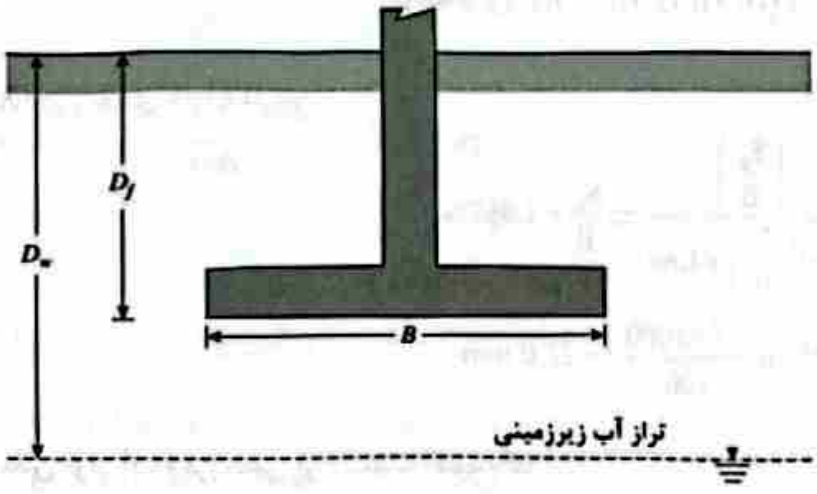
• باول (۱۹۷۷):

$$C_w = 2 - \left(\frac{D_w}{D_f + B}\right) \qquad (۹-۸۲)$$

به هر حال روابط ارائه شده تقریبی بوده و همگرایی کافی بین نتایج حاصل از آنها نیست.

روش شهریار و همکاران (۲۰۱۴)

وقتی که تراز آب زیرزمینی در مجاورت شالوده است، وزن مخصوص خاک برای محاسبه‌ی ظرفیت باربری کاهش می‌یابد. هرگونه بالا آمدن تراز آب زیرزمینی درآینده ظرفیت باربری نهایی را کاهش می‌دهد.



شکل ۹-۲۸- تاثیر بالا آمدن تراز آب زیرزمینی روی نشست الاستیک خاک دانه‌ای

به علاوه بالا آمدن آب زیرزمینی در نزدیکی سطح تماس شالوده، باعث کاهش سختی و افزایش نشست الاستیک می‌شود. ترزاقی (۱۹۴۳) نتیجه‌گیری نمود وقتی‌که تراز آب زیرزمینی از اعماق خیلی زیاد به تراز فونداسیون بالا بیاید، مقدار نشست الاستیک در خاک‌های دانه‌ای باید دو برابر شود. برمبنای کارهای

Scanned with CamScanner

آزمایشگاهی و عددی، شهریار و همکاران برای حالت عمومی که در آن بالا آمدن تراز آب زیرزمینی تا تراز شالوده بطور کامل نیست، رابطه‌ی زیر را پیشنهاد نمودند:

$$S_{e,additional} = \frac{A_w}{A_t} S_e \qquad (۸۳-۹)$$

در رابطه‌ی فوق:

S_e = نشست الاستیک در خاک خشک

A_w = مساحت نمودار تاثیر کرنش غوطه‌ور به علت بالا آمدن تراز آب زیرزمینی

A_t = مساحت کل نمودار تاثیر کرنش زیر شالوده. در مثال ۹-۱۳ این رابطه مورد بررسی قرار گرفته است.

مثال ۹-۱۲

شالوده‌ی سطحی مثال ۹-۷ را در نظر بگیرید. به علت بارندگی و سیلاب عمق آب زیر سطح شالوده D_w از ۴ متر به ۲ متر می‌رسد (شکل ۹-۲۸). مطلوبست تعیین نشست الاستیک S'_e با استفاده از رابطه‌ی (۹-۸۰):

از رابطه‌ی ۹-۷۹ داریم:

$$S'_e = S_e C_w$$

از رابطه‌ی ۹-۸۰ داریم:

$$C_w = \frac{1}{0.5 + 0.5\left(\frac{D_w}{D_f + B}\right)} = \frac{1}{0.5 + 0.5\left(\frac{2}{1 + 1.75}\right)} = 1.158$$

در نتیجه:

$$S'_e = (11.8\,\text{mm})(1.158) = 13.66\ \text{mm}$$

مثال ۹-۱۳

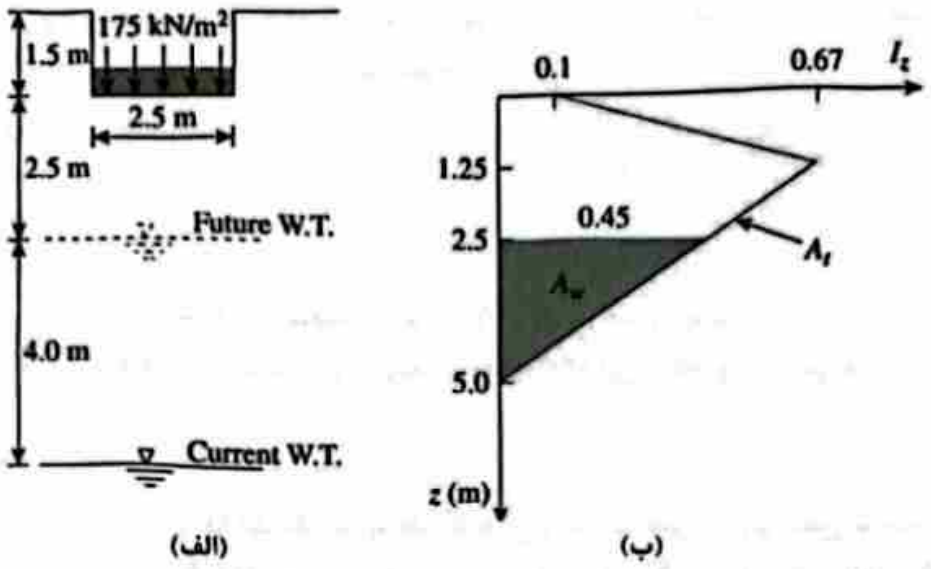
شالوده‌ی مربع به ابعاد ۲/۵×۲/۵ متر در عمق ۱/۵ متری در لایه ماسه‌ای قرار دارد و فشار ۱۷۵ کیلونیوتن برمترمربع بر سطح زیرین اعمال می‌کند. γ خاک ۱۸ کیلونیوتن برمترمکعب است و تراز آب زیرزمینی ۶/۵ متر زیر سطح زیرین شالوده است. نشست الاستیک مورد انتظار ۱۵ میلیمتر می‌باشد. درآینده انتظار می‌رود سطح آب زیرزمینی 4m بالا بیاید (شکل ۹-۲۹- الف). با استفاده از رابطه‌ی ۹-۸۳، نشست شالوده را در این وضعیت محاسبه کنید.

حل:

با استفاده از رابطه‌ی ۹-۳۱ مطابق شکل ۹-۱۱ نمودار ضریب تاثیر رسم می‌شود.

$$I_{z(m)} = 0.5 + 0.1\sqrt{\frac{\bar{q} - q}{q'_{z(1)}}} = 0.5 + 0.1\sqrt{\frac{175 - (18.0)(1.5)}{(18.0)\left[1.5 + \left(\frac{2.5}{2}\right)\right]}} = 0.67$$

Scanned with CamScanner



شکل ۹-۲۹

در شکل ۹-۲۹- ب نمودار تغییرات I_z برحسب z رسم شده است. در شرایطی که سطح آب زیرزمینی زیر نمودار تاثیر است، میزان نشست S_e = 15 mm می‌باشد. مساحت کل زیر نمودار تاثیر برابر است با:

$$A_t = \left(\frac{0.10+0.67}{2}\right)\times 1.25 + \frac{1}{2}\times 0.67\times 3.75 = 1.738 \text{ m}$$

مساحت غوطه‌ور به علت بالا آمدن آب زیرزمین برابر است با:

$$A_w = \frac{1}{2}\times 2.5\times 0.45 = 0.563 \text{ m}$$

با استفاده از رابطه‌ی ۹-۸۳ داریم:

$$S_{e,additional} = \frac{A_w}{A_t}S_e = \frac{0.563}{1.738}\times 15.0 = 4.9 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{نشست کل} = 15.0 + 4.9 = 19.9 \text{ mm}$$

قسمت دوم: نشست تحکیم

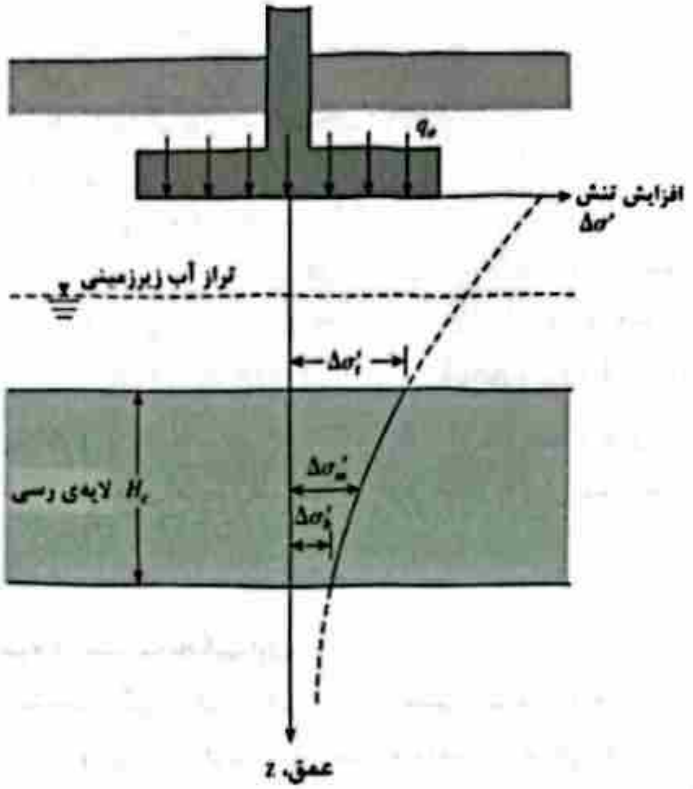
۹-۱۱- روابط نشست تحکیم اولیه

در خاک رس اشباع به علت افزایش تنش ناشی از احداث شالوده نشست تحکیم تابع زمان رخ می‌دهد (شکل ۹-۳۰). برپایه نظریه نشست تحکیم یک‌بعدی، (فصل دوم) می‌توان نوشت:

$$S_{c(p)} = \int \varepsilon_z dz$$

که در آن:

$$\varepsilon_z = \text{کرنش قائم} = \frac{\Delta e}{1+e_o}$$



شکل ۹-۳۰- محاسبه‌ی نشست تحکیم

$\Delta e =$ تغییر در نسبت تخلخل

$$= f(\sigma'_o, \sigma'_c, \Delta\sigma')$$

در نتیجه:

$$S_{c(p)} = \frac{C_c H_c}{1+e_o} \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'_{av}}{\sigma'_o}$$ (برای رس عادی تحکیم یافته) (۲-۶۵- تکراری)

$$S_{c(p)} = \frac{C_s H_c}{1+e_o} \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'_{av}}{\sigma'_o}$$ رس پیش‌تحکیم یافته با (۲-۶۷- تکراری)

$$(\sigma'_o + \Delta\sigma'_{av} < \sigma'_c)$$

$$S_{c(p)} = \frac{C_s H_c}{1+e_o} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} + \frac{C_c H_c}{1+e_o} \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'_{av}}{\sigma'_c}$$ رس پیش‌تحکیم یافته (۲-۶۹- تکراری)

$$(\sigma'_o < \sigma'_c < \sigma'_o + \Delta\sigma'_{av})$$

که در آن:

σ'_o = فشار متوسط موثر در لایه‌ی رسی قبل از احداث شالوده

$\Delta\sigma'_{av}$ = فشار متوسط موثر در لایه‌ی رسی به علت احداث شالوده

σ'_c = فشار پیش‌تحکیم

Scanned with CamScanner

e_o = نسبت تخلخل اولیه لایه‌ی رسی

C_c = نشانه‌ی فشردگی

C_s = نشانه تورم (نشانه‌ی فشردگی در محدوده‌ی پیش‌تحکیمی)

H_c = ضخامت لایه‌ی رسی

روش‌های تعیین نشانه‌ی فشردگی و تورم در فصل دوم ارائه شده است.

توجه شود که افزایش تنش موثر $\Delta\sigma'$ در لایه‌ی رسی در عمق ثابت نیست. با افزایش عمق از سطح تماس شالوده با خاک، مقدار آن کاهش می‌یابد. مقدار متوسط آن را می‌توان از رابطه‌ی زیر تعیین نمود:

$$\Delta\sigma'_{av} = \frac{1}{6}\left(\Delta\sigma'_t + 4\Delta\sigma'_m + \Delta\sigma'_b\right)$$

که در آن $\Delta\sigma'_t$، $\Delta\sigma'_m$ و $\Delta\sigma'_b$ به ترتیب افزایش فشار موثر در بالا، وسط و پایین لایه رسی به علت احداث شالوده می‌باشد. روش تعیین افزایش فشار موثر در فصل هشتم به روش بوسنیسک یا روش تقریبی می‌باشد.

۹-۱۲- تاثیر بعد سوم در نشست تحکیم اولیه

روابط ارائه شده برای نشست تحکیم در قسمت قبل برمبنای زهکشی یک بعدی لایه رسی (در امتداد قائم به طرف بالا و پایین و یا هر دو) قرار دارد. فرض بر این است که با اعمال بار خارجی به لایه رسی اشباع، ابتدا فشار حفره‌ای آب درون خاک به اندازه‌ی Δu افزایش می‌یابد و سپس با زهکشی خاک در امتداد قائم، این فشار حفره‌ای به افزایش فشار موثر $\Delta\sigma'$ تبدیل می‌شود. به علت نفوذپذیری کم خاک رس، این فرآیند آنی نبوده و به زمان نیاز دارد. در این حالت:

$$S_{c(p)-oed} = \int \frac{\Delta e}{1+e_o} dz = \int m_v \Delta\sigma'_{(1)}\, dz$$

که در آن:

$S_{c(p)-oed}$ = نشست تحکیم یک بعدی با استفاده از روابط ۲-۶۵ و ۶۷ و ۶۹ برمبنای داده‌های آزمایشگاهی ادئومتر

$\Delta\sigma'_{(1)}$ = افزایش فشار قائم موثر

m_v = ضریب فشارپذیری حجمی

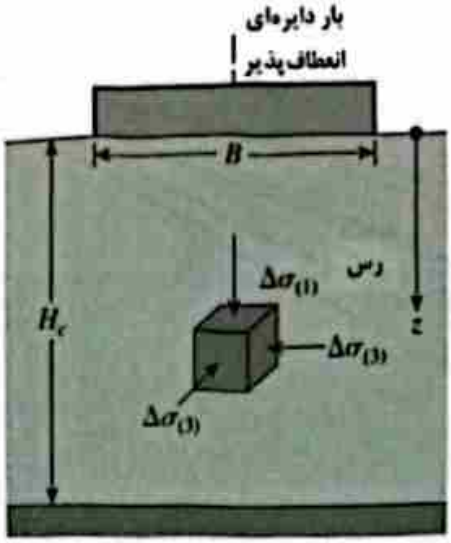
در عمل وقتی‌که شالوده‌ای با مساحت محدود روی سطح زمین قرار می‌گیرد، فرض زهکشی در یک امتداد نمی‌تواند صحیح باشد. مطابق شکل ۹-۳۱ شالوده دایره‌ای را روی لایه رس اشباع در نظر بگیرید. با اعمال بار، تنش در امتداد قائم به اندازه‌ی $\Delta\sigma_{(1)}$ و در امتداد افقی به اندازه‌ی $\Delta\sigma_{(3)}$ افزایش می‌یابد. برای رس اشباع، افزایش فشار حفره‌ای برابر خواهد شد با:

$$\Delta u = \Delta\sigma_{(3)} + A\left[\Delta\sigma_{(1)} - \Delta\sigma_{(3)}\right] \qquad (۸۴-۹)$$

که در آن:

A = پارامتر فشار حفره‌ای

Scanned with CamScanner



شکل ۹-۳۱- شالوده دایره روی لایه‌ی رس اشباع

در این حالت رابطه‌ی نشست تحکیم بصورت زیر درمی‌آید:

$$S_{c(p)} = \int m_v \Delta u \, dz = \int (m_v)\left\{\Delta\sigma_{(3)} + A\left[\Delta\sigma_{(1)} - \Delta\sigma_{(3)}\right]\right\} dz \qquad (۸۵-۹)$$

بنابراین می‌توان نوشت:

$$K_{cir} = \frac{S_{c(p)}}{S_{c(p)-oed}} = \frac{\int_0^{H_c} m_v \Delta u dz}{\int_0^{H_c} m_v \sigma'_{(1)} dz} = A + (1-A)\left[\frac{\int_0^{H_c} \Delta\sigma'_{(3)} dz}{\int_0^{H_c} \Delta\sigma'_{(1)} dz}\right] \qquad (۸۶-۹)$$

k_{cir} = نسبت نشست برای شالوده‌ی دایره

در شکل ۹-۳۲ مقادیر k_{cir} (و همچنین k_{str} برای شالوده‌های نواری که به روش مشابه به دست می‌آید) نشان داده شده است. B قطر شالوده‌ی دایره‌ای یا عرض پی نواری می‌باشد.

این روش اغلب به روش اسکمپتون و جروم (۱۹۵۷) معروف است.

لئونارد (۱۹۷۶) با مشاهدات میدانی روی خاک رس اشباع پیش تحکیم یافته، رابطه‌ی اصلاح k_{cir} را بصورت زیر برای خاک‌های پیش‌تحکیم یافته معرفی نمود:

$$S_{c(p)} = k_{cir(OC)} S_{c(p)-oed} \qquad (۸۷-۹)$$

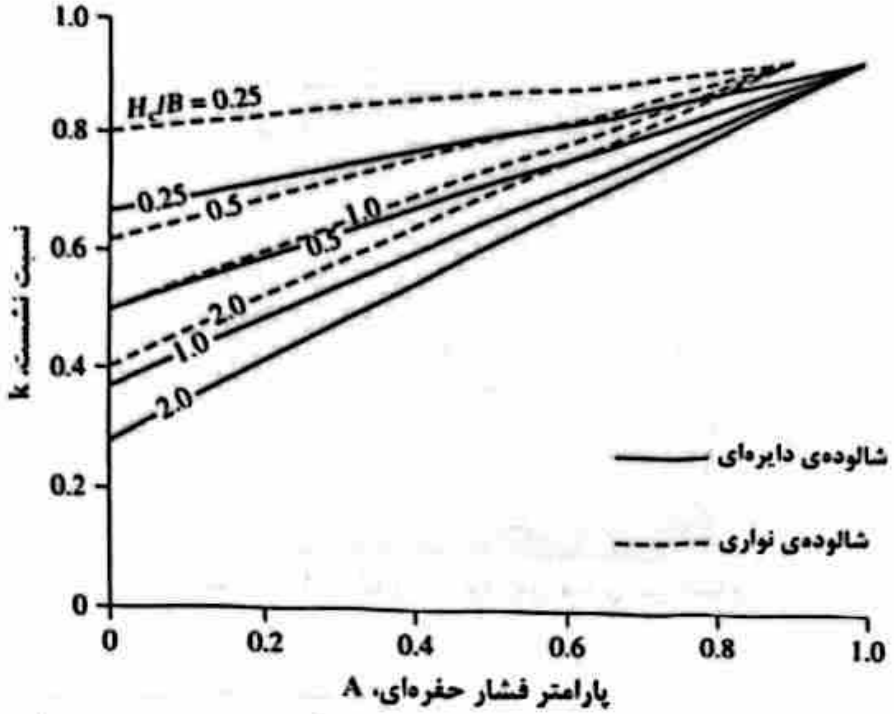
که در آن:

$$k_{cir(OC)} = f\left(OCR, \frac{B}{H_c}\right) \qquad (۸۸-۹)$$

و

$$OCR = \text{نسبت پیش‌تحکیم} = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} \qquad (۸۹-۹)$$

Scanned with CamScanner



شکل ۹-۳۲- نسبت نشست برای شالوده‌ی دایره k_{cir} و شالوده‌ی نواری k_{str}

جدول ۹-۹- تغییرات $K_{cir(oc)}$ برحسب OCR و B/H_c

OCR	$K_{cir(oc)}$		
	$B/H_c = 4.0$	$B/H_c = 1.0$	$B/H_c = 0.2$
1	1	1	1
2	0.986	0.957	0.929
3	0.972	0.914	0.842
4	0.964	0.871	0.771
5	0.950	0.829	0.707
6	0.943	0.800	0.643
7	0.929	0.757	0.586
8	0.914	0.729	0.529
9	0.900	0.700	0.493
10	0.886	0.671	0.457
11	0.871	0.643	0.429
12	0.864	0.629	0.414
13	0.857	0.614	0.400
14	0.850	0.607	0.386
15	0.843	0.600	0.371
16	0.843	0.600	0.357

که در آن:

σ'_c = فشار پیش‌تحکیمی

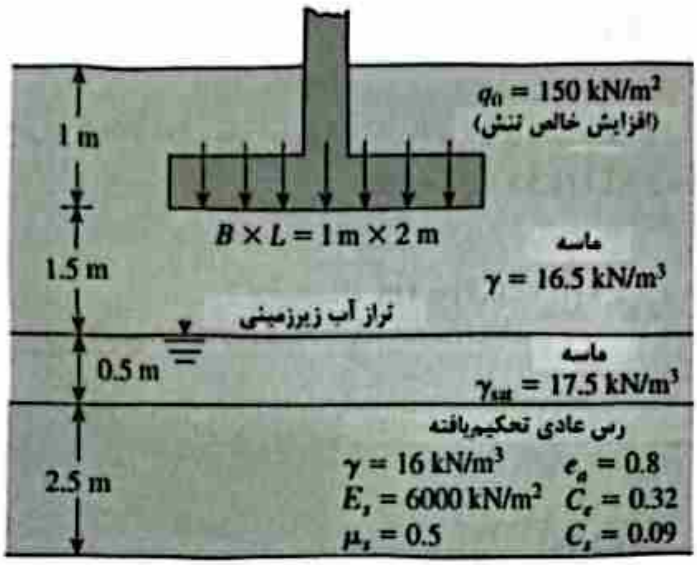
σ'_o = فشار موثر موجود

در جدول ۹-۹ مقادیر $k_{cir(OC)}$ (لئونارد- ۱۹۷۶) ارائه شده است.

Scanned with CamScanner

مثال ۹-۱۴

برای شالوده‌ی ۱×۲ متر نشان داده شده در شکل ۹-۳۳، مطلوبست محاسبه نشست تحکیم با منظور کردن اثر سه بعدی با A = 0.6.



شکل ۹-۳۳- مربوط به مثال ۹-۱۴

حل:

رس عادی تحکیم یافته است. بنابراین:

$$S_{c(p)-oed} = \frac{C_c H_c}{1+e_o} \log \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'_{av}}{\sigma'_o}$$

داریم:

$$\sigma'_o = (2.5)(16.5) + (0.5)(17.5-9.81) + (1.25)(16-9.81)$$
$$= 41.25 + 3.85 + 7.74 = 52.84 \text{ kN/m}^2$$

از رابطه‌ی فصل ۸ داریم:

$$\Delta\sigma'_{av} = \frac{1}{6}\left(\Delta\sigma'_t + 4\Delta\sigma'_m + \Delta\sigma'_b\right)$$

شالوده به چهار قسمت به ابعاد $(L=1)\times(B=0.5)$ متر تقسیم شده و با استفاده از روابط فصل هشتم، تنش در گوشه هر مستطیل حساب شده و نتایج با هم جمع می‌شود:

محل	z(m)	m = B/z	n = L/z	I	$\Delta\sigma' = 4q_o I$
بالا	2.0	0.25	0.50	0.0475	$28.5 = \Delta\sigma'_t$
وسط	3.25	0.154	0.308	≈0.0213	$12.75 = \Delta\sigma'_m$
پایین	4.5	0.111	0.222	≈0.0113	$6.75 = \Delta\sigma'_b$

Scanned with CamScanner

حال:

$$\Delta\sigma'_{av} = \frac{1}{6}(28.5 + 4\times 12.75 + 6.75) = 14.38\ \text{kN/m}^2$$

در نتیجه:

$$S_{c(p)-oed} = \frac{(0.32)(2.5)}{1+0.8}\log\left(\frac{52.84+14.38}{52.84}\right) = 0.0465\,\text{m}$$

$$= 46.5\,\text{mm}$$

با فرض توزیع ۱ افقی به ۲ قائم، ابعاد سطح توزیع تنش در بالای لایه‌ی رسی برابر خواهد شد با:

$$B' = \text{عرض} = B + z = 1 + (1.5 + 0.5) = 3\,\text{m}$$

و

$$L' = \text{طول} = L + z = 2 + (1.5 + 0.5) = 4\,\text{m}$$

قطر دایره‌ی معادل برابر است با:

$$\frac{\pi}{4}B_{eq}^2 = B'L'$$

در نتیجه:

$$B_{eq} = \sqrt{\frac{4B'L'}{\pi}} = \sqrt{\frac{(4)(3)(4)}{\pi}} = 3.91\,\text{m}$$

همچنین:

$$\frac{H_c}{B_{eq}} = \frac{2.5}{3.91} = 0.64$$

$$\text{شکل ۹-۳۲} \Rightarrow A = 0.6 \ ,\ H_c/B_{eq} = 0.64, K_{cr} \approx 0.78$$

بنابراین:

$$S_{c(p)} = K_{cir}S_{c(p)-oed} = (0.78)(46.5) \approx 36.3\ \text{mm}$$

۹-۱۳- نشست به علت تحکیم ثانویه

در انتهای تحکیم اولیه (به عبارت دیگر بعد از زایل شدن فشار آب حفره‌ای اضافی ناشی از بار خارجی)، نشست دیگری به علت جابه‌جایی پلاستیک ذرات خاک رخ می‌دهد که به آن نشست ثانوی می‌گویند. مطابق شکل ۹-۳۴ نمودار تغییرشکل در مقابل لگاریتم زمان عملاً خطی است. با استفاده از این شکل نشانه‌ی فشردگی ثانوی را می‌توان بصورت رابطه‌ی زیر نوشت:

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log t_2 - \log t_1} = \frac{\Delta e}{\log(t_2/t_1)} \qquad (۹۰-۹)$$

که در آن:

C_α = نشانه فشردگی ثانوی

Δe = تغییرات نسبت تخلخل

t_1, t_2 = زمان

Scanned with CamScanner

مقدار نشست ثانوی را می‌توان از رابطه‌ی زیر محاسبه نمود:

$$S_{c(s)} = C'_\alpha H_c \log(t_2/t_1) \qquad (۹۱-۹)$$

که در آن:

$$C'_\alpha = C_\alpha / (1 + e_p) \qquad (۹۲-۹)$$

e_p = نسبت تخلخل در انتهای نشست تحکیم اولیه

H_c = ضخامت لایه‌ی رسی

مصری (۱۹۷۳) رابطه‌ی زیر را برای C'_α برحسب میزان رطوبت بیان نمود:

$$C'_\alpha \approx 0.0001w \qquad (۹۳-۹)$$

w = میزان رطوبت طبیعی

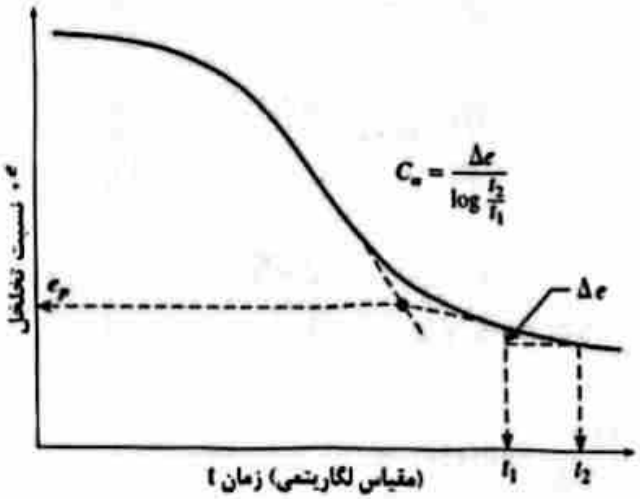
C'_α بین ۰/۰۰۰۵ تا ۰/۰۰۱ متغیر است.

در ادامه مصری و گادولفسکی روابط زیر را پیشنهاد نمودند (۱۹۷۷).

• برای رس و لای غیرآلی:

$$C_\alpha / C_c \approx 0.04 \pm 0.01$$

C_c = نشانه‌ی فشردگی



شکل ۹-۳۴- تغییرات نسبت تخلخل e در مقابل لگاریتم زمان t تحت افزایش بار و تعریف نشانه فشردگی ثانوی

• برای رس و لای آلی:

$$C_\alpha / C_c \approx 0.05 \pm 0.01$$

• برای خاک نباتی:

$$C_\alpha / C_c \approx 0.075 \pm 0.01$$

نشست تحکیم ثانوی برای رس‌های آلی و رس‌های غیرآلی با قابلیت فشردگی زیاد مهم‌تر است. در رس‌های غیرآلی پیش‌تحکیم یافته، نشانه فشردگی ثانوی خیلی کوچک است و ارزش عملی ندارد.

از طرفی عوامل ناشناخته‌ی دیگر بر مقدار نشست ثانوی موثر هستند. نسبت نشست ثانوی به نشست اولیه برای ضخامت معلوم لایه‌ی خاک، به نسبت افزایش تنش موثر $\Delta\sigma'$ به تنش موثر سربار اولیه σ'_0 بستگی دارد و برای نسبت‌های کوچک $\Delta\sigma'/\sigma'_0$ نسبت نشست ثانوی به اولیه بزرگتر است.

Scanned with CamScanner

مثال ۹-۱۵

برای مثال ۹-۱۴ با فرض $C_\alpha = 0.02$ برای لایه‌ی رسی، مطلوبست محاسبه نشست ثانوی بعد از گذشت ۵ سال از خاتمه نشست اولیه. زمان لازم برای نشست اولیه ۱/۳ سال می‌باشد.

حل:

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log\left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}\right)}$$

از مثال ۹-۱۴ داریم:

$$e_1 - e_2 = \Delta e$$

$$\sigma'_2 = \sigma'_o + \Delta\sigma' = 52.84 + 14.38 = 67.22\,kN/m^2$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_o = 52.84\,kN/m^2$$

$$C_c = 0.32$$

بنابراین:

$$\Delta e = C_c \log\left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma}{\sigma'_o}\right) = 0.32\log\left(\frac{67.22}{52.84}\right) = 0.0335$$

داریم:

$$e_o = 0.8$$

پس:

$$e_p = e_o - e = 0.8 - 0.0335 = 0.7665$$

از رابطه‌ی (۹-۹۲):

$$C'_\alpha = \frac{C_\alpha}{1 + e_p} = \frac{0.02}{1 + 0.7665} = 0.0113$$

از رابطه‌ی (۹-۹۱):

$$S_{c(s)} = C'_\alpha H_c \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)$$

$$t_1 = 1.3 \text{ سال} \Rightarrow t_2 = 1.3 + 5 = 6.3 \text{ سال}$$

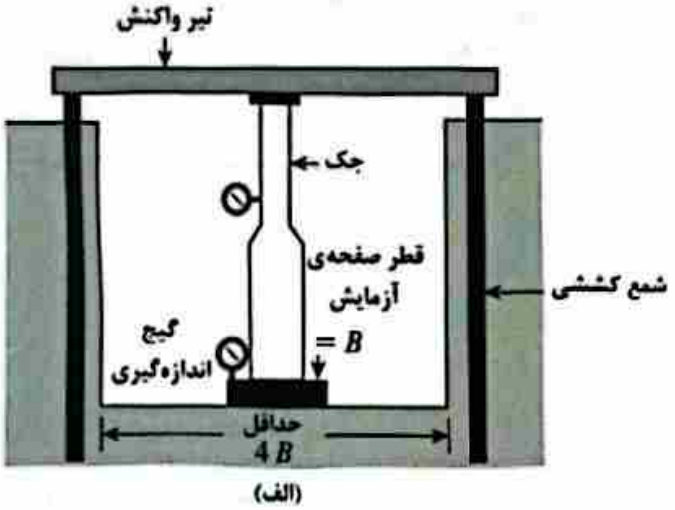
$$S_{c(s)} = (0.0113)(2.5\,m)\log\left(\frac{6.3}{1.3}\right) = 0.0194\,m = 19.4\,mm$$

کل نشست تحکیم:

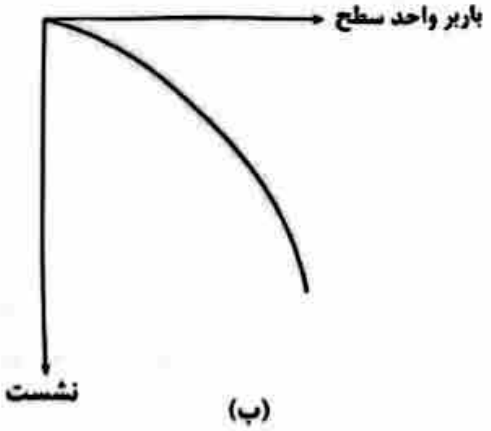
$$\underbrace{36.3\,mm}_{\substack{\text{مثال ۹-۱۴} \\ \text{نشست اولیه}}} + 19.4 = 55.7\,m$$

۹-۱۴- آزمایش بارگذاری میدانی

با استفاده از آزمایش بارگذاری صفحه[1] می‌توان میزان باربری نهایی، ظرفیت باربری مجاز و میزان نشست شالوده‌ها را تخمین زد. ضخامت ورق فولادی مورد استفاده برای آزمایش ۲۰ میلیمتر و در شکل دایره قطر آن، ۱۵۰ تا ۷۵۰ میلیمتر و در شکل مربع ابعاد آن ۳۰۰×۳۰۰ میلیمتر است. برای انجام آزمایش گودی به قطر حداقل 4B (B قطر صفحه‌ی بارگذاری) و عمق D_f که در حدود عمق شالوده‌ی اصلی است حفاری می‌شود. صفحه‌ی بارگذاری در مرکز گود قرار داده شده و به کمک جک باری حدود یک چهارم تا یک پنجم بار نهایی به آن اعمال می‌شود. بار در هر گام به همین میزان افزایش می‌یابد (شکل ۹-۳۵). در هر گام بارگذاری نشست اندازه‌گیری شده و ثبت می‌شود. در هر گام بارگذاری یک ساعت توقف خواهیم داشت. بارگذاری تا ظرفیت نهایی یا نشست ۲۵ میلیمتر افزایش داده می‌شود. در شکل ۹-۳۵ نمودار افزایش بار در مقابل نشست رسم شده است. از این نمودار میزان ظرفیت باربری نهایی واحد سطح تعیین می‌شود. شکل ۹-۳۶ تصویری از تجهیزات واقعی آزمایش بارگذاری صفحه نشان داده شده است.



(الف)

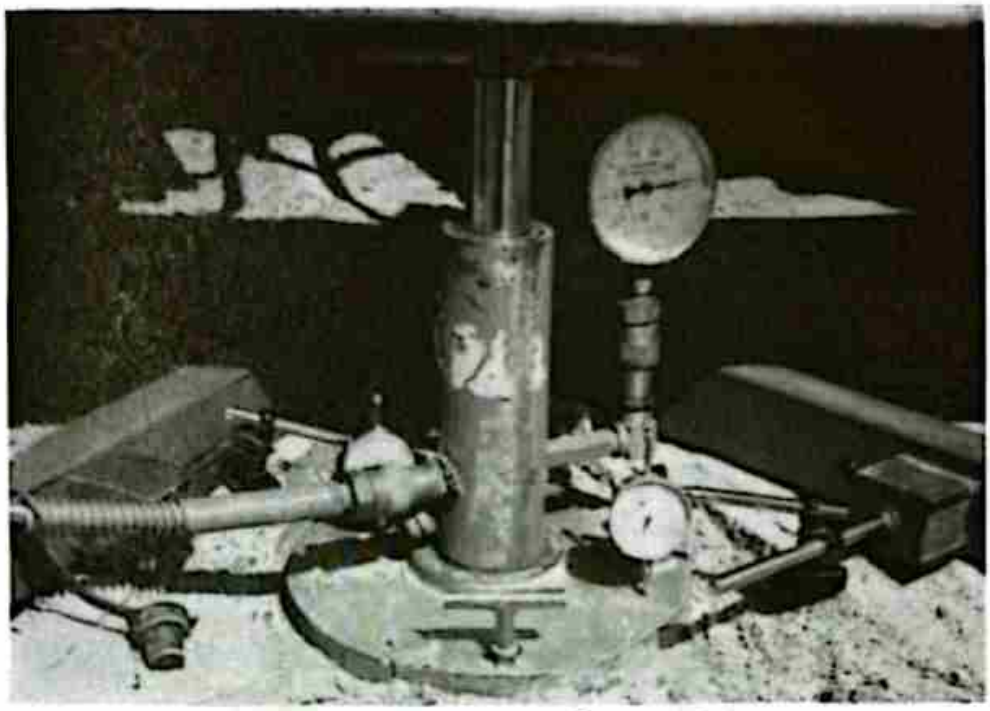


(ب)

شکل ۹-۳۵- آزمایش بارگذاری صفحه

(الف) آرایش بارگذاری، (ب) نمودار بار- نشست

1 - Plate load test



شکل ۹-۳۶- آزمایش میدانی بارگذاری صفحه

برای آزمایش در رس:

$$q_{u(F)} = q_{u(P)} \qquad (۹۴-۹)$$

که در آن:

$q_{u(F)}$ = ظرفیت باربری نهایی شالوده‌ی موردنظر

$q_{u(P)}$ = ظرفیت باربری نهایی صفحه‌ی بارگذاری

رابطه‌ی ۹-۹۴ بدین معنی است که در خاک رسی، ظرفیت باربری فارغ از ابعاد شالوده است.

برای آزمایش در خاک ماسه‌ای

$$q_{u(F)} = q_{u(P)} \frac{B_F}{B_P} \qquad (۹۵-۹)$$

که در آن:

B_F = عرض شالوده

B_P = عرض صفحه‌ی بارگذاری

نشست شالوده برای باری با شدت q_0 برابر است با:

$$S_F = S_P \frac{B_F}{B_P} \qquad \text{(برای خاک رسی)} \qquad (۹۶-۹)$$

$$S_F = S_P \left(\frac{2B_F}{B_F + B_P} \right)^2 \qquad \text{(برای خاک ماسه‌ای)} \qquad (۹۷-۹)$$

Scanned with CamScanner

۹-۱۵- ظرفیت باربری فرضی

برای ساختمان‌های در حد یک تا دو طبقه، بعضی از آیین‌نامه‌ها، برحسب نوع خاک اعدادی برای ظرفیت باربری مجاز خاک ارائه می‌کنند که راهنمای خوبی برای اینگونه ساختمان‌ها است.

۹-۱۶- رواداری نشست ساختمان‌ها

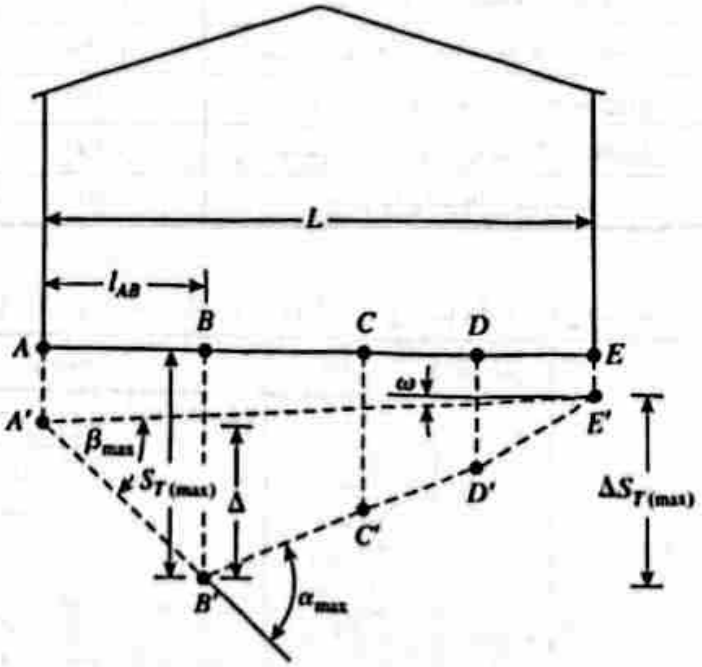
به علت ناهمگنی و غیریکنواختی خاک زیر شالوده‌ها و عوامل اتفاقی دخیل در بارگذاری، امکان نشست غیریکنواخت زیر ستون‌های ساختمان وجود دارد. نشست غیریکنواخت در زیر ستون‌های ساختمان می‌تواند باعث ایجاد نیروهای داخلی در شالوده و سازه‌ی ساختمان و ایجاد صدمه به آنها شود.

نشست‌های نسبی و اعوجاج‌های زاویه‌ای وقتی بزرگ باشند، باعث صدمه به سازه و وقوع ترک می‌شوند. اعوجاج زاویه‌ای مساوی نسبت نشست نسبی به فاصله‌ی دو شالوده از سازه است. برحسب نوع و مصالح نسبی، اعوجاج زاویه‌ای حداکثر می‌تواند عددی بین $\frac{۱}{۱۵۰}$ تا $\frac{۱}{۲۵۰}$ و یا مقادیر کمتر $\frac{۱}{۳۰۰}$ تا $\frac{۱}{۵۰۰}$ باشد. این عدد در برج پیزا $\frac{۱}{۱۰}$ است که عدد خیلی بزرگی است. محاسبه نشست نسبی واقعی در ساختمان خیلی مشکل است ولی بطور سرانگشتی آنرا در حدود ۷۵ درصد نشست کلی در نظر می‌گیرند.

نشست مجاز کل شالوده‌های تک معمولاً مساوی مقادیر زیر منظور می‌شود:

- شالوده‌های تک روی رس 65 mm
- شالوده‌ی تک روی ماسه 40 mm
- شالوده‌ی گسترده روی رس 100 mm
- شالوده‌ی گسترده روی ماسه 65 mm

ترزاقی و پک عدد ۲۵ میلیمتر را برای شالوده‌های مجزا و ۵۰ میلیمتر برای شالوده‌ی گسترده پیشنهاد می‌کنند که از مقادیر فوق کمتر است.



شکل ۹-۳۷- تعریف پارامترها برای نشست‌های نسبی

بورلند و ورث (۱۹۷۴) پارامترهایی در ارتباط با نشست شالوده‌ها تعریف کردند که در شکل ۹-۳۷ به نمایش درآمده است. نقاط A، B، C، D و E نقاطی از شالوده‌های گسترده و یا تک می‌باشند که به ترتیب به نقاط A′، B′، C′، D′ و E′ نشست کرده‌اند. تعاریف این پارامترها به شرح زیرند:

نشست (S_T): نشست کل که همان جابه‌جایی قائم به سمت پایین است.

نشست نسبی (ΔS_T): اختلاف نشست بین دو نقطه‌ی مجاور.

اعوجاج زاویه‌ای (β): نسبت نشست نسبی به فاصله‌ی دو نقطه.

کجی (ω): دوران جسم صلب کل ساختمان.

افتادگی نسبی (Δ): جابه‌جایی قائم از صفحه‌ی کجی.

نسبت افتادگی (Δ/L): که می‌تواند بصورت کاسه‌ای یا گنبدی باشد؛ اندازه‌گیری بهتری نسبت به اعوجاج زاویه‌ای برای تعریف وضعیت نشست سازه است و مستقل از کجی ساختمان می‌باشد.

جروم (۱۹۶۳) مقادیر حدی اعوجاج زاویه‌ای β_{max} را مطابق جدول ۹-۱۰ پیشنهاد می‌کند. با دانستن β_{max} می‌توان $S_{T(max)}$ را با استفاده از تعاریف فوق تعیین نمود. در جدول ۹-۱۱ مقادیر حداکثر قابل قبول نشست‌های شالوده‌ها طبق توصیه‌ی کمیته‌ی اروپایی استاندارد نشست ساختمان‌ها برای دو حد بهره‌برداری و نهایی ارائه شده است.

جدول ۹-۱۰- طبقه‌بندی خسارت

β_{max}	طبقه‌بندی خسارت
1/150	حدایمن برای دیوارهای شکل‌پذیر
1/150	خطر خسارت سازه‌ای برای اغلب ساختمان‌ها
1/150	ترک در پانل‌ها و دیوارهای آجری
1/250	کجی قابل مشاهده‌ی ساختمان‌ها با سختی زیاد
1/300	اولین ترک در پانل‌های ساختمان
1/500	حدایمن برای عدم ترک‌خوردگی ساختمان
1/600	خطر برای قاب‌های مهارشده

جدول ۹-۱۱- توصیه‌های کمیته‌ی اروپایی برای استاندارد کردن نشست ساختمان‌ها

ردیف	پارامتر	مقدار	توضیح
مقادیر حدی برای حد بهره‌برداری	S_T	25 mm	شالوده‌ی سطحی تک
		50 mm	شالوده‌ی سطحی گسترده
	ΔS_T	5 mm	قاب با پوشش صلب
		10 mm	قاب با پوشش انعطاف‌پذیر
		20 mm	قاب باز
	β	1/500	ـــــ
حداکثر نشست شالوده	S_T	50	شالوده‌ی سطحی تک
	ΔS_T	20	شالوده‌ی سطحی تک
	β	≈ 1/500	ـــــ

Scanned with CamScanner

۹-۱۷- خلاصه

میزان نشست شالوده‌ی ساختمان از عوامل موثر در طراحی شالوده در کنار ظرفیت باربری می‌باشد. میزان نشست تابعی از پارامترهای مکانیکی و تحکیمی خاک و سختی شالوده می‌باشد.

- شالوده‌های گسترده‌ی صلب دارای نشست یکنواخت‌تر، لیکن توزیع تنش غیریکنواخت‌تر می‌باشد. در مقابل شالوده‌های گسترده‌ی انعطاف‌پذیر دارای توزیع تنش یکنواخت‌تر و نشست غیریکنواخت‌تر هستند. میزان نشست شالوده‌ی صلب حدود ۹۳ درصد نشست مرکز شالوده‌ی انعطاف‌پذیر است.

در این فصل علاوه بر نشست الاستیک، نشست تحکیم در خاک‌های رسی نیز مورد بررسی قرار گرفت.

مسائل فصل نهم

۹-۱- با مراجعه به شکل ۹-۱، شالوده‌ای انعطاف‌پذیر به ابعاد ۲×۳ متر در عمق ۱/۵ متری از نهشته‌ی رس اشباع قرار دارد. سنگ بستر در عمق ۴ متری از زیر کف شالوده واقع شده است. رس پیش‌تحکیم یافته با OCR = 2 می‌باشد و مقاومت برشی زهکشی نشده ۶۰ کیلونیوتن برمترمربع و نشانه‌ی خمیری ۴۵ است. اگر فشار وارده از شالوده ۸۰ کیلونیوتن برمترمربع باشد، مطلوبست محاسبه نشست الاستیک متوسط.

۹-۲- برای مصالح الاستیک، مدول حجمی K و مدول الاستیسیته‌ی E طبق رابطه‌ی زیر به هم مربوط هستند:

$$K = \frac{1}{3(1-2\mu_s)}E$$

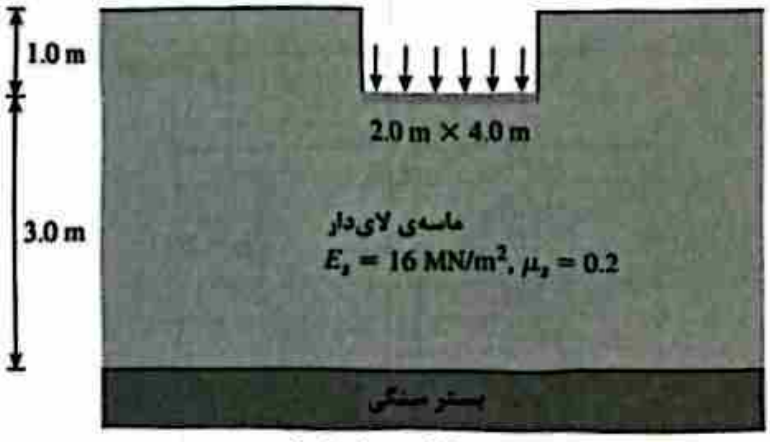
برای بار بدون زهکشی، نتیجه بگیرید $\mu_s = 0.5$ است.

۹-۳- شالوده‌ی انعطاف‌پذیر به ابعاد ۲×۴ متر مفروض است که روی نهشته‌ی ماسه‌ای با عمق $D_f = 0$ قرار دارد. فشار ناشی از شالوده $q_0 = 120\ kN/m^2$ است. فرض کنید ضخامت خاک بی‌نهایت است که برای آن $E_s = 15000\ kN/m^2$ و $\mu_s = 0.1$ است. مطلوبست محاسبه‌ی نشست در مرکز شالوده.

۹-۴- مسئله ۹-۳ را برای حالتی که عمق بستر سنگی ۳ متر است تکرار کنید.

۹-۵- مسئله ۹-۴ را با $D_f = 1.0\ m$ تکرار کنید.

۹-۶- در شکل مساحت بارگذاری شده به ابعاد ۲×۴ متر که فشاری مساوی ۱۵۰ کیلونیوتن برمترمربع بر نهشته‌ی ماسه‌ی لای‌دار وارد می‌کند، مفروض است. مطلوبست محاسبه‌ی نشست الاستیک زیر مرکز شالوده.



شکل مسئله ۹-۶

۹-۷- با مراجعه به شکل ۹-۶، مطلوبست محاسبه‌ی نشست الاستیک شالوده در ماسه با استفاده از روش ماین و پولوس (رابطه‌ی ۹-۲۷):

شالوده:

$$L = 3m \ , \ B = 2m \ , \ D_f = 1.0m \ , \ t = 0.25m \ , \ E = 25\times10^6 \, kN/m^2$$

بارگذاری:

$$q_o = 125 kN/m^2$$

ماسه:

$$h = 3m \ , \ \mu_s = 0.2 \ , \ E_o = 12\times10^3 \, kN/m^2 \ , \ K = 400 kN/m^2/m$$

۹-۸- شالوده‌ی مربع به ابعاد ۳×۳ متر روی لایه‌ی ماسه‌ای قرار دارد (شکل ۹-۶). داریم:

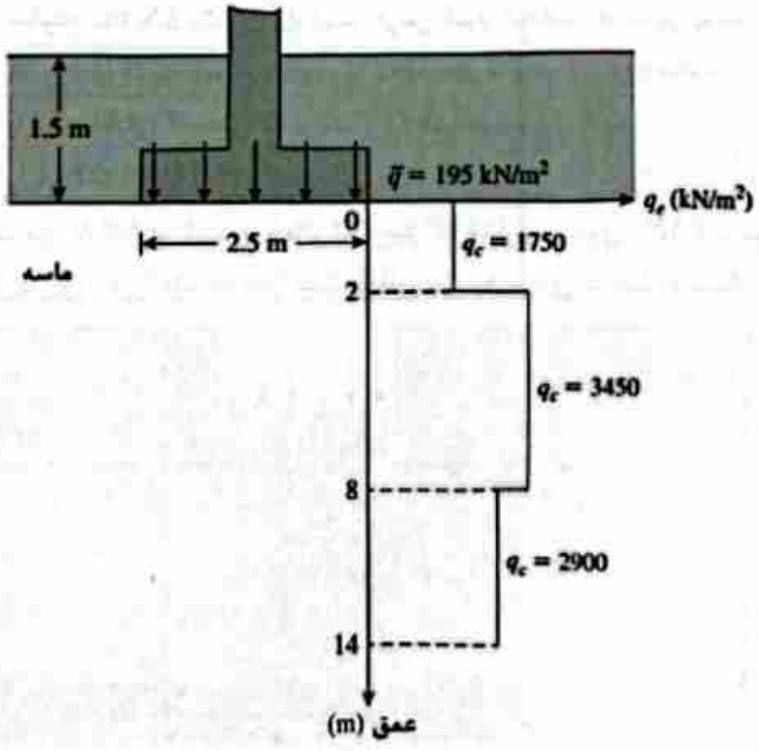
$$D_f = 1.5m \ , \ t = 0.25m \ , \ E_o = 16000 kN/m^2 \ , \ K = 400 kN/m^2/m$$

$$\mu_s = 0.3 \ , \ h = 20m \ , \ E_f = 15\times10^6 \, kN/m^2 \ , \ q_o = 150 kN/m^2$$

و مطلوبست محاسبه‌ی نشست الاستیک با استفاده از رابطه‌ی ۹-۲۳.

۹-۹- شالوده‌ی مربع به ابعاد ۲ متر در عمق ۲ متری روی نهشته‌ی ماسه‌ای همگن قرار دارد که $q_c = 10000 kN/m^2$ و $\gamma = 18.5 kN/m^3$ می‌باشد. تنش ناشی از شالوده $140 kN/m^2$ است. با استفاده از روش اشمرتمن نشست ۲۵ ساله‌ی آن را محاسبه کنید. چه مقدار از این نشست به علت خزش است.

۹-۱۰- شالوده‌ی نواری مطابق شکل روی نهشته‌ی ماسه‌ای مفروض است. با استفاده از آزمایش نفوذ مخروط، مقادیر q_c مطابق شکل می‌باشد. با فرض $\gamma = 18 kN/m^3$ و منظور کردن خزش، میزان نشست الاستیک را بعد از ۱۰ سال از احداث شالوده محاسبه نمایید. از روش ضریب تاثیر کرنش (روابط ۹-۳۰ و ۹-۳۶) استفاده کنید.



شکل مسئله ۹-۱۰

۹-۱۱- مسئله ۹-۱۰ را با استفاده از روابط ۹-۳۹، ۹-۴۰ و ۹-۴۱ محاسبه کنید.

۹-۱۲- شالوده‌ای مربعی به ابعاد ۲ متر با $D_f = 1.0\,m$ و فشار خالص $150\,kN/m^2$ و $N_{60} = 20$ و $\gamma = 18.5\,kN/m^3$ مفروض است. مطلوبست محاسبه‌ی نشست الاستیک با استفاده از رابطه‌ی ۹-۴۳ با این فرض که در عبارت آخر رابطه، $\frac{1}{4}$ با $\frac{1}{3}$ جایگزین شود (لئونارد ۱۹۸۶).

۹-۱۳- در نظر است شالوده‌ای به ابعاد ۳×۳ متر در عمق ۲ متری در خاک ماسه‌ای با $N_{60} = 25$ و وزن مخصوص ۱۸ کیلونیوتن برمترمکعب قرارداده شود. با استفاده از روش مایرهوف در بند ۹-۶، مقدار تنش مجاز مربوط به نشست ۳۰ میلیمتر را تعیین کنید.

۹-۱۴- شالوده‌ی سطحی به ابعاد ۲×۱ متر قرار است روی لایه‌ی ماسه‌ای عادی تحکیم یافته قرار گیرد. داریم:

$D_f = 1m$ و $\bar{N}_{60}$ (در عمق تحت تاثیر تنش) $= 12$

$q_{net} = 153\ kN/m^2$

N_{60} با عمق افزایش می‌یابد.

با استفاده از روش بورلند و بوربیج (بند ۹-۶) نشست الاستیک را محاسبه کنید.

۹-۱۵- شالوده‌ی نواری به عرض ۲ متر بار یکنواخت ۲۶۰ کیلونیوتن بر متر در عمق یک متری در خاک ماسه‌ای با وزن مخصوص ۱۹ کیلونیوتن برمترمکعب و $(N_1)_{60} = 32$ قرار دارد. با فرض ضریب پواسون مساوی ۰/۱۵، مطلوبست محاسبه‌ی نشست شالوده. از روش بند ۹-۷ استفاده کنید.

۹-۱۶- شالوده‌ای به ابعاد ۲×۲ متر، ستونی با بار ۱۰۰۰ کیلونیوتن را حمل می‌کند. این شالوده در عمق ۱ متر در لایه‌ی ماسه‌ای با وزن مخصوص ۱۹ کیلونیوتن برمترمکعب و $(N_1)_{60} = 25$ قرار دارد. مطلوبست محاسبه‌ی نشست آن با استفاده از روش برادی و لانسولتا (۱۹۹۱) با فرض $\mu_s = 0.15$ (بند ۹-۷).

۹-۱۷- با مراجعه به شکل ۹-۲۳، برای شالوده‌ی متکی بر لایه‌ی ماسه‌ای، اطلاعات زیر در دست است:

$B = 1.52\,m$ و $L = 3.05\,m$ و $d = 1.52$ و $\beta = 26.6°$ و $e = 0.152\,m$ و $\delta = 10°$

با آزمایش پرسیومتر، منحنی $P_{p(m)}$ در مقابل $\Delta R/R_o$ مطابق جدول زیر حاصل شده است.

$\Delta R/R_o$ (1)	$P_{p(m)}\ kN/m^2$ (2)
0.002	49.68
0.004	166.68
0.008	244.94
0.012	292.56
0.024	475.41
0.05	870.09
0.08	1225.79
0.1	1452.45
0.2	2550.24

Scanned with CamScanner

مقدار Q_0 برای نشست ۲۵ میلیمتر چقدر است.

۹-۱۸- شالوده‌ی مربعی به ابعاد ۳ متر در عمق ۳ متر در لایه‌ی ماسه‌ای $\gamma = 18.5 kN/m^3$ قرار دارد. تراز آب زیرزمینی به قدر کافی پایین است. تحت فشار $200 kN/m^2$ در تراز زیر شالوده، مقدار نشست ۱۴ میلیمتر ثبت شده است. با استفاده از روش شهریار (2014) در بخش ۹-۱۰، نمودار نشست اضافه در اثر بالا آمدن تراز آب زیرزمینی را رسم کنید.

مآخذ فصل نهم

Akbas, S. O. and Kulhawy, F. H. (2009). "Axial Compression of Footings in Cohesionless Soils. I: Load-Settlement Behavior," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 135, No. 11, pp. 1562–1574.

Berardi, R. (1999). "Nonlinear Elastic Approaches in Foundation Design," *Proceedings, II International Symposium on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials, IS Torino 99*, Eds., M. Jamiolkowski, R. Lancellotta, and D. Lo Presti, A.A. Balkema., pp. 733–740.

Berardi, R. and Lancellotta, R. (1991). "Stiffness of Granular Soil from Field Performance," *Geotechnique*, Vol. 1, pp. 149–157.

Berardi, R., Jamiolkowski, M., and Lancellotta, R. (1991). "Settlement of Shallow Foundations in Sands: Selection of Stiffness on the Basis of Penetration Resistance," Proceedings, Geotechnical Engineering Congress, Boulder, Colorado, *ASCE Geotechni- cal Special Publication No. 27*, 1, pp. 185–200.

Bjerrum, L. (1963). "Allowable Settlement of Structures," *Proceedings, European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Wiesbaden, Germany, Vol. III, pp. 135–139.

Bowles, J. E. (1987). "Elastic Foundation Settlement on Sand Deposits," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 113, No. 8, pp. 846–860.

Bowles, J. E. (1977). *Foundation Analysis and Design*, 2nd ed., McGraw-Hill, New York.

Briaud, J. L. (2007). "Spread Footings in Sand: Load Settlement Curve Approach," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 133, No. 8, pp. 905–920.

Burland, J. B. and Burbidge, M. C. (1985). "Settlement of Foundations on Sand and Gravel," *Proceedings, Institute of Civil Engineers*, Part I, Vol. 7, pp. 1325–1381.

Burland, J. B. and Wroth, C. P. (1974). "Allowable and Differential Settlement of Structures Including Damage and Soil-Structure Interaction," *Proceedings, Conference on Settlement of Structures*, Cambridge University, England, pp. 611–654.

Christian, J. T. and Carrier, W. D. (1978). "Janbu, Bjerrum, and Kjaernsli's Chart Reinterpreted," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 15, pp. 124–128.

Duncan, J. M. and Buchignani, A. N. (1976). *An Engineering Manual for Settlement Studies*, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.

European Committee for Standardization (1994a). *Basis of Design and Actions on Structures*, Eurocode 1, Brussels, Belgium.

European Committee for Standardization (1994b). *Geotechnical Design, General Rules—Part 1*, Eurocode 7, Brussels, Belgium.

Scanned with CamScanner

Fox, E. N. (1948). "The Mean Elastic Settlement of a Uniformly Loaded Area at a Depth be- low the Ground Surface," *Proceedings, 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, Vol. 1, pp. 129–132.

Giroud, J. P. (1968). "Settlement of Linearly Loaded Rectangular Area", *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 94, No. SM4, pp. 813–831.

Holtz, R. D. (1991). "Stress Distribution and Settlement of Shallow Foundations," Chapter 5, *Foundation Engineering Handbook*, Ed., H-Y. Fang, 2nd ed., Van Nostrand Reinhold, New York, pp. 166–222.

Janbu, N. (1963). "Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests," *Proceedings, III European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Wiesbaden, Germany, Vol. 1, pp. 19–25.

Janbu, N., Bjerrum, L., and Kjaernsli, B. (1956). "Veiledning vedlosning av fundamentering—soppgaver," *Publication No. 18*, Norwegian Geotechnical Institute, pp. 30–32.

Lancellotta, R. (2009). *Geotechnical Engineering*, 2nd ed., Taylor & Francis, London.

Leonards, G. A. (1976). *Estimating Consolidation Settlement of Shallow Foundations on Overconsolidated Clay*, Special Report No. 163, Transportation Research Board, Wash- ington, DC, pp. 13–16.

Leonards, G. A. (1986). *Advanced Foundation Engineering—CE 683*, Lecture Notes, Pur- due University.

Mayne, P. W. and Poulos, H. G. (1999). "Approximate Displacement Influence Factors for Elastic Shallow Foundations," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 125, No. 6, pp. 453–460.

Mesri, G. (1973). "Coefficient of Secondary Compression," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, No. SM1, pp. 122–137.

Mesri, G. and Godlewski, P. M. (1977). "Time and Stress—Compressibility Interrela- tionship," *Journal of Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 103, No. GT5, pp. 417–430.

Meyerhof, G. G. (1956). "Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 82, No. SM1, pp. 1–19.

Meyerhof, G. G. (1965). "Shallow Foundations," *Journal of the Soil Mechanics and Foun- dations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 91, No. SM2, pp. 21–31.

O'Brien, A. S. (2012). "Foundation Types and Conceptual Design Principles," Chapter 52, *ICE Manual of Geotechnical Engineering*, Eds., J. B. Burland, T. Chapman, H. Skinner, and M. Brown, ICE Publishing, Vol. II, pp. 733–764.

Peck, R. B., Hanson, W. E., and Thornburn, T. H. (1974). *Foundation Engineering*, 2nd ed., John Wiley & Sons, New York.

Polshin, D. E. and Tokar, R. A. (1957). "Maximum Allowable Nonuniform Settlement of Structures," *Proceedings, Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London, Vol. 1, pp. 402–405.

Poulos, H. G. and Davis, E. H. (1974). *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*, John Wiley & Sons, New York.

Scanned with CamScanner

Salgado, R. (2008). *The Engineering of Foundations*, McGraw-Hill, New York.

Schleicher, F. (1926). "Zur Theorie des Baurundes." *Bauingenieur*, Vol. 7, No. 48, pp. 931–935. Schmertmann, J. H., Hartman, J. P., and Brown, P. R. (1978). "Improved Strain Influence Factor Diagrams," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 104, No. GT8, pp. 1131–1135.

Shahriar, M. A., Sivakugan, N., Das, B. M., Urquardt, A., and Tapiolas, M. (2014). "Water Table Correction Factors for Settlements of Shallow Foundations in Granular Soils," *International Journal of Geomechanics*, American Society of Civil Engineers, Vol. 15, No. 1, 7 p. DOI:10,1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000391.

Skempton, A. W. (1986). "Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation," *Geotechnique*, Vol. 36, No. 3, pp. 425–447.

Skempton, A. W. and Bjerrum, L. (1957). "A Contribution to Settlement Analysis of Foundations in Clay," *Geotechnique*, London, Vol. 7, p. 178.

Skempton, A. W. and McDonald, D. M. (1956). "The Allowable Settlement of Buildings," *Proceedings of Institute of Civil Engineers*, Vol. 5, Part III, p. 727.

Steinbrenner, W. (1934). "Tafeln zur Setzungsberechnung," *Die Strasse*, Vol. 1, pp. 121–124.

Teng, W. C. (1962). *Foundation Design*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, New York.

Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, New York.

Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd ed., John Wiley & Sons, New York.

Terzaghi, K., Peck, R. B., and Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 3rd ed., John Wiley & Sons, New York.

Timoshenko, S. and Goodier, J. N. (1951). *Theory of Elasticity*, 2nd ed., McGraw-Hill, New York.

Scanned with CamScanner

فصل دهم

شالوده‌های گسترده

۱۰-۱- معرفی

شالوده‌هایی که در فصل‌های ۶ و ۷ مورد مطالعه قرار گرفتند، شالوده‌های تک نامیده می‌شوند که با پلان مربع، مستطیل و یا دایره برای حمل بار ستون‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند. به علت‌های مختلف ازجمله ظرفیت باربری کم زمین، کنترل نشست‌های نسبی، شرایط غیریکنواخت خاک و یا مسائل سازه‌ای لازم می‌شود شالوده‌ی دو ستون و یا چند ستون را بصورت یکپارچه درآوریم. در حالت دو ستونی به آن شالوده‌ی مرکب و در حالت چند ستونی به آن شالوده‌ی گسترده می‌گویند. این فصل اختصاص به مطالعه‌ی این‌گونه شالوده‌ها دارد.

۱۰-۲- شالوده‌های مرکب

شالوده‌های مرکب[1] از نوع شالوده‌های سطحی هستند. از شالوده‌های مرکب وقتی استفاده می‌شود که ظرفیت باربری مجاز شالوده‌های تک، کافی نباشد. چهار نوع اصلی شالوده‌ی مرکب وجود دارد (شکل ۱۰-۱- الف)، که عبارتنداز:

۱- شالوده‌ی مرکب مستطیلی[2]: وقتی که ستون‌های کناری ساختمان چسبیده به لبه‌های زمین باشند، با توجه به اینکه از لحاظ قانونی امکان تجاوز شالوده به خارج از حدود قانونی زمین وجود ندارد، برای ستون لبه‌ای نمی‌توان شالوده‌ی تک طراحی نمود و لازم است شالوده‌ی ستون لبه‌ای با شالوده‌ی یک یا چند ستون مجاور، به صورت یکپارچه ساخته شود (شکل ۱۰-۱- ب). اگر تنش مجاز خالص خاک معلوم باشد، ابعاد شالوده‌ی مرکب مستطیلی یعنی B×L را می‌توان به صورت زیر تعیین نمود:

الف: مساحت کل شالوده (A) را از رابطه‌ی زیر تعیین نمایید:

$$A = \frac{Q_1 + Q_2}{q_{all(net)}} \qquad (۱-۱۰)$$

که در آن:

Q_1, Q_2 = بارهای ستون

$q_{all(net)}$ = ظرفیت باربری مجاز خالص خاک زیر شالوده

---

1 - Combined footing

2 - Rectangular combined footing

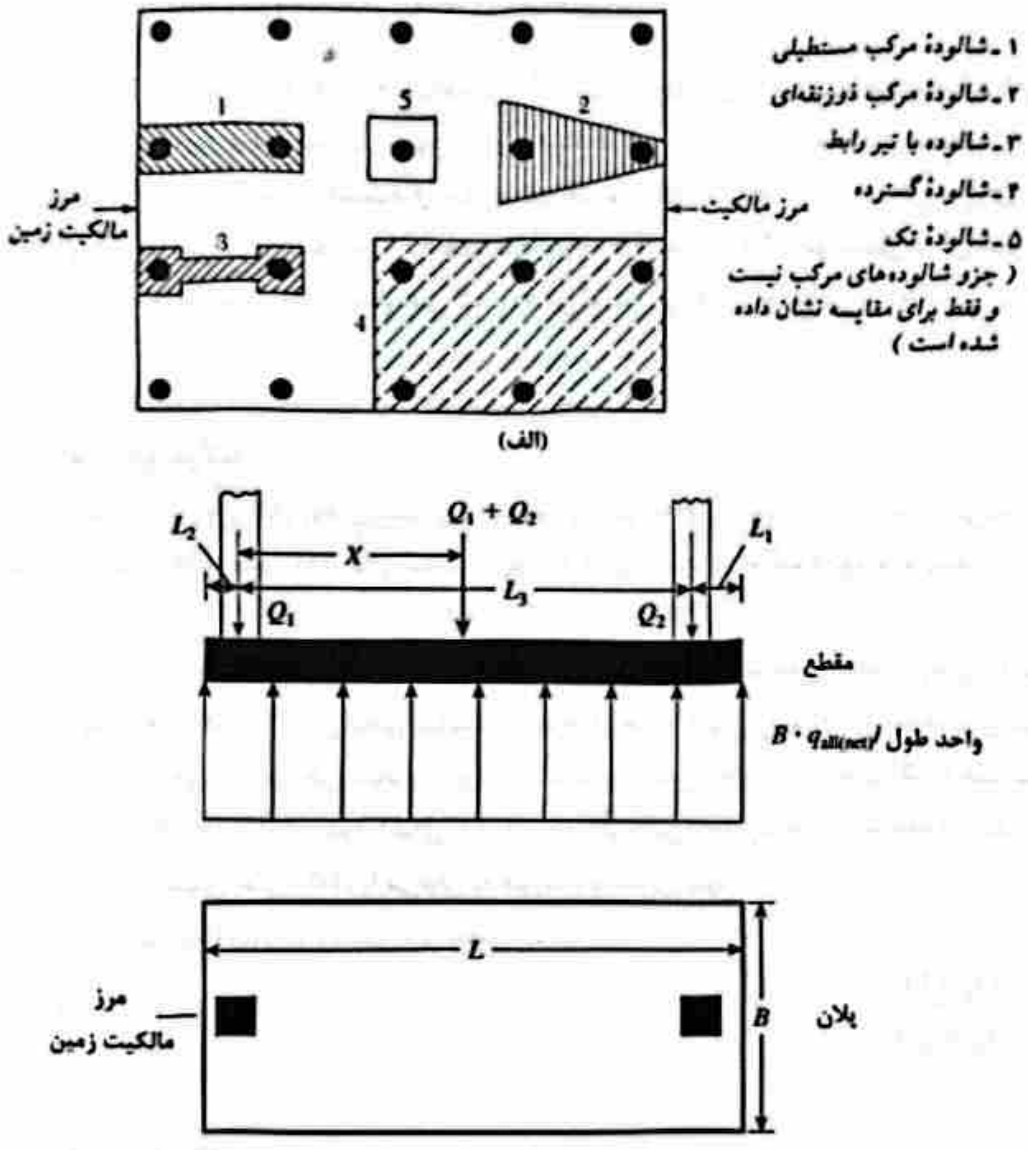
Scanned with CamScanner

ب: محل برآیند بار ستون را محاسبه نمایید. با توجه به شکل ۱۰-۱- ب داریم:

$$X = \frac{Q_2 L_3}{Q_1 + Q_2} \qquad (۲-۱۰)$$

پ: به منظور حصول توزیع فشار یکنواخت در زیر شالوده، برآیند بار ستون‌ها باید از مرکز هندسی شالوده عبور نماید. بنابراین:

$$L = 2(L_2 + X) \qquad (۳-۱۰)$$



شکل ۱۰-۱- (الف) انواع شالوده‌های مرکب، (ب) شالوده‌ی مرکب دوستونی مستطیلی*

* برای طراحی سازه‌ای شالوده‌ها به کتاب طراحی سازه‌های بتن مسلح از همین مؤلف مراجعه شود.

Scanned with CamScanner

که در آن:

L = طول شالوده

ت: با داشتن طول L، طول L_1 را می‌توان به صورت زیر محاسبه نمود:

$$L_1 = L - L_2 - L_3 \qquad (۴-۱۰)$$

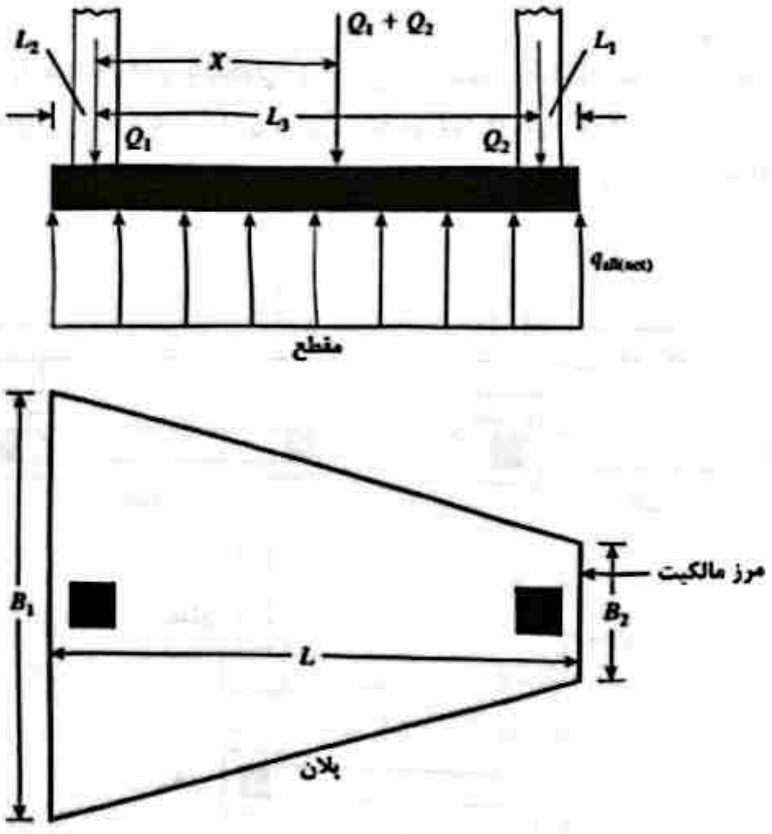
توجه شود که مقدار L_2 یعنی فاصله‌ی ستون کناری از لبه‌ی زمین معلوم فرض می‌شود.

ت: حال می‌توان عرض شالوده را به صورت زیر تعیین نمود:

$$B = \frac{A}{L} \qquad (۵-۱۰)$$

اگر L محاسبه شده از رابطه‌ی ۱۰-۳ کمتر از L_3+L_2 باشد، باید ابعاد آن به منظور احاطه کردن دو ستون افزایش یابد. در این حالت، نیروی برآیند از مرکز سطح عبور نکرده و توزیع فشار غیریکنواخت خواهد شد.

۲- شالوده‌ی مرکب ذوزنقه‌ای[1]: شالوده‌ی مرکب ذوزنقه‌ای نیز حالت دیگری از شالوده‌ی مرکب مستطیلی است و تقریباً همان کاربرد را دارد (شکل ۱۰-۲). تعیین ابعاد شالوده به منظور حصول فشار یکنواخت در زیر شالوده به دو طریق زیر است.



شکل ۱۰-۲- شالوده‌ی مرکب دوستونی ذوزنقه‌ای

1 - Trapezoidal Combined Footing

الف: اگر تنش مجاز خالص خاک معلوم باشد، مساحت شالوده از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$A = \frac{Q_1 + Q_2}{q_{all(net)}} \qquad (۶-۱۰)$$

با مراجعه به شکل ۱۰-۲ داریم:

$$A = \frac{B_1 + B_2}{2} L \qquad (۷-۱۰)$$

ب: محل برآیند بارهای ستون را تعیین نمایید:

$$X = \frac{Q_2 L_3}{Q_1 + Q_2}$$

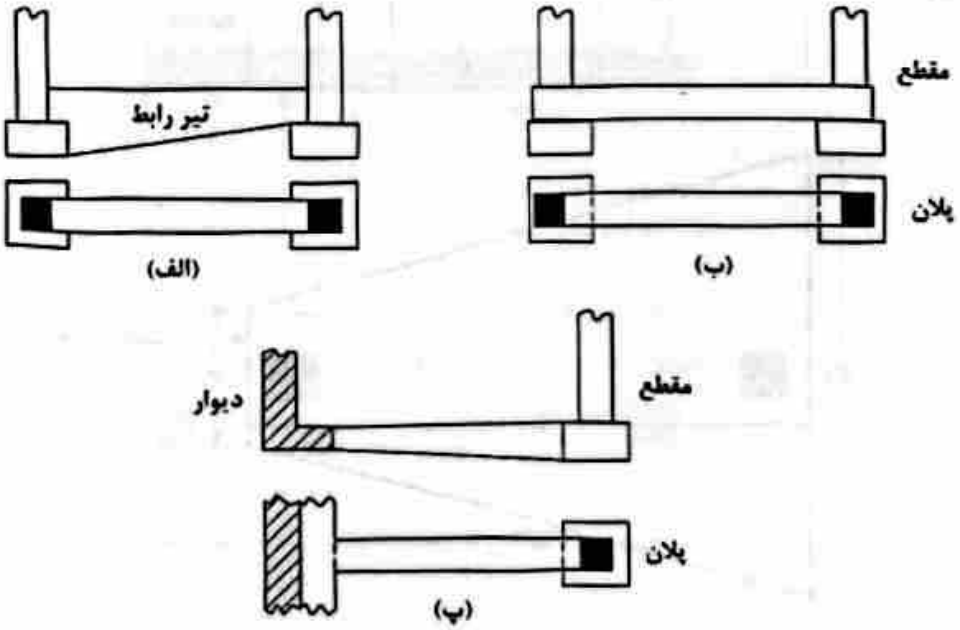
پ: با استفاده از مشخصات هندسی ذوزنقه داریم:

$$X + L_2 = \left(\frac{B_1 + 2B_2}{B_1 + B_2}\right)\frac{L}{3} \qquad (۸-۱۰)$$

با داشتن مقادیر معلوم A، L، X، و L_2 با حل روابط ۱۰-۷ و ۱۰-۸ می‌توان B_1 و B_2 را تعیین کرد. توجه به این نکته لازم است که در ذوزنقه رابطه‌ی زیر برقرار است:

$$\frac{L}{3} < X + L_2 < \frac{L}{2} \qquad (۹-۱۰)$$

۳- شالوده با تیر رابط (شالوده‌ی باسکولی[1]): در این نوع شالوده، به کمک تیر رابط، شالوده‌ی کناری که تحت نیروی برون‌محوری است، به شالوده‌ی میانی بسته می‌شود (شکل ۱۰-۳). در صورتی که تنش مجاز زمین بالا بوده و فاصله‌ی بین ستون‌ها زیاد باشد، شالوده با تیر رابط می‌تواند جایگزین شالوده‌های مستطیلی و ذوزنقه شود.



شکل ۱۰-۳- شالوده‌ی مرکب دوستونی با تیر کلاف (شالوده‌ی باسکولی)

1 - Cantilever footing

Scanned with CamScanner

مثال ۱۰-۱- تعیین ابعاد شالوده‌های مستطیلی

با مراجعه به شکل ۱۰-۱-ب داریم:

$Q_1 = 400\ kN$

$Q_2 = 500 kN$

$q_{all(net)} = 140\ kN/m^2$

$L_3 = 3.5 m$

بر پایه خط مالکیت زمین، $L_2 = 1.5 m$ می‌باشد. مطلوبست تعیین ابعاد $B \times L$ شالوده‌ی مرکب مستطیلی.

حل:

مساحت شالوده برابر است با:

$$A = \frac{Q_1 + Q_2}{q_{all(net)}} = \frac{400 + 500}{140} = 6.43\ m^2$$

با استفاده از رابطه‌ی ۱۰-۲ محل برآیند برابر است با:

$$X = \frac{Q_2 L_3}{Q_1 + Q_2} = \frac{(500)(3.5)}{400 + 500} \approx 1.95 m$$

با استفاده از رابطه‌ی ۱۰-۳ برای توزیع یکنواخت فشار خاک زیر شالوده داریم:

$$L = 2(L_2 + X) = 2(1.5 + 1.95) = 6.9 m$$

مجدداً با استفاده از رابطه‌ی ۱۰-۴ داریم.

$$L_1 = L - L_2 - L_3 = 6.9 - 1.5 - 3.5 = 1.9 m$$

بنابراین:

$$B = \frac{A}{L} = \frac{6.43}{6.9} = 0.93 m$$

مثال ۱۰-۲- تعیین ابعاد شالوده‌ی ذوزنقه‌ای

با مراجعه به شکل ۱۰-۲ داریم:

$Q_1 = 1000\ kN$

$Q_2 = 400 kN$

$L_3 = 3 m$

$q_{all(net)} = 120\ kN/m^2$

با توجه به فضای موجود، $L_2 = 1.2 m$ و $L_1 = 1 m$ می‌باشد. مطلوبست تعیین B_1 و B_2.

حل:

با استفاده از رابطه‌ی ۱۰-۶، مساحت شالوده‌ی مرکب ذوزنقه برابر است با:

$$A = \frac{Q_1 + Q_2}{Q_{all(net)}} = \frac{1000 + 400}{120} = 11.67\ m^2$$

$$L = L_1 + L_2 + L_3 = 1 + 1.2 + 3 = 5.2 m$$

Scanned with CamScanner

از رابطه‌ی ۱۰-۷ داریم:

$$A = \frac{B_1 + B_2}{2} L$$

$$11.67 = \left(\frac{B_1 + B_2}{2}\right)(5.2)$$

یا:

$$B_1 + B_2 = 4.49\,m$$

(الف)

از رابطه‌ی ۱۰-۸ داریم:

$$X = \frac{Q_2 L_3}{Q_1 + Q_2} = \frac{(400)(3)}{1000 + 400} = 0.857\,m$$

بطور مجدد از رابطه‌ی ۱۰-۹ داریم:

$$X + L_2 = \left(\frac{B_1 + 2B_2}{B_1 + B_2}\right)\frac{L}{3}$$

$$0.857 + 1.2 = \left(\frac{B_1 + 2B_2}{B_1 + B_2}\right)\left(\frac{5.2}{3}\right)$$

$$\frac{B_1 + 2B_2}{B_1 + B_2} = 1.187$$

(ب)

از روابط الف و ب داریم:

$$B_1 = 3.65\,m$$

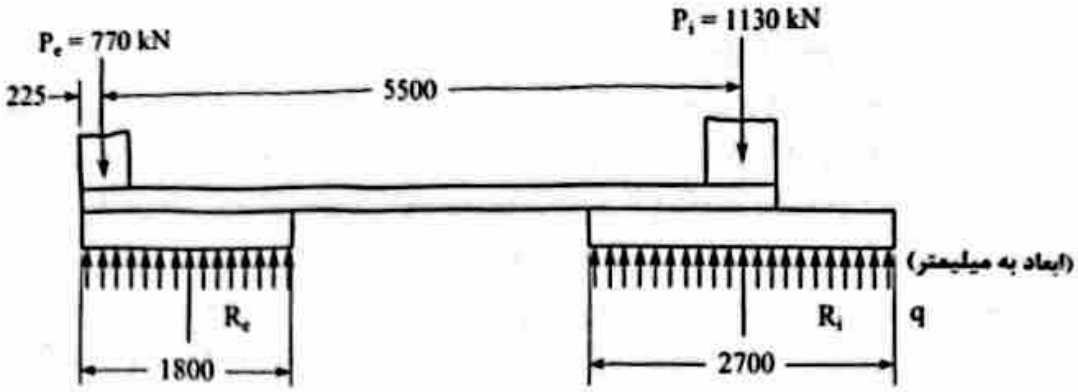
$$B_2 = 0.84\,m$$

مثال ۱۰-۲-ب- شالوده با تیر کلاف (شالوده‌ی باسکولی)

در شالوده با تیر کلاف، شالوده تک کناری به علت اینکه نمی‌تواند از بر زمین تجاوز کند، به طور خارج از محور زیر ستون قرار می‌گیرد. این چنین خروج ازمرکزیتی باعث توزیع غیریکنواخت شدید تنش قشاری زیر شالوده می‌شود که می‌تواند باعث کج شدن شالوده گردد. برای مقابله با این خروج از مرکزیت، شالوده توسط یک تیر کلاف قوی به نزدیکترین شالوده‌ی داخلی بسته می‌شود.

ابعاد هر دو شالوده باید طوری انتخاب شود که تحت بار خدمت، تنش در هر دو شالوده به صورت یکنواخت توزیع گردد و شدت تنش در هر دو مساوی باشد. برای رسیدن به این منظور همانند سایر شالوده‌های مرکب، باید مرکز هندسی سطح تماس دو شالوده منطبق بر محل برآیند نیروی محوری دو ستون باشد. در شکل ۱۰-۲-الف نیروی محوری ستون خارجی با P_e و ستون داخلی با P_i و فشار یکنواخت خالص زمین در زیر شالوده‌ها با q نشان داده شده است. همچنین در روی هر شالوده برآیند ناشی از فشار q با R_e و R_i نشان داده شده است. در شالوده‌ی داخلی که ستون با شالوده هم‌محور است، R_i در امتداد P_i می‌باشد. لیکن در شالوده‌ی خارجی R_e با P_e هم امتداد نبوده و کوپل منتجه، لنگر نیروی محوری P_e ستون را نسبت به مرکز شالوده خنثی می‌کند.

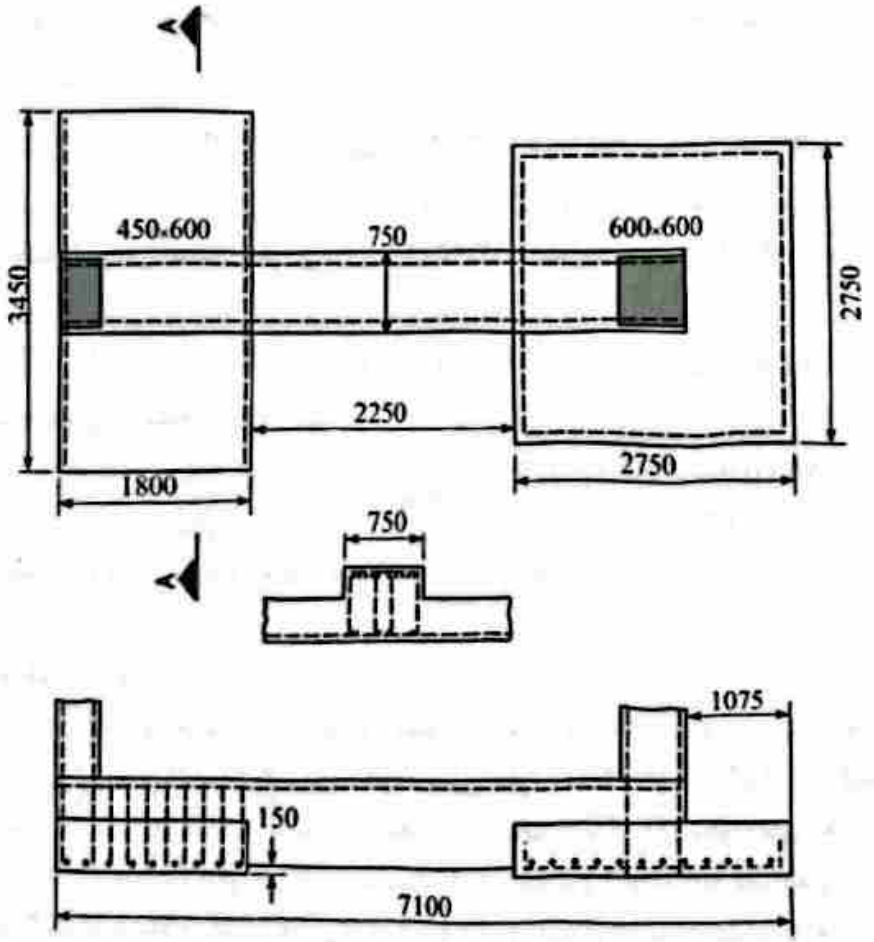
Scanned with CamScanner



شکل ۱۰-۲- الف

غالباً تیر کلاف طوری ساخته می‌شود که کف آن با زمین فاصله‌ای داشته باشد و هیچگونه تنش فشاری تماسی در روی آن ایجاد نشود.

برای نشان دادن مثالی در این مورد، ستون‌های مثال ۱۰-۲-الف در روی یک شالوده‌ی باسکولی قرار داده می‌شود. در شکل ۱۰-۲-ب ابعاد شالوده‌ی حاصل که در ادامه‌ی این مثال اقدام به تعیین آن‌ها می‌نماییم، نشان داده شده است.



شکل ۱۰-۲-ب

بافرض تنش مجاز زمین ۳۰۰ کیلونیوتن برمتر مربع و قرار دادن شالوده در عمق ۱/۸ متری با سربار مربوطه، تنش مجاز خالص خاک برای حمل بارهای خارجی مساوی ۲۵۹ کیلونیوتن بر مترمربع به دست می‌آید. درشالوده‌های باسکولی، بارهای خارجی علاوه بر بار ستون، شامل وزن خود تیر کلاف و خاک و سربار واقع برروی آن درحدفاصل بین دو شالوده نیز می‌شود. آن قسمت از تیر کلاف که در روی شالوده‌ها قرار دارد، در محاسبه‌ی فشار خالص q_e منظور شده است. برای این که از تماس تیر کلاف با زمین جلوگیری شود، کف آن را ۱۵ سانتیمتر بالای خاک در نظر می‌گیریم. بنابراین وزن تیر کلاف به علاوه سربار روی آن با فرض عرض تیرکلاف مساوی ۷۵۰ میلیمتر، برابر خواهد بود با:

$$w_s = 0.75(1.8-0.15)20 + 5\times 0.75 = 28.5\ \text{kN/m}$$

اگر فاصله‌ی بین دو شالوده مساوی ۲/۵ مترحدس زده شود، وزن کل تیر کلاف مساوی خواهد بود با:

$$W_s = 2.5\times 28.5 = 71.2\text{kN}$$

بنابراین در تعیین ابعاد شالوده‌ها به بار مرده‌ی هر ستون ۳۵/۶ کیلونیوتن اضافه می‌شود.

$$P_e = (770+35.6)+590 = 1395.6\ \text{kN}\quad \text{(بدون ضریب)}$$

$$P_i = (1130+35.6)+900 = 2065.6\ \text{kN}\quad \text{(بدون ضریب)}$$

$$\text{سطح لازم} = \frac{1395.6+2065.6}{259.0} = 13.36\ \text{m}^2$$

با گرفتن لنگر نسبت به محور ستون خارجی محل برآیند نیروهای خارجی را به دست می‌آوریم (وزن تیر کلاف هم منظور می‌شود)

$$\text{فاصله‌ی برآیند از محور ستون خارجی} = \text{n} = \frac{2065.5\times 5.5}{1395.6+2065.6} = 3.28\text{m}$$

$$\text{فاصله‌ی برآیند از بر خارجی} = 3.28+0.225 = 3.51\text{m}$$

با آزمون و خطا شالوده‌ی ستون خارجی را ۳/۴۵×۱/۸۰ و ستون داخلی را ۲/۷۵×۲/۷۵ متر انتخاب می‌نماییم.

$$\text{کل } A = 3.45\times 1.80+2.75\times 2.75 = 13.77\text{m}^2 > 13.36$$

فاصله‌ی مرکز هندسی دو سطح از بر خارجی

$$\bar{x} = \frac{3.45\times 1.80\times 0.9+2.75^2\times 5.725}{13.77} = 3.55\text{m}$$

با تقریب رضایت‌بخش منطق بر محل برآیند می‌باشد.

۱۰-۳- شالوده‌ی گسترده[1]

شالوده‌ی گسترده، شالوده‌ی مرکب است که کل سطح زیربنا را پوشانده و ستون‌ها و دیوارهای متعددی برروی آن قرار می‌گیرند (شکل ۱۰-۴). این شالوده وقتی مورد استفاده قرار می‌گیرد که ظرفیت باربری زمین کم بوده و بار ستون‌ها سنگین باشد. بعضی‌ها بر این عقیده‌اند که اگر شالوده‌های تک بیش از ۵۰ درصد سطح زیربنا را بپوشانند، شالوده‌ی گسترده ممکن است اقتصادی‌تر باشد. (به علت مصرف زیاد آرماتور در شالوده‌های گسترده در بالا و پایین، به این ایده باید با دیده‌ی شک و تردید نگریست. مترجم)

1 - Mat of raft foundation

Scanned with CamScanner

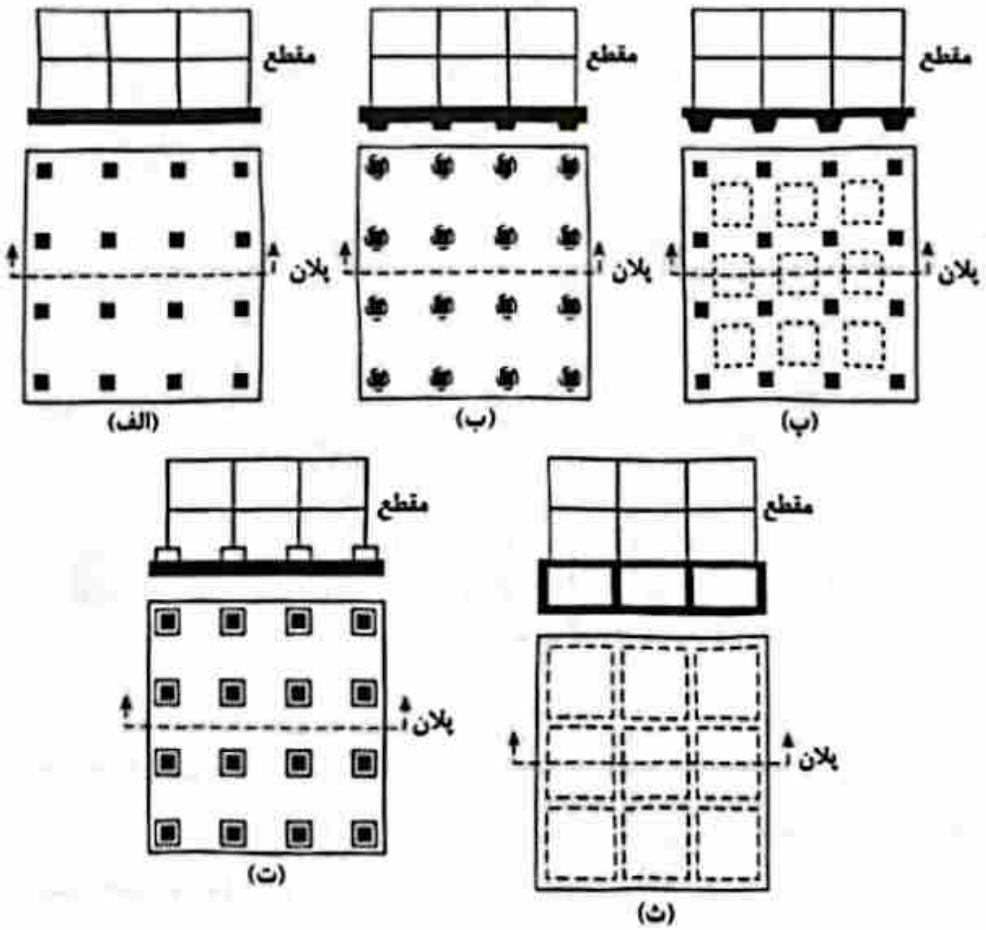
انواع معمول شالوده‌های گسترده

بعضی از انواع معمول شالوده‌های گسترده که به طور شماتیک در شکل ۱۰-۴ نشان داده شده‌اند، به قرار زیر می‌باشند:

۱- داخل تخت (شکل ۱۰-۴- الف). در این حالت ضخامت شالوده ثابت است.
۲- دال تخت با افزایش ضخامت در زیر ستون (شکل ۱۰-۴- ب).
۳- تیر و دال (شکل ۱۰-۴- پ). در این حالت تیرها در دو امتداد متعامد وجود دارند و ستون‌ها در محل تقاطع آنها متکی می‌باشند و فضای خالی بین تیرها با دال بتنی پر می‌شود.
۴- دال تخت با پداستال (شکل ۱۰-۴- ت).
۵- دال به اضافه‌ی دیوارهای زیرزمین که با دال یکپارچه بوده و به عنوان سخت‌کننده‌های بسیار قوی عمل می‌کنند (شکل ۱۰-۴- ث).

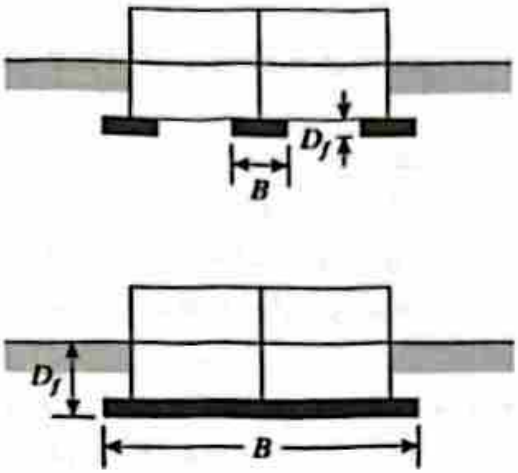
گاهی مواقع شالوده‌های گسترده برروی شمع قرار می‌گیرند. وجود شمع‌ها باعث کاهش نشست شالوده برروی خاک خیلی سستی که بر آن متکی است، می‌شوند. همچنین در مناطقی که سطح آب زیرزمینی بالاست، ممکن است از وجود شمع برای جلوگیری از غوطه‌وری استفاده گردد.

در شکل ۱۰-۵ اختلاف بین D_f و B در شالوده‌ی تک و شالوده‌ی گسترده ارائه شده است. در شکل ۱۰-۶ تصویری از شالوده‌های گسترده دال تخت نشان داده شده است.

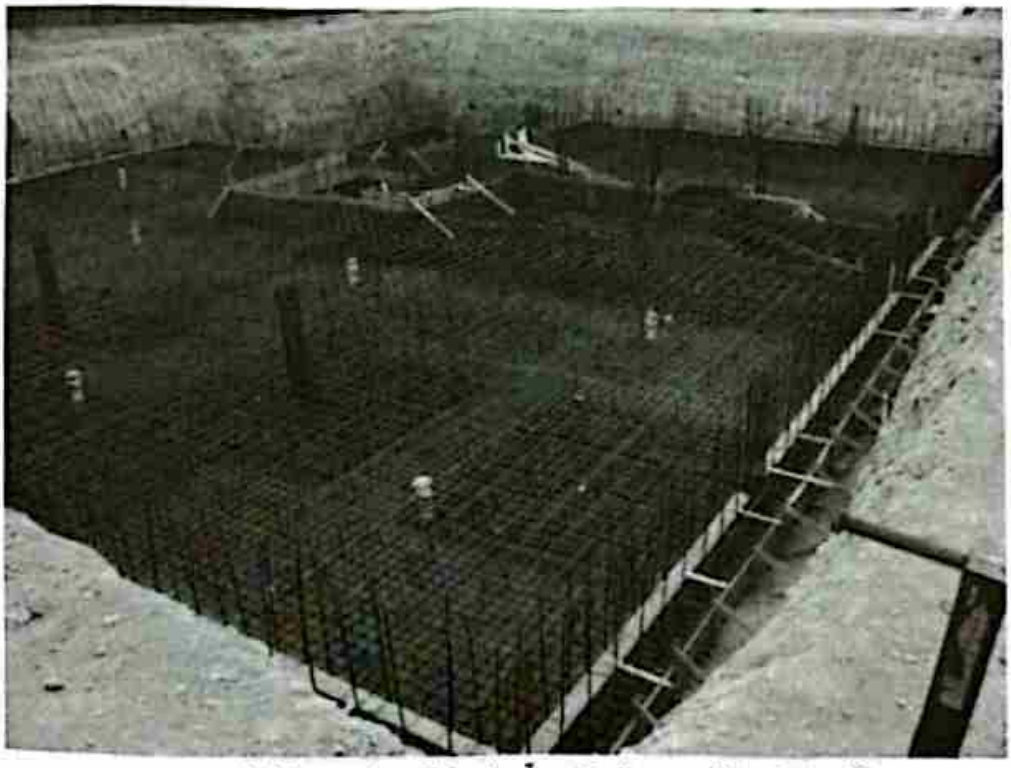


شکل ۱۰-۴- انواع شالوده‌ی گسترده. (الف) دال تخت، (ب) دال تخت با افزایش ضخامت در زیر ستون‌ها، (پ) تیر و دال، (ت) دال تخت با پداستال، (ث) دال با دیوارهای زیرزمین.

Scanned with CamScanner



شکل ۱۰-۵- تعریف B (عرض شالوده) و D_f (عمق شالوده) در شالوده‌های تک و گسترده



شکل ۱۰-۶- شالوده‌ی دال تخت آرماتورگذاری شده و قبل از بتن‌ریزی

۱۰-۴- ظرفیت باربری شالوده‌های گسترده

ظرفیت باربری نهایی کلی شالوده‌های گسترده را می‌توان با همان روابط مربوط به شالوده‌های سطحی محاسبه نمود (فصل ششم). داریم:

$$q_u = c'N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Scanned with CamScanner

ضرایب موجود در رابطه‌ی فوق را می‌توان از روابط، جداول و نمودارهای عرضه شده در فصل ششم تعیین نمود. B نیز بعد کوچکتر شالوده‌ی گسترده می‌باشد. با داشتن ظرفیت باربری نهایی کلی، ظرفیت باربری نهایی خالص برابر خواهد بود با:

$$q_{u(net)} = q_u - q$$

برای تعیین ظرفیت باربری مجاز خالص، ضریب اطمینان مناسبی باید بر رابطه‌ی فوق اعمال گردد. مقدار ضریب اطمینان برای شالوده‌های گسترده‌ی منکی بر رس، نباید کمتر از ۳ برای بار مرده و حداکثر بار زنده شود. در شرایط خیلی فوق‌العاده، مقدار ضریب اطمینان می‌تواند مساوی ۱/۷۵ تا ۲ انتخاب شود. برای شالوده‌های گسترده‌ی منکی بر ماسه، معمولاً از ضریب اطمینانی در حدود ۳ استفاده می‌شود. در اغلب حالات عملی، ضریب اطمینان بالایی برای شالوده‌های گسترده‌ی منکی بر ماسه در مقابل گسیختگی برشی موجود می‌باشد.

برای رس‌های اشباع با شرایط $\phi = 0$ و بار قائم، رابطه‌ی باربری نهایی به صورت زیر ساده می‌شود (توجه: $N_\gamma = 0$ ، $N_q = 1$ و $N_c = 5.14$)

$$q_u = c_u N_c F_{cs} F_{cd} + q \qquad (۱۰-۱۰)$$

که در آن c_u چسبندگی زهکشی نشده می‌باشد.

برای شرایط $\phi = 0$ داریم:

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L}\left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{1}{5.14}\right) = 1 + \frac{0.195B}{L}$$

و

$$F_{cd} = 1 + 0.4\left(\frac{D_f}{B}\right)$$

با قراردادن ضرایب شکل و ضرایب عمق در رابطه‌ی ۱۰-۱۰ به دست می‌آید:

$$q_u = 5.14c_u\left(\frac{1+0.195B}{L}\right)\left(1+0.4\frac{D_f}{B}\right) + q \qquad (۱۱-۱۰)$$

بنابراین ظرفیت باربری نهایی خالص برابر است با:

$$q_{u(net)} = q_u - q = 5.14c_u\left(1+\frac{0.195B}{L}\right)\left(1+0.4\frac{D_f}{B}\right) \qquad (۱۲-۱۰)$$

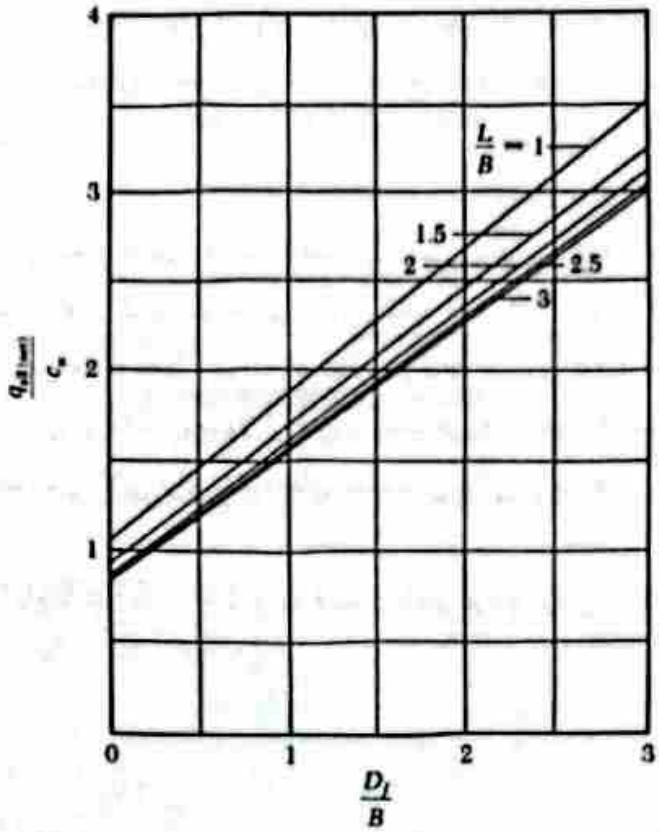
با اعمال ضریب اطمینان ۳، ظرفیت باربری مجاز خالص به صورت زیر درمی‌آید:

$$q_{all(net)} = \frac{q_{u(net)}}{FS} = 1.713c_u\left(1+\frac{0.195B}{L}\right)\left(1+0.4\frac{D_f}{B}\right) \qquad (۱۳-۱۰)$$

در رابطه‌ی فوق، D_f عمق، B عرض و L طول شالوده می‌باشد.

برپایه‌ی رابطه‌ی فوق، در شکل زیر نمودار $q_{all(net)}/c_u$ برای مقادیر مختلف L/B و D_f/B رسم شده است.

Scanned with CamScanner



نمودار $q_{all(net)}/C_e$ در مقابل D_f/B (رابطه‌ی ۱۰-۱۳) (۳ = ضریب اطمینان)

ظرفیت باربری مجاز خالص شالوده‌های متکی بر خاک‌های دانه‌ای را می‌توان از نتایج آزمایش نفوذ استاندارد تعیین نمود. برای شالوده‌های سطحی داریم:

$$q_{all(net)}(kN/m^2) = \frac{N_{60}}{0.08}\left(\frac{B+0.3}{B}\right)^2 F_d\left(\frac{S_e}{25}\right)$$

که در آن:

N_{60} = عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده، B = عرض (m)، S_e = نشست برحسب میلیمتر و

$$F_d = 1 + 0.33(D_f/B) \le 1.33$$

وقتی که عرض B بزرگ باشد، با فرض $D_f/B = 1$، رابطه‌ی فوق را می‌توان به صورت زیر ساده کرد:

$$q_{net}(kN/m^2) \approx \frac{N_{60}}{0.08}F_d\left(\frac{S_e}{25}\right)$$

$$= \frac{N_{60}}{0.08}\left[1+0.33\left(\frac{D_f}{B}\right)\right]\left[\frac{S_e(mm)}{25}\right] \qquad (۱۰-۱۴)$$

$$\le 0.67 N_{60}[S_e(mm)]$$

بنابراین حداکثر مقدار q_{net} از رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود:

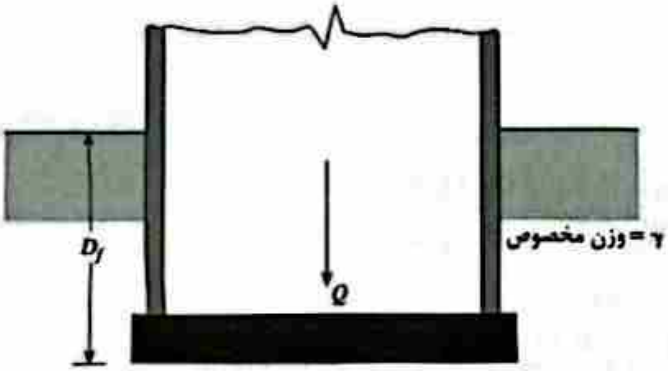
$$q_{max(net)}(kN/m^2) = 0.67\, N_{60}[S_e(mm)] \qquad (۱۰-۱۵)$$

Scanned with CamScanner

ترزاقی و پک توصیه می‌کنند محدود کردن نشست کلی شالوده‌ی تک و نواری به ۲۵ میلیمتر (۱ اینچ) معادل نشست نسبی (اختلاف نشست) ۲۰ میلیمتر (۰/۷۵ اینچ) است. از طرف دیگر عرض شالوده‌های گسترده، بزرگتر از شالوده‌های تک است. در نتیجه عمقی که تنش آن به علت بار شالوده، به طور قابل توجهی افزوده می‌شود، بستگی به عرض شالوده دارد، به طوری که شالوده‌ی گسترده با عرض بزرگ حوزه‌ی بزرگتری را نسبت به شالوده‌ی تک تحت تاثیر افزایش تنش قرار می‌دهد. بنابراین توده‌های خاک‌های سست زیر شالوده‌ی گسترده به طور یکنواخت‌تری تحت افزایش تنش قرار می‌گیرند و در نتیجه می‌توان انتظار نشست‌های نسبی کمتری را داشت.

طبق توصیه‌ی ترازقی و پک، مرسوم است که در شالوده‌های گسترده، برای نشست حداکثر ۵۰ میلیمتر (۲ اینچ)، نشست نسبی مساوی ۲۰ میلیمتر (۰/۷۵ اینچ) فرض شود. با استفاده از این منطق و فرض محافظه‌کارانه‌ی F_d مساوی ۱، روابط ۱۰-۱۴ و ۱۰-۱۵ را می‌توان به صورت زیر تقریب زد:

$$q_{all(net)} = q_{net}(kN/m^2) = 25N_{60} \qquad (۱۰-۱۶)$$



شکل ۱۰-۷- تعریف فشار خالص وارد از طرف شالوده‌ی گسترده بر خاک

فشال خالص شالوده

با مراجعه به شکل ۱۰-۷، فشار خالص وارد از شالوده بر زمین را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$q = \frac{Q}{A} - \gamma D_f \qquad (۱۰-۱۷)$$

که در آن:

Q= وزن مرده‌ی سازه به علاوه‌ی بار زنده

A= مساحت شالوده‌ی گسترده

در تمام حالات، q باید کمتر یا مساوی $q_{all(net)}$ باشد که از روابط مربوطه برای خاک‌های رسی و ماسه‌ای به دست می‌آید.

مثال ۱۰-۳

مطلوب است تعیین ظرفیت باربری نهایی خالص شالوده‌ی گسترده به ابعاد ۸×۲۰ متر منکی بر رس اشباع با c_u مساوی ۸۵ کیلونیوتن بر مترمربع و D_f مساوی ۱/۵ متر.

Scanned with CamScanner

حل:

از رابطه‌ی ۱۰-۱۲ داریم:

$$q_{u(net)} = 5.14c_u\left[1+\left(\frac{0.195B}{L}\right)\right]\left[1+0.4\left(\frac{D_f}{B}\right)\right]$$

$$=(5.14)(85)\left[1+\left(\frac{0.195\times 8}{20}\right)\right]\left[1+\left(\frac{0.4\times 1.5}{8}\right)\right]=506.3\ kN/m^2$$

مثال ۱۰-۴

مطلوب است تعیین ظرفیت باربری مجاز خالص شالوده‌ی گسترده به ابعاد ۱۰×۱۵ متر متکی بر نهشته‌ی ماسه‌ای. داریم:

N_{60} = 10= عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده نشست مجاز = 50 mm $D_f = 2$ m

حل:

از رابطه‌ی ۱۰-۱۴ می‌توان نوشت:

$$q_{all(net)} = \frac{N_{60}}{0.08}\left[1+0.33\left(\frac{D_f}{B}\right)\right]\left(\frac{S_e}{25}\right)$$

یا:

$$q_{all(net)} = \frac{10}{0.08}\left[1+\frac{0.33\times 2.0}{10}\right]\left(\frac{50}{25}\right)=266.5\ kN/m^2$$

۱۰-۵- نشست نسبی[1] شالوده‌های گسترده

کمیته‌ی ۳۳۶ انستیتوی بتن آمریکا (ACI) در سال ۱۹۸۸ روش زیر را برای محاسبه‌ی نشست نسبی شالوده‌های گسترده پیشنهاد کرد. در این روش، ضریب صلبیت K_r شالوده از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$K_r = \frac{E'I_b}{E_sB^3} \qquad (۱۰-۱۸)$$

که در آن:

E' = ضریب الاستیسیته‌ی مصالح شالوده

E_s = ضریب الاستیسیته‌ی خاک

B = عرض شالوده

I_b = ممان اینرسی سازه فوقانی و شالوده بر واحد عرض در امتدادی عمود بر B

1 - Differential settlement

جمله‌ی $E'I_b$ را می‌توان به صورت زیر بیان نمود:

$$E'I_b = E'\left(I_F + \Sigma I'_b + \Sigma \frac{ah^3}{12}\right) \qquad (۱۹-۱۰)$$

که در آن:

$E'I_b$ = صلبیت خمشی سازه فوقانی و شالوده بر واحد عرض در امتدادی عمود بر B

$\Sigma E'I'_b$ = صلبیت خمشی اعضای قاب‌بندی شده در امتدادی عمود بر B

$\Sigma\left(E'ah^3/12\right)$ = صلبیت خمشی دیوارهای برشی

a = ضخامت دیوار برشی

h = ارتفاع دیوار برشی

$E'I_F$ = انعطاف‌پذیری شالوده

برپایه‌ی مقدار K_r، مقدار δ یعنی نسبت نشست نسبی (نشست تفاضلی) به نشست کل را می‌توان به صورت زیر محاسبه نمود:

۱- اگر $K_r > 0.5$ باشد، شالوده را می‌توان صلب فرض نمود و $\delta = 0$ است.

۲- اگر $K_r = 0.5$ باشد، $\delta \approx 0.1$ است.

۳- اگر $K_r = 0$ باشد، برای شالوده‌های گسترده‌ی مربع $(B/L = 1)$، مقدار $\delta = 0.35$ و برای شالوده‌های بلند $(B/L = 0)$، مقدار $\delta = 0.5$ می‌باشد.

۱۰-۶- مشاهدات میدانی برای شالوده‌های گسترده

در ادبیات مهندسی گزارش‌های متعددی از اندازه‌گیری نشست میدانی شالوده‌های گسترده در دسترس است. در این قسمت نتایج بعضی از این مشاهدات برای شالوده‌های گسترده ساخته شده روی نهشته‌های ماسه‌ای با نتایج حاصل از روابط ۱۰-۱۴ و ۱۰-۱۵ مورد مقایسه قرار می‌گیرد.

مایرهوف (۱۹۶۵) مشاهدات حاصل از حداکثر نشست شالوده‌های گسترده‌ی ساخته شده روی نهشته‌های ماسه‌ای و شنی را مطابق جدول ۱۰-۱ مرتب نمود. اگر در رابطه‌ی ۱۰-۱۴ ضریب عمق $1+0.33\,(D/B)$ بطور تقریبی مساوی واحد فرض شود، خواهیم داشت:

$$S_e(mm) \approx \frac{2q_{all(net)}}{N_{60}} \qquad (۲۰-۱۰)$$

با استفاده از مقادیر $q_{all(net)}$ و N_{60} ارائه شده در ستون‌های ۶ و ۵ جدول ۱۰-۱، مقدار S_e از رابطه‌ی فوق در ستون ۸ ارائه شده است.

ستون ۹ از جدول ۱۰-۱، نسبت S_e محاسبه شده به S_e اندازه‌گیری شده را نشان می‌دهد. این نسبت بین ۰/۷۹ تا ۳/۳۹ متغیر است. بنابراین محاسبه‌ی ظرفیت باربری نهایی خالص با استفاده از روابط ۱۰-۱۴ و ۱۰-۱۵ مقادیر ایمن و محافظه‌کارانه‌ای به دست می‌دهد.

Scanned with CamScanner

جدول ۱۰-۱- نشست شالوده‌های گسترده روی نهشته‌های ماسه‌ای و شنی

حالت (1)	نام سازه (2)	ماخذ (3)	B (m) (4)	متوسط N_{60} (5)	$q_{all(net)}$ (kN/m²) (6)	مشاهده S_e(mm) (7)	محاسبه S_e(mm) (8)	محاسباتی S_e / اندازه‌گیری‌شده S_e (9)
1	T. Edison São Paulo, Brazil	Rios and Silva (1948)	18.29	15	229.8	15.24	30.64	2.01
2	Banco do Brazil, São Paulo, Brazil	Rios and Silva (1948); Vargas (1961)	22.86	18	239.4	27.94	26.6	0.95
3	Iparanga São Paulo, Brazil	Vargas (1948)	9.14	9	304.4	35.56	67.64	1.9
4	C.B.I., EsplandaSão Paulo, Brazil	Vargas (1961)	14.63	22	383.0	27.94	34.82	1.25
5	Riscala São Paulo, Brazil	Vargas (1948)	3.96	20	229.8	12.7	22.98	1.81
6	Thyssen Düsseldorf, Germany	Schultze (1962)	22.55	25	239.4	24.13	19.15	0.79
7	Ministry Düsseldorf, Germany	Schultze (1962)	15.85	20	220.2	20.32	22.02	1.08
8	Chimney Cologne, Germany	Schultze (1962)	20.42	10	172.4	10.16	34.48	3.39

۱۰-۷- شالوده‌های شناور[1]

نشست شالوده‌ی گسترده را می‌توان با کاهش فشار خالص برروی خاک، کاهش داد. برای کاهش فشار خالص، عمق D_f شالوده باید افزایش داده شود. این افزایش عمق بخصوص برای شالوده‌های گسترده‌ی متکی بر خاک‌های رسی نرم که در آنها نشست تحکیم زیادی پیش‌بینی می‌شود، مهم می‌باشد. برای توزیع یکنواخت فشار، مطابق شکل ۱۰-۸ در نواحی بلند سازه طبقات زیرزمین افزایش داده می‌شود.

با استفاده از رابطه‌ی ۱۰-۱۷ و توجه به شکل ۱۰-۸، فشار خالص متوسط وارده برابر است با:

$$q = \frac{Q}{A} - \gamma D_f$$

در صورتی که بخواهیم هیچگونه افزایش فشار خالص نداشته باشیم، q باید مساوی صفر شود. بنابراین:

$$D_f = \frac{Q}{A\gamma} \qquad (۱۰-۲۱)$$

1 - Compensated foundations

Scanned with CamScanner

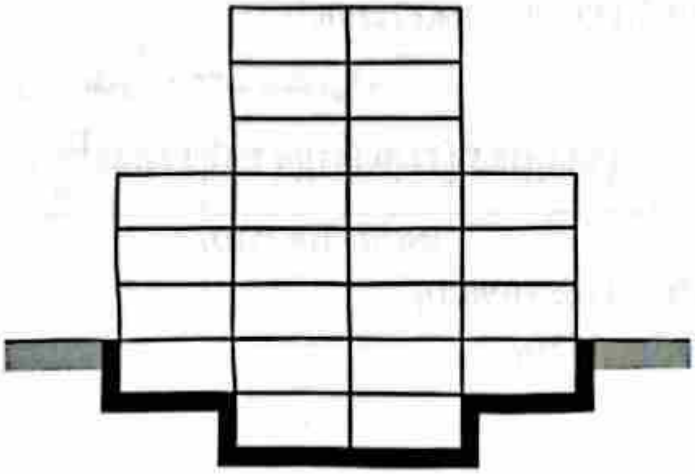
عمق D_f به دست آمده از رابطه‌ی ۱۰-۲۱، عمق شناوری کامل[1] نامیده می‌شود. ضریب اطمینان در مقابل گسیختگی برشی در ظرفیت باربری برای شالوده با شناوری ناقص ($D_f < Q/A\gamma$) به صورت زیر به دست می‌آید:

$$FS = \frac{q_{u(net)}}{q} = \frac{q_{u(net)}}{\frac{Q}{A} - \gamma D_f} \qquad (۱۰-۲۲)$$

$q_{u(net)}$= ظرفیت باربری نهایی خالص

با قراردادن رابطه‌ی ۱۰-۱۲ در رابطه‌ی ۱۰-۲۲ برای خاک‌های رسی اشباع به دست می‌آید:

$$FS = \frac{5.14c_u\left(1+\frac{0.195B}{L}\right)\left(1+0.4\frac{D_f}{B}\right)}{\frac{Q}{A} - \gamma D_f} \qquad (۱۰-۲۳)$$



شکل ۱۰-۸- شالوده‌ی شناور

مثال ۱۰-۵- الف

در شکل ۱۰-۷، ابعاد شالوده ۴۰×۳۰ متر و بار مرده و زنده روی شالوده‌ی گسترده مساوی ۲۰۰ مگانیوتن می‌باشد. شالوده روی لایه‌ی رس نرم با وزن مخصوص ۱۸/۷۵ کیلونیوتن برمتر مکعب قرار دارد. مطلوب است تعیین D_f برای شناوری کامل شالوده.

حل:

از رابطه‌ی ۱۰-۲۱ می‌توان نوشت:

$$D_f = \frac{Q}{A\gamma} = \frac{200\times10^3\,kN}{(30\times40)(18.75)} = 8.89\,m$$

1 - Fully compensated foundation

Scanned with CamScanner

مثال ۱۰-۵- پ

در مثال قبل، c_u رس را مساوی ۱۲/۵ کیلونیوتن برمترمربع در نظر بگیرید. اگر ضریب اطمینان لازم در مقابل ظرفیت باربری نهایی ۳ باشد، مطلوبست تعیین عمق شالوده.

حل:

از رابطه‌ی ۱۰-۲۳ می‌توان نوشت:

$$FS = \frac{5.14c_u\left(1+\frac{0.195B}{L}\right)\left(1+0.4\frac{D_f}{B}\right)}{\frac{Q}{A}-\gamma D_f}$$

داریم:

$$FS = 3\ ;\ c_u = 12.5\,kN/m^2\ ;B/L = 30/40 = 0.75;$$

$$Q/A = \left(200\times10^3\right)\Big/\left(30\times40\right) = 166.67\,kN/m^2$$

با قراردادن مقادیر فوق دررابطه‌ی ۱۰-۲۳ به دست می‌آید:

$$3 = \frac{(5.14)(12.5)\left[1+(0.195)(0.75)\right]\left[1+0.4\left(\frac{D_f}{30}\right)\right]}{166.67-(18.75)D_f}$$

$$500.01-56.25D_f = 73.65+0.982D_f$$

$$426.63 = 57.23D_f$$

$$D_f = 7.5\,m$$

مثال ۱۰-۵- پ

ابعاد شالوده‌ی گسترده‌ی شکل ۱۰-۷، مساوی ۳۰×۲۰ متر می‌باشد. کل بار مرده و زنده ۱۱۰ مگانیوتن است. شالوده روی لایه‌های رسی با وزن مخصوص ۱۸ کیلونیوتن برمترمکعب با $c_u = 140\ kN/m^2$ است. با فرض $D_f = 1.5\ m$ مطلوبست تعیین ضریب اطمینان در مقابل ظرفیت باربری نهایی.

حل:

از رابطه‌ی ۱۰-۲۳ ضریب اطمینان برابر است با:

$$FS = \frac{5.14c_u\left(1+\frac{0.195B}{L}\right)\left(1+0.4\frac{D_f}{B}\right)}{\frac{Q}{A}-\gamma D_f}$$

که در آن:

$$c_u = 140\,kN/m^2\ ,\ D_f = 1.5\,m\ ,\ B = 20\,m\ ,\ L = 30\,m\ ,\ \gamma = 18\,kN/m^3$$

Scanned with CamScanner

بنابراین:

$$FS = \frac{(5.14)(140)\left[1+\frac{(0.195)(20)}{30}\right]\left[1+0.4\left(\frac{1.5}{20}\right)\right]}{\left(\frac{110{,}000\,kN}{20\times 30}\right)-(18)(1.5)} = 5.36$$

مثال ۱۰-۶

مطابق شکل ۱۰-۹، شالوده‌ی گسترده به ابعاد ۴۰×۳۰ متر در نظر بگیرید. بار مرده و زنده‌ی کل وارد بر آن ۲۰۰ مگانیوتن می‌باشد. مطلوبست محاسبه‌ی نشست تحکیم در مرکز آن.

حل:

از رابطه‌ی تحکیم داریم:

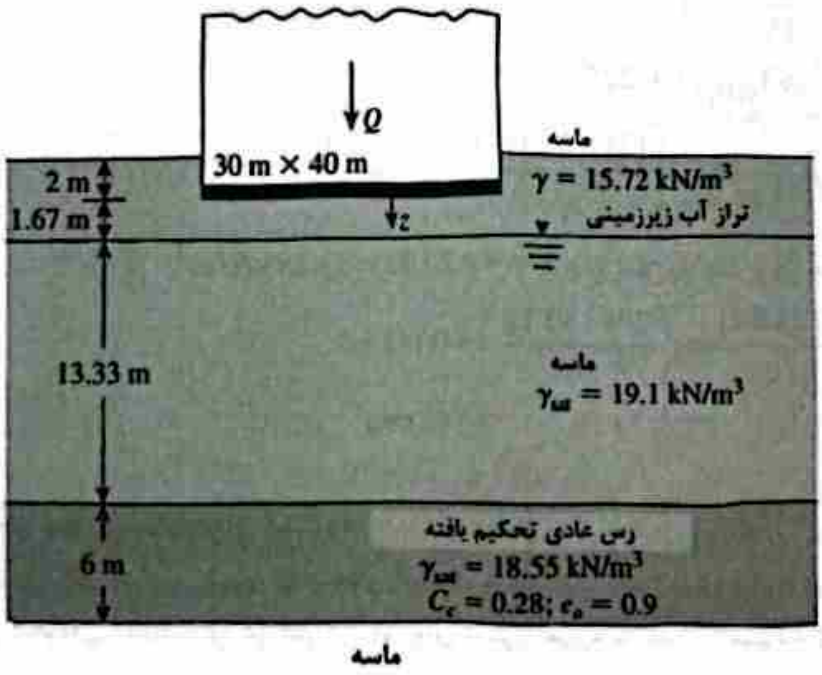
$$S_{c(p)} = \frac{C_c H_c}{1+e_o}\log\left(\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'_{av}}{\sigma'_o}\right)$$

$$\sigma'_o = (3.67)(15.72)+(13.33)(19.1-9.81)+\frac{6}{2}(18.55-9.81) \approx 208\ kN/m^2$$

$H_c = 6\,m$

$C_c = 0.28$

$e_o = 0.9$



شکل ۱۰-۹- مربوط به مثال ۱۰-۶

$$Q = 200\times10^3\ \text{kN}$$

فشار خالص = $q = \dfrac{Q}{A} - \gamma D_f = \dfrac{200\times10^3}{30\times40} - (15.72)(2) \approx 135.2\ \text{kN/m}^2$

مطابق مفاد فصل هشتم، برای محاسبه افزایش فشار در زیر مرکز شالوده، سطح مستطیل به چهار مستطیل به ابعاد ۲۰×۱۵ متر تقسیم شده و افزایش تنش در گوشه هر مستطیل محاسبه می‌شود (رابطه‌ی ۸-۲۰).

$$\Delta\sigma'_{av(H_2/H_1)} = q_o\left[\frac{H_2 I_{a(H_2)} - H_1 I_{a(H_1)}}{H_2 - H_1}\right]$$

$$= 135.2\left[\frac{(1.67+13.33+6)I_{a(H_2)} - (1.67+13.33)I_{a(H_1)}}{6}\right]$$

محاسبه‌ی $I_{a(H_2)}$:

$$m_2 = \frac{B}{H_2} = \frac{15}{1.67+13.33+6} = 0.71$$

$$n_2 = \frac{L}{H_2} = \frac{20}{21} = 0.95$$

شکل ۸-۲۴ $\Rightarrow m_2 = 0.71, n_2 = 0.95 \Rightarrow I_{a(H_2)} = 0.21$

محاسبه‌ی $I_{a(H_1)}$:

$$m_2 = \frac{B}{H_1} = \frac{15}{15} = 1$$

$$n_2 = \frac{L}{H_1} = \frac{20}{15} = 1.33$$

شکل ۸-۲۴ $\Rightarrow I_{a(H_1)} = 0.225$

$$\Delta\sigma'_{av(H_2/H_1)} = 135.2\left[\frac{(21)(0.21)-(15)(0.225)}{6}\right] = 23.32\ \text{kN/m}^2$$

افزایش تنش به علت چهار جزء مستطیل $= 4\times23.32 = 93.28\ \text{kN/m}^2$

$$S_{c(p)} = \frac{(0.28)(6)}{1+0.9}\log\left(\frac{208+93.28}{208}\right) = 0.142\ \text{m}$$

$$= 142\ \text{mm}$$

۸-۱۰- طراحی سازه‌ای شالوده‌های گسترده

دو روش متداول برای طراحی سازه‌ای شالوده‌های گسترده وجود دارد: (الف) روش شالوده‌ی صلب، (ب) روش تقریبی شالوده‌ی انعطاف‌پذیر. در کنار این دو روش دستی، امروزه به کمک کامپیوترهای شخصی و

Scanned with CamScanner

برنامه‌های تحلیل کامپیوتری، استفاده از تحلیل اجزای محدود نیز در دفاتر مهندسی متداول شده است. در این بخش فقط روش‌های دستی مورد توجه قرار می‌گیرند.

روش شالوده‌ی صلب

با مراجعه به شکل ۱۰-۱۰، روش گام به گام طراحی شالوده‌ها با فرض شالودی صلب، به شرح زیر است:

گام ۱. شکل ۱۰-۱۰- الف شالوده‌ی گسترده به ابعاد L×B را نشان می‌دهد. Q_1، Q_2، و Q_3 و... بارهای محوری ستون‌ها می‌باشد. بار کل ستون‌ها برابر است با: (در محاسبات سازه‌ای شالوده، لازم نیست وزن شالوده در نظر گرفته شود).

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots \qquad (۱۰-۲۴)$$

گام ۲. با استفاده از رابطه‌ی زیر، فشار وارد بر زیر شالوده را در نقاط A، B، C، D، و... محاسبه نمایید:

$$q = \frac{Q}{A} \pm \frac{M_y x}{I_y} \pm \frac{M_x y}{I_x} \qquad (۱۰-۲۵)$$

که در آن:

$A = BL$

$I_x = (1/12)BL^3 = x$ ممان اینرسی حول محور

$I_y = (1/12)LB^3 = y$ ممان اینرسی حول محور

$M_x = x$ لنگر ناشی از برآیند نیروها حول محور $= Qe_y$

$M_y = y$ لنگر ناشی از برآیند نیروها حول محور $= Qe_x$

x , y = دستگاه مختصات با علامت‌های مناسب + و -

e_x و e_y برون‌محوری‌های نیروی برآیند در امتدادهای x و y می‌باشد. با استفاده از دستگاه مختصات x' و y'، آنها را می‌توان به صورت زیر محاسبه نمود:

$$x' = \frac{Q_1 x'_1 + Q_2 x'_2 + Q_3 x'_3 + \dots}{Q} \qquad (۱۰-۲۶)$$

و

$$e_x = x' - \frac{B}{2} \qquad (۱۰-۲۷)$$

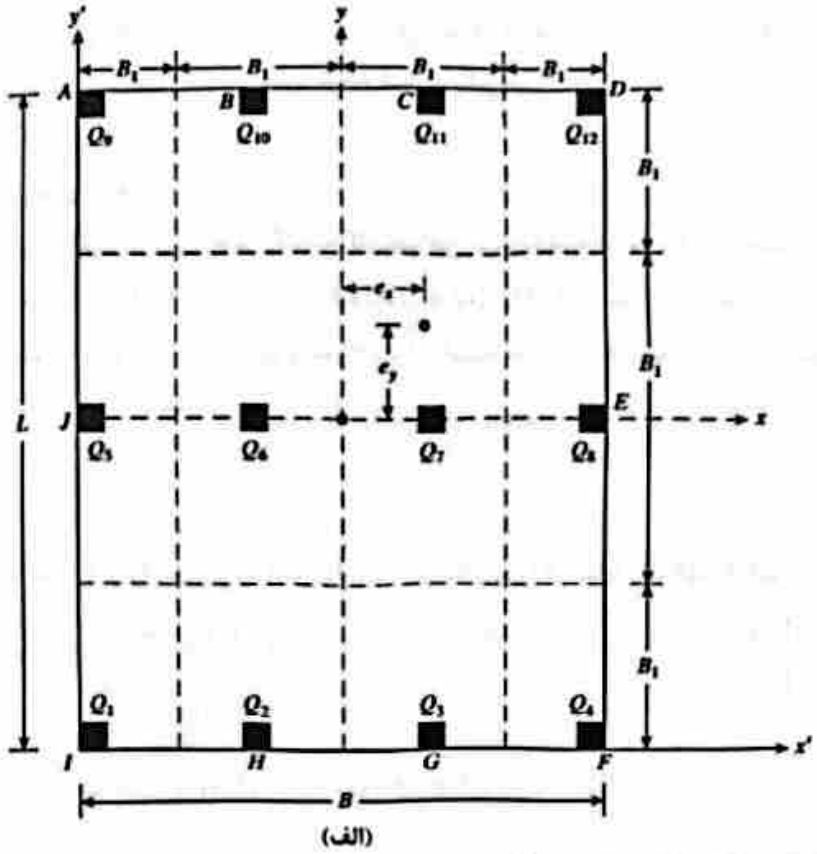
به طورمشابه

$$y' = \frac{Q_1 y'_1 + Q_2 y'_2 + Q_3 y'_3 + \dots}{Q} \qquad (۱۰-۲۸)$$

و

$$e_x = y' - \frac{L}{2} \qquad (۱۰-۲۹)$$

Scanned with CamScanner



شکل ۱۰-۱۰- طراحی شالوده‌ی گسترده به روش شالوده‌ی صلب

گام ۳. فشارهای به دست آمده در گام ۲ را با تنش مجاز خاک مقایسه کنید تا $q \le q_{all}$ باشد.

گام ۴. شالوده‌ی گسترده را به نوارهایی در امتدادهای x و y تقسیم نمایید. عرض هر نوار از وسط تا وسط دو دهانه‌ی مجاور می‌باشد (شکل ۱۰-۱۰- الف). عرض هر نوار را مساوی B_1 در نظر بگیرید.

گام ۵. نمودار نیروی برشی (V) و لنگر خمشی (M) را برای هر نوار به طور جداگانه به دست آورید (هم برای نوارهای امتداد x و هم برای نوارهای امتداد y). به عنوان مثال در شکل ۱۰-۱۰- الف پایین‌ترین نوار در امتداد x را در نظر بگیرید. فشار متوسط آن از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$q_{av} \approx \frac{q_1 + q_F}{2} \qquad (۱۰-۳۰)$$

که در آن:

q_1 و q_F= فشار خاک در نقاط 1 و F که در گام ۲ به دست آمده است.

با در نظر گرفتن فشار متوسط، واکنش کل خاک برای این نوار مساوی $q_{av}B_1B$ به دست می‌آید. بار کل ستون‌ها روی این نوار نیز مساوی $Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4$ می‌باشد. مجموع بار ستون‌ها مساوی $q_{av}B_1B$ نخواهد شد، زیرا برش انتقالی بین دو نوار مجاور در نظر گرفته نشده است. به همین علت لازم است که واکنش خاک و بار ستون‌ها اصلاح گردند. داریم:

$$\text{بار متوسط} = \frac{q_{av}B_1B + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)}{2} \qquad (۱۰-۳۱)$$

حال فشار اصلاح شده‌ی متوسط برابر است با:

$$q_{av(modified)} = \left(\frac{\text{بار متوسط}}{B_1B}\right) \qquad (۱۰-۳۲)$$

همچنین ضریب اصلاح بار ستون‌ها برابر است با:

$$F = \frac{\text{بار متوسط}}{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4} \qquad (۱۰-۳۳)$$

در نتیجه بار اصلاح شده‌ی ستون‌ها برابر است با FQ_1, FQ_2, FQ_3, FQ_4. این بارگذاری اصلاح شده برای نوار موردنظر در شکل ۱۰-۱۰- ب نشان داده شده است. حال برای این نوار می‌توان نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی را رسم نمود. این عمل باید برای تمام نوارهای امتداد x و y انجام شود.

گام ۶. ارتفاع موثر d شالوده‌ی گسترده را تعیین نمایید. این کار را می‌توان با توجه به معیار برش سوراخ کننده انجام داد. برای این منظور داریم:

$$U = b_o d\left[\phi(0.34)\sqrt{f'_c}\right] \times 10^{-3}$$

در رابطه‌ی فوق:

f'_c = مقاومت فشاری مشخصه‌ی بتن (مگاپاسکال)

ϕ = ضریب کاهش (مساوی ۰/۸۵)

U = بار ضریبدار ستون (کیلونیوتن)

d = ارتفاع موثر شالوده (میلیمتر)

b_o = محیط موثر در مقابل برش سوراخ‌کننده (میلیمتر). برای محاسبه‌ی آن به شکل ۱۰-۱۰- پ مراجعه نمایید.

Scanned with CamScanner

گام ۷. با توجه به نمودار لنگر خمشی، لنگر حداکثر منفی و مثبت را برای واحد عرض به دست آورید $(M' = M/B_1)$

گام ۸. با استفاده از روابط بتن مسلح، مقدار فولاد را برای لنگر مثبت و یا منفی در واحد عرض به دست آورید.

در مثال‌های ۱۰-۷ و ۱۰-۸ کاربرد روش شالوده‌ی صلب ارائه شده است.

روش شالوده‌ی انعطاف‌پذیر

در روش شالوده‌ی صلب، شالوده‌ی گسترده کاملاً صلب فرض شده و فشار به طور خطی در زیر شالوده توزیع می‌شود. محل و امتداد برآیند فشار زیر شالوده نیز بر امتداد برآیند بارهای وارده منطبق می‌گردد (شکل ۱۰-۱۱- الف). در روش شالوده‌ی انعطاف‌پذیر، خاک به صورت مجموعه‌ای از فنرهای الاستیک نزدیک به هم در نظر گرفته می‌شود. با توجه به اینکه چنین مدلی ابتدا توسط وینکلر[1] ابداع شد، به مدل به دست آمده، پی وینکلر گفته می‌شود. ثابت الاستیک این فنر فرضی، ضریب واکنش بستر[2] k نامیده می‌شود.

برای فهم مفاهیم پایه‌ی روش شالوده‌ی انعطاف‌پذیر، تیری به عرض B_1 با طول بی‌نهایت مطابق شکل ۱۰-۱۱- ب و پ در نظر بگیرید. تیر تحت بار متمرکز تنهای Q قرار دارد. با استفاده از مفاهیم پایه‌ی مکانیک مصالح، معادله‌ی دیفرانسیل تغییرشکل چنین تیری به صورت زیر درمی‌آید:

$$M = E_F I_F \frac{d^2 z}{dx^2} \qquad (۳۴-۱۰)$$

که در آن:

M = لنگر خمشی داخلی در هر مقطع از تیر

E_F = ضریب الاستیسیته‌ی مصالح تیر

I_F = ممان اینرسی مقطع تیر = $(1/12)B_1h^3$ (به شکل ۱۰-۱۱- پ مراجعه شود)

از طرفی داریم:

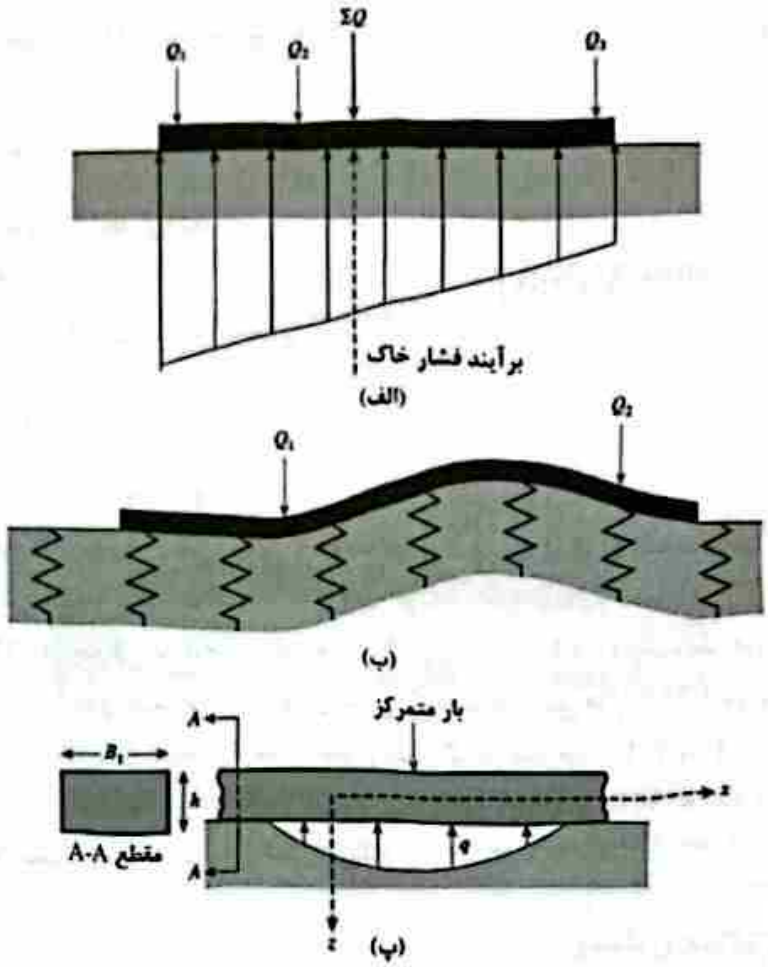
$\frac{dM}{dx}$ = نیروی برشی = V

و

$\frac{dV}{dx} = q =$ واکنش خاک

1 - Winckler
2 - Coefficient of subgrade reaction

Scanned with CamScanner



شکل ۱۰-۱۱- (الف) فرضیات اصلی در طراحی به روش شالوده‌ی صلب، (ب) اصول پایه در طراحی به روش شالوده‌ی انعطاف‌پذیر، (پ) مدل تیر روی بستر الاستیک که منجر به رابطه‌ی ۱۰-۳۸ می‌شود.

بنابراین:

$$\frac{d^2M}{dx^2}=q \qquad (۱۰-۳۵)$$

حال با ترکیب روابط ۱۰-۳۴ و ۱۰-۳۵ به دست می‌آید:

$$E_F I_F \frac{d^4z}{dx^4}=q \qquad (۱۰-۳۶)$$

از طرف دیگر، با تعریف سختی فنر معادل، واکنش خاک برابر است با:

$$q=-zk'$$

که در آن:

z= تغییر مکان

$$k'=kB_1$$

k= ضریب واکنش بستر (کیلونیوتن بر مترمکعب)

در نتیجه:

$$E_F I_F \frac{d^4 z}{dx^2} = -zkB_1 \qquad (۳۷-۱۰)$$

حل معادله‌ی فوق به دست می‌دهد:

$$z = e^{-\alpha x}\left(A' \cos\beta x + A'' \sin\beta x\right) \qquad (۳۸-۱۰)$$

که در آن A' و A'' ثابت هستند. همچنین

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{B_1 k}{4E_F I_F}} \qquad (۳۹-۱۰)$$

از لحاظ ابعادی، β از جنس $^{-1}$(طول) است که ضریب مهمی در تعیین اینکه آیا یک شالوده‌ی گسترده باید با استفاده از روش صلب یا روش انعطاف‌پذیر طرح شود، می‌باشد. طبق توصیه‌ی کمیته‌ی ۳۳۶ موسسه‌ی بتن آمریکا (۱۹۸۸)، در صورتی که فواصل ستون‌ها در یک نوار کمتر از $1.75/\beta$ باشد، طراحی شالوده باید با استفاده از روش شالوده‌ی صلب انجام پذیرد. در صورتی که فاصله‌ی ستون‌ها از $1.75/\beta$ بزرگتر شود، باید از روش شالوده‌ی انعطاف‌پذیر استفاده گردد. به عنوان مثال اگر در مثال‌های ۱۰-۷ و ۱۰-۸ ضریب واکنش بستر مساوی ۸۰۰۰ کیلونیوتن بر مترمکعب باشد، برای نوارهای AFHG و ICDJ که کمترین عرض را دارا هستند، شرط صلب یا انعطاف‌پذیر بودن کنترل می‌گردد:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{B_1 k}{4E_F I_F}}$$

$h = 1.2\,m$ = ضخامت شالوده

که در آن:

$$I_F = (1/12) B_1 h^3 = (1/12)(5.25)(1.2)^3 = 0.756\ m^4$$

اگر E_F مساوی ۲۱×۱۰^{۶} کیلونیوتن بر مترمربع فرض شود، به دست می‌آید:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{(4.25)(8000)}{(4)\left(21\times10^6\right)(0.756)}} = 0.1521\ m^{-1}$$

در نتیجه

$$\frac{1.75}{\beta} = \frac{1.75}{0.1521} = 11.5\ m$$

فواصل ۹ و ۱۰ متری ستون‌ها، کمتر از مقدار فوق بوده و استفاده از روش پی صلب در طراحی بجا می‌باشد.

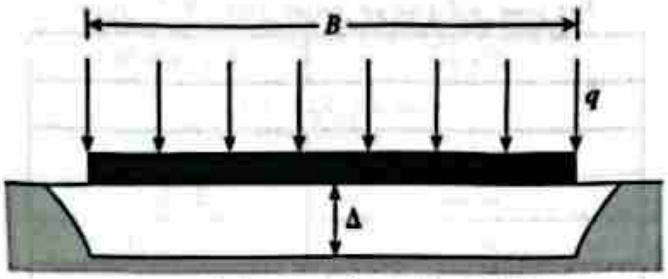
قبل از شروع به بحث درخصوص روش شالوده‌ی انعطاف‌پذیر، بجاست که بحث بیشتری درخصوص ضریب واکنش بستر انجام شود.

Scanned with CamScanner

اگر شالوده‌ای به عرض B (شکل ۱۰-۱۲)، تحت تاثیر باری به شدت q (نیرو بر واحد سطح) قرار گیرد، نشست Δ در آن به وجود می‌آید. با این مقدمه، ضریب واکنش بستر به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$k = \frac{q}{\Delta} \qquad (۴۰-۱۰)$$

واحد k برحسب کیلونیوتن برمترمکعب می‌باشد. مقدار ضریب واکنش بستر برای یک خاک مشخص، ثابت نیست و به عوامل متعددی نظیر طول (L) و عرض (B) شالوده و همچنین عمق شالوده بستگی دارد. ترزاقی (۱۹۵۵) مطالعه‌ی جامعی روی عوامل موثر بر ضریب واکنش بستر انجام داد. طبق این مطالعات، مقدار ضریب واکنش بستر با عرض شالوده کاهش می‌یابد.



شکل ۱۰-۱۲- تعریف ضریب واکنش بستر

در صحرا برای تعیین واکنش بستر از آزمایش بارگذاری صفحه‌ی 0.3m×0.3m استفاده می‌شود. مقدار k برای شالوده‌ای به ابعاد B×B به صورت زیر درمی‌آید:

شالوده روی خاک‌های ماسه‌ای

$$k = k_{0.3}\left(\frac{B+0.3}{2B}\right)^2 \qquad (۴۱-۱۰)$$

که در آن $k_{0.3}$ ضریب واکنش بستر برای صفحه‌ی ۰/۳×۰/۳ متر و k ضریب واکنش بستر برای شالوده‌ی B(m)×B(m) است (برحسب کیلونیوتن بر مترمکعب).

برای شالوده روی خاک‌های رسی

$$k(kN/m^3) = k_{0.3}(kN/m^3)\left[\frac{0.3(m)}{B(m)}\right] \qquad (۴۲-۱۰)$$

برای شالوده‌های مستطیلی با ابعاد B×L (برای q و خاک مشابه) داریم:

$$k = \frac{k_{(B\times B)}\left(1+0.5\frac{B}{L}\right)}{1.5} \qquad (۴۳-۱۰)$$

که در آن:

k = ضریب واکنش بستر برای شالوده‌ی مستطیلی به ابعاد (L×B)

$k_{(B\times B)}$ = ضریب واکنش بستر برای شالوده‌ی مربع به ابعاد (B×B)

Scanned with CamScanner

رابطه‌ی فوق نشان می‌دهد که مقدار ضریب واکنش بستر برای شالوده‌ی نواری به عرض B مساوی $0.67k_{(B\times B)}$ می‌باشد.

ضریب الاستیسیته (مدول الاستیسیته یانگ) خاک‌های دانه‌ای، با عمق افزایش پیدا می‌کند. از آنجایی که نشست یک شالوده بستگی به ضریب الاستیسیته‌ی خاک دارد، مقدار k نیز با افزایش عمق، افزایش می‌یابد.

در جدول زیر به عنوان نمونه، دامنه‌ی تغییرات ضریب واکنش بستر $k_{0.3}$ برای خاک‌های ماسه‌ای و رسی ارائه می‌شود.

جدول ۱۰-۲- مقادیر نمونه‌ی ضریب واکنش بستر $k_{0.3}$

نوع خاک	$k_{0.3}$ (MN/m^3)
ماسه (خشک یا مرطوب)	
شل	8-25
متوسط	25-125
متراکم	125-375
ماسه (اشباع)	
شل	10-15
متوسط	35-40
متراکم	130-150
رس	
سفت	12-25
خیلی سفت	25-50
سخت	> 50

اسکات (۱۹۸۱) رابطه‌ی زیر را برای $k_{0.3}$ براساس عدد نفوذ استاندارد پیشنهاد کرد:

$$k_{0.3}(kN/m^3) = 1800\,N$$

که در آن:

N= عدد نفوذ استاندارد اصلاح شده

برای تیرهای بلند، وسیک (۱۹۶۱) رابطه‌ای برای ضریب واکنش بستر ارائه نمود که به صورت زیر قابل بیان است:

$$k' = Bk = 0.65\sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_F I_F}}\,\frac{E_s}{1-\mu^2} \qquad (۴۴-۱۰)$$

یا

$$k = 0.65\sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_F I_F}}\,\frac{E_s}{B\left(1-\mu^2\right)} \qquad (۴۵-۱۰)$$

Scanned with CamScanner

که در آن:
E_s= ضریب الاستیسیته‌ی خاک
B= عرض شالوده‌ی خاک
E_F= ضریب الاستیسیته‌ی مصالح شالوده
I_F= ممان اینرسی مقطع شالوده
μ= نسبت پواسون خاک
برای اغلب کاربردهای عملی، رابطه‌ی ۱۰-۴۵ را می‌توان به صورت زیر تقریب زد:

$$k = \frac{E_s}{B\left(1-\mu^2\right)} \qquad (۱۰-۴۶)$$

برای اغلب کاربردهای بر پایه نشست ۱ اینچ (25 mm) تحت بار نهایی، ضریب واکنش بستر را می‌توان برپایه تنش مجاز q_a تخمین زد:

$k_s = 40q_u = 40(SF)q_a = 120q_a$ (برحسب kN/m^3)

q_a = تنش مجاز (برحسب kN/m^3)

ضریب واکنش بستر، پارامتر مفید در طراحی روسازی‌های بتنی راه و فرودگاه می‌باشد. با تاثیر بار به روی یک روسازی بتنی، حداکثر تنش کششی در سطح تحتانی دال بتنی ایجاد می‌شود. برای تعیین این تنش‌ها از تحلیل دال روی بستر الاستیک استفاده می‌شود که برای این تحلیل نیاز به معلوم بودن ضریب واکنش بستر می‌باشد.

با بحثی که در مورد ضریب واکنش بستر انجام شد، به بحث اصلی برمی‌گردیم. طراحی به روش شالوده‌ی انعطاف‌پذیر توسط کمیته‌ی ۳۳۶ انستیتو بتن آمریکا پیشنهاد شد (۱۹۸۸). روش طراحی برپایه‌ی تئوری صفحه‌ها استوار است. به کمک این روش می‌توان لنگر، برش، و تغییرشکل ناشی از بار متمرکز ستون را در دال اطراف آن تعیین نمود. اگر ناحیه‌ی تاثیر ۲ یا چند ستون، روبهم پوشش داشته باشند، از اصل جمع آثار قوا می‌توان برای تعیین اثر ترکیبی استفاده نمود.

روش گام به گام طراحی شالوده‌ی انعطاف‌پذیر به شرح زیر است:

گام ۱. ضخامتی برای شالوده‌ی انعطاف‌پذیر انتخاب نمایید. این کار را می‌توان با توجه به معیار برش سوراخ‌کننده (گام ۶ در طراحی به روش شالوده‌ی صلب) انجام داد.

گام ۲. صلبیت خمشی R شالوده‌ی گسترده را محاسبه نمایید:

$$R = \frac{E_F h^3}{12\left(1-\mu_F^2\right)} \qquad (۱۰-۴۷)$$

که در آن:
E_F= ضریب الاستیسیته‌ی مصالح شالوده
μ_F= ضریب پواسون مصالح شالوده

گام ۳. شعاع سختی موثر را از رابطه‌ی زیر محاسبه کنید:

$$L' = \sqrt[4]{\frac{R}{k}} \qquad (۱۰-۴۸)$$

که در آن k ضریب واکنش بستر می‌باشد.
ناحیه‌ی تاثیر هر ستون در حدود ۳ تا ۴ برابر L' خواهد بود.

Scanned with CamScanner

گام ۴. با استفاده از شکل ۱۰-۱۳- الف و روابط زیر، لنگر را در مختصات قطبی در یک نقطه به دست آورید:

$$\text{لنگر مماسی} = M_t = -\frac{Q}{4}\left[A_1 - \frac{(1-\mu_F)A_2}{\frac{r}{L'}}\right] \qquad (۴۹-۱۰)$$

$$\text{لنگر شعاعی} = M_r = -\frac{Q}{4}\left[\mu_F A_1 + \frac{(1-\mu_F)A_2}{\frac{r}{L'}}\right] \qquad (۵۰-۱۰)$$

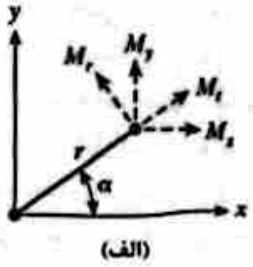
که در آن:

r= فاصله‌ی شعاعی از بار متمرکز ستون

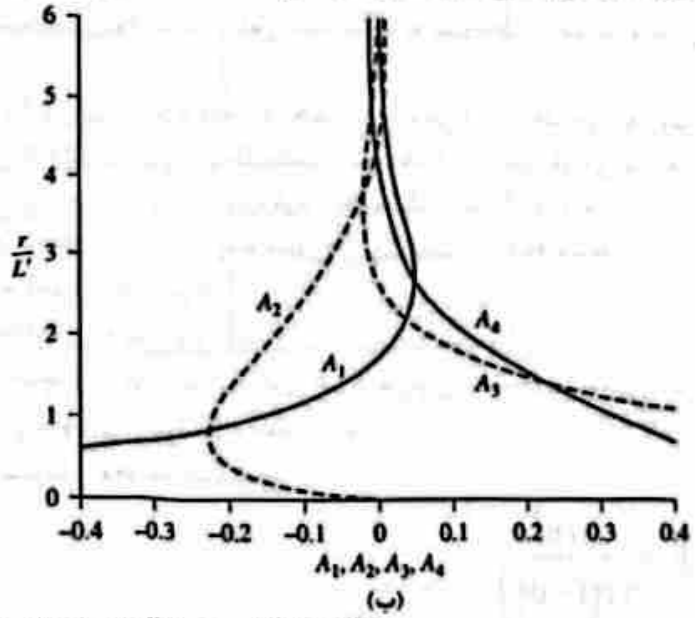
Q= بار ستون

A_1 ، A_2= توابعی از r/L'

تغییرات A_1 و A_2 برحسب r/L' در شکل ۱۰-۱۳- ب نشان داده شده است (هتنی ۱۹۴۶).



(الف)



(ب)

شکل ۱۰-۱۳- روش شالوده‌ی انعطاف‌پذیر

با توجه به شکل ۱۰-۱۳- الف، در مختصات کارتزین می‌توان نوشت:

$$M_x = M_t \sin^2\alpha + M_r \cos^2\alpha \qquad (۵۱-۱۰)$$

$$M_y = M_t \cos^2\alpha + M_r \sin^2\alpha \qquad (۵۲-۱۰)$$

گام ۵. برش V برای واحد عرض شالوده را از رابطه‌ی زیر تعیین کنید:

$$V = -\frac{Q}{4L'}A_3 \qquad (۵۳-۱۰)$$

در شکل ۱۰-۱۳- ب، تغییرات A_3 با r/L' نشان داده شده است.

Scanned with CamScanner

گام ۶. اگر لبه‌ی شالوده‌ی گسترده در حوزه‌ی تاثیر ستون قرار داشته باشد، برش و لنگر را در امتداد لبه با فرض شالوده‌ی پیوسته تعیین نمایید. برای اقناع شرایط مرزی، برش و لنگری با علامت خلاف باید به لبه‌ها اعمال شود.

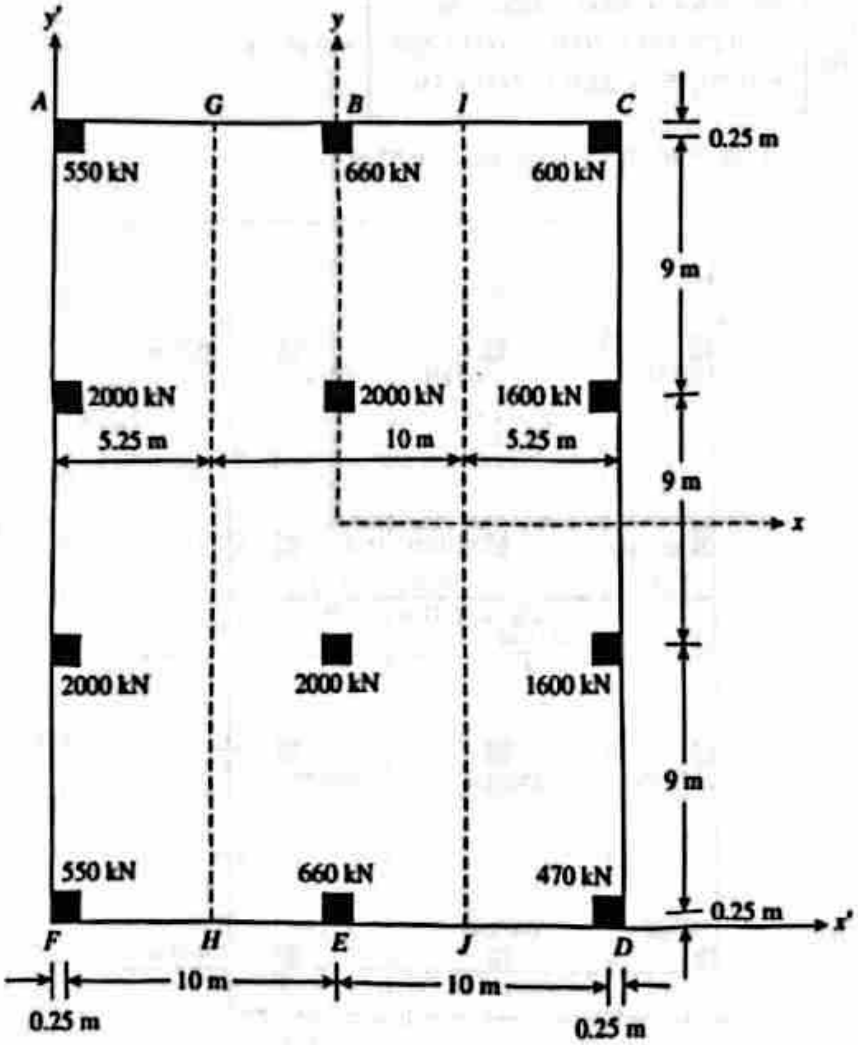
گام ۷. تغییرمکان در هر نقطه از رابطه‌ی زیر حاصل می‌شود:

$$\delta = \frac{QL^2}{4R} A_4$$

در شکل ۱۰-۱۳- ب تغییرات A_4 ارائه شده است.

مثال ۱۰-۷

در شکل ۱۰-۱۴ پلان شالوده‌ی گسترده نشان داده شده است. مطلوبست محاسبه‌ی تنش در نقاط A، B، C، D، E و F (ابعاد تمام ستون‌ها ۰/۵×۰/۵ متر است).



شکل ۱۰-۱۴- پلان شالوده‌ی گسترده

حل:

$$\text{رابطه ۱۰-۲۵} \Rightarrow q = \frac{Q}{A} + \frac{M_y x}{I_y} + \frac{M_x y}{I_x}$$

$$A = (20.5)(27.5) = 563.75\ \text{m}^2$$

$$I_x = \frac{1}{12}BL^3 = \frac{1}{12}(20.5)(27.5)^3 = 35{,}528\ \text{m}^4$$

$$I_y = \frac{1}{12}LB^3 = \frac{1}{12}(27.5)(20.5)^3 = 19{,}743\ \text{m}^4$$

$$Q = 470 + (2)(550) + 600 + (2)(660) + (2)(1600) + (4)(2000) = 14{,}690\ \text{kN}$$

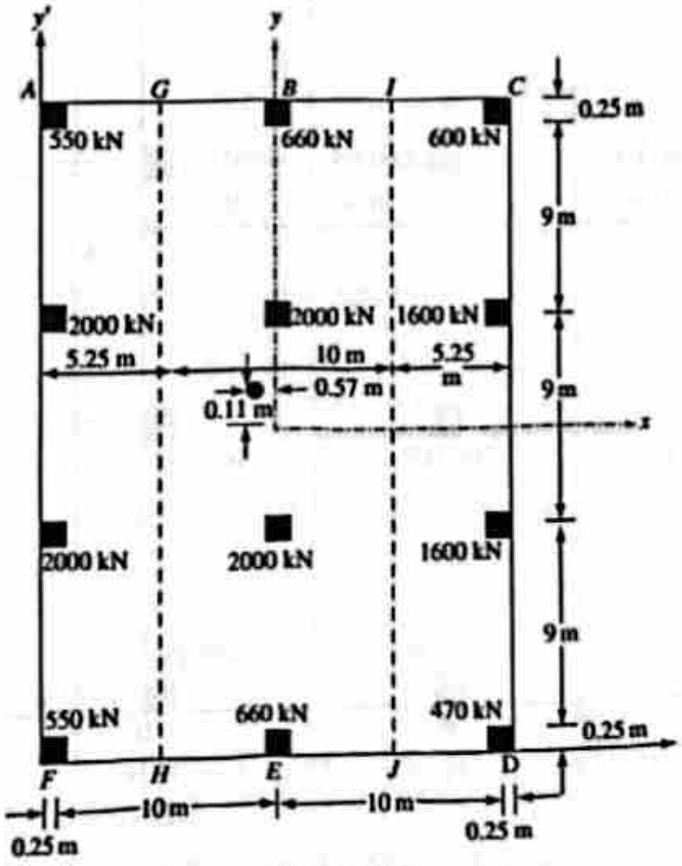
$$M_y = Qe_x;\quad e_x = x' - \frac{B}{2}$$

$$x' = \frac{Q_1x_1' + Q_2x_2' + Q_3x_3' + \cdots}{Q}$$

$$= \frac{1}{14{,}690}\begin{bmatrix}(10.25)(660 + 2000 + 2000 + 660)\\ + (20.25)(470 + 1600 + 1600 + 600)\\ + (0.25)(550 + 2000 + 2000 + 550)\end{bmatrix} = 9.686\ \text{m}$$

$$e_x = x' - \frac{B}{2} = 9.686 - 10.25 = -0.565\ \text{m} \approx -0.57\ \text{m}$$

نقطه اثر برآیند در شکل ۱۰-۱۵ در سمت چپ محور y قرار می‌گیرد.



شکل ۱۰-۱۵

با توجه به نقطه اثر برآیند می‌توان نوشت:

$$M_y = (14,690)(-0.57) = -8373 \text{ kN.m}$$

بطور مشابه داریم:

$$M_x = Qe_y ; e_y = y' - \frac{L}{2}$$

$$y' = \frac{Q_1y'_1 + Q_2y'_2 + Q_3y'_3 + \cdots}{Q}$$

$$= \frac{1}{14,690}\begin{bmatrix}(0.25)(550+660+470)+(9.25)(2000+2000+1600)\\+(18.25)(2000+2000+1600)+(27.25)(550+660+600)\end{bmatrix}$$

$$= 13.86 \text{ m}$$

$$e_y = y' - \frac{L}{2} = 13.86 - 13.75 = 0.11 \text{m}$$

مجدداً با توجه به محل برآیند (شکل ۱۰-۱۵) می‌توان نوشت:

$$M_x = (14,690)(0.11) = 1616 \text{ kN.m}$$

در نتیجه:

$$q = \frac{14,690}{563.75} - \frac{8373x}{19743} + \frac{1616y}{35,528} = 26.0 - 0.42x + 0.05y\left(\text{kN/m}^2\right)$$

تنش در نقاط موردنظر برابر خواهد شد با:

$$A: q = 26 - (0.42)(-10.25) + (0.05)(13.75) = 31.0 \text{ kN/m}^2$$

$$B: q = 26 - (0.42)(0) + (0.05)(13.75) = 26.68 \text{ kN/m}^2$$

$$C: q = 26 - (0.42)(10.25) + (0.05)(13.75) = 22.38 \text{kN/m}^2$$

$$D: q = 26 - (0.42)(10.25) + (0.05)(-13.75) = 21.0 \text{kN/m}^2$$

$$E: q = 26 - (0.42)(0) + (0.05)(-13.75) = 25.31 \text{ kN/m}^2$$

$$F: q = 26 - (0.42)(-10.25) + (0.05)(-13.75) = 29.61 \text{kN/m}^2$$

مثال ۱۰-۸

شالوده‌ی گسترده‌ی شکل ۱۰-۱۴ را به سه نوار نظیر AGHF ($B_1 = 5.25$m)، GIJH ($B_1 = 10$m) و ICDJ ($B_1 = 5.25$ m) تقسیم کنید. با استفاده از نتایج مثال ۱۰-۷، نمودارهای نیروی برشی و لنگر خمشی را در امتداد y رسم کنید.

حل:

تعیین نمودارهای نیروی برشی و لنگر خمشی در نوارها:

نوار AGHF:

فشار متوسط $= q_{av} = q_{(A)} + q_{(F)} = \frac{31 + 29.61}{2} = 30.305 \text{ kN/m}^2$

Scanned with CamScanner

واکنش کل = $q_{av}B_1L = (30.305)(5.25)(27.5) = 4375\ kN$

بار متوسط = $\frac{\text{نیروی ستون‌ها + بار ناشی از عکس‌العمل خاک}}{2}$

$$= \frac{4375 + 5100}{2} = 4737.5\ kN$$

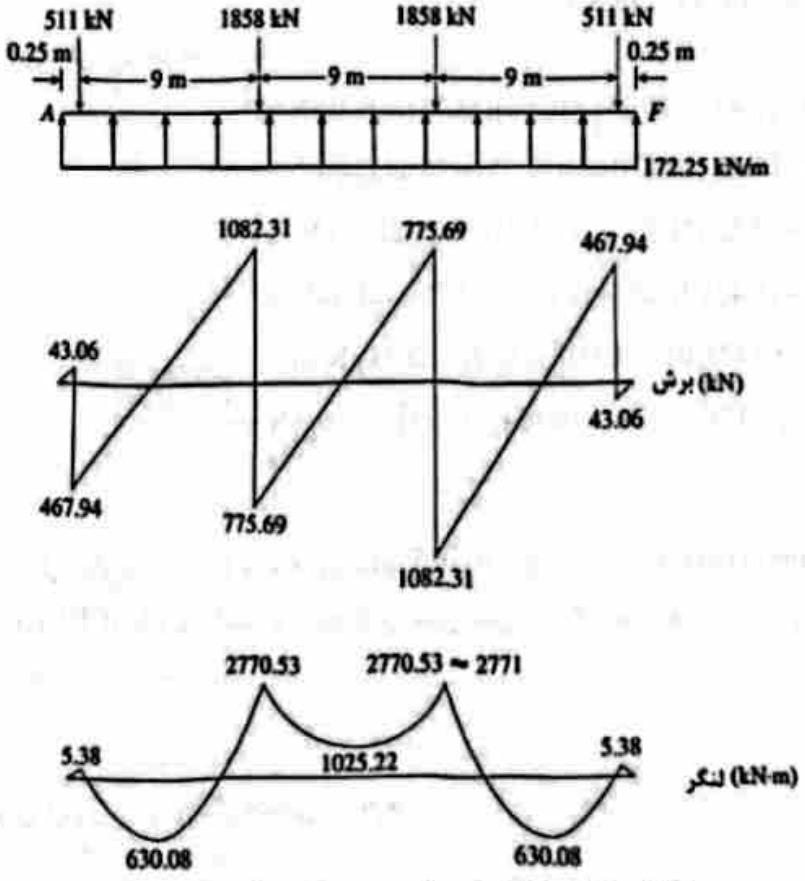
از رابطه‌ی ۱۰-۳۲ فشار متوسط اصلاح شده برابر است با:

$$q_{av(modified)} = \frac{4737.5}{(5.25)(27.5)} = 32.81\ kN/m^2$$

نیروی ستون‌ها را می‌توان با ضرب در ضریب زیر اصلاح نمود:

$$F = \frac{4737.5}{5100} = 0.929$$

در شکل ۱۰-۱۶ بار ستون‌های اصلاح شده (با ضرب بارهای واقعی در ضریب F = 0.929)، بار واکنش گسترده (5.25 × 32.81 = 172.25 kN/m) و نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی برای نوار AGHF نشان داده شده است.



شکل ۱۰-۱۶- بارها و نمودار نیروی برشی برای نوار AGHF

نوار GIJH

به روش مشابه:

$$q_{av} = \frac{q_{(B)} + q_{(E)}}{2} = \frac{26.68 + 25.31}{2} = 26.0 \text{ kN/m}^2$$

واکنش کل = $(26)(10)(27.5) = 7150$ kN

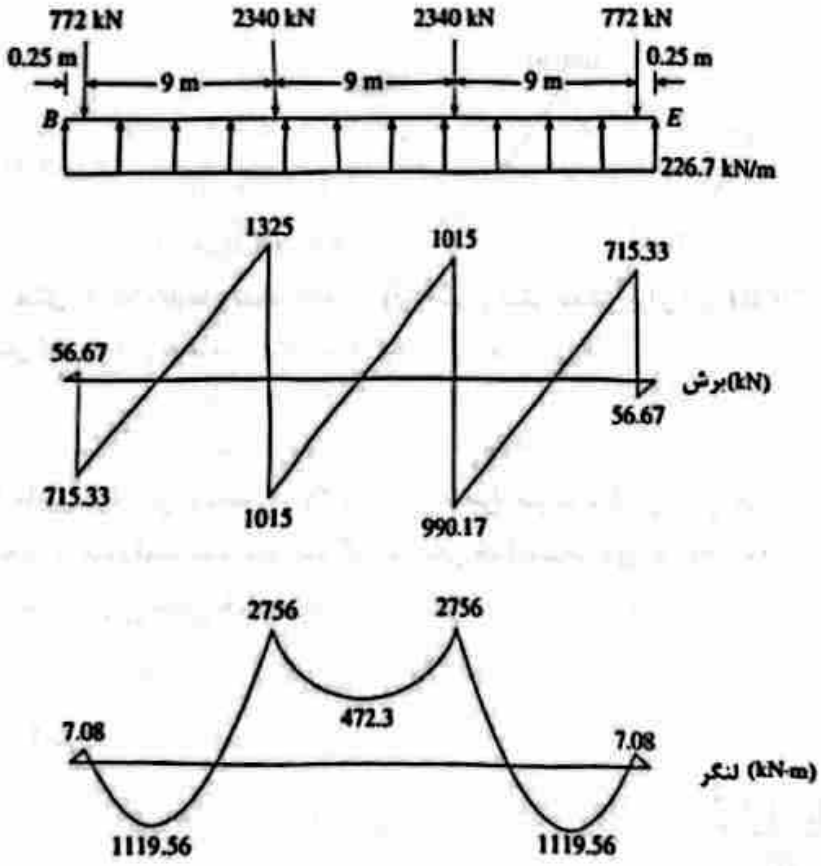
بار کل ستون‌ها = 5320 kN

بار متوسط = $\frac{7150 + 5320}{2} = 6235$ kN

متوسط اصلاح شده $= q_{av(modified)} = \frac{6235}{(10)(27.5)} = 22.67 \text{ kN/m}^2$

$$F = \frac{6235}{5320} = 1.17$$

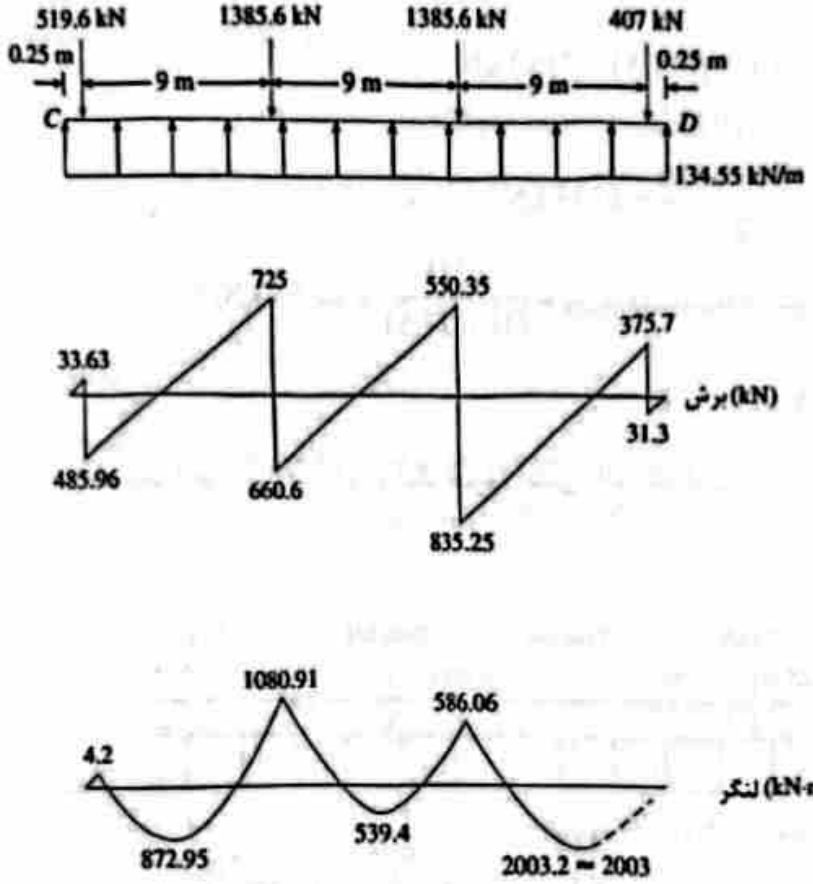
در شکل ۱۰-۱۷ بارها و نمودارهای نیروی برشی و لنگر خمشی نشان داده شده است.



شکل ۱۰-۱۷- بارها و نمودارهای نیروی برشی و لنگر خمشی برای نوار GIJH

نوار ICDJ

شکل ۱۰-۱۸ نمودار بار، نیروی برشی و لنگر خمشی را برای این نوار نشان می‌دهد.



شکل ۱۰-۱۸- بارها و نمودارهای نیروی برشی و لنگر خمشی برای نوار ICDJ*

* علت بسته شدن لنگر خمشی در سمت راست نمودار لنگر، وجود تقریب می‌باشد.

مثال ۱۰-۹

با استفاده از آزمایش بارگذاری صفحه ۰/۳×۰/۳ متر در صحرا، ضریب واکنش بستر خاک ماسه‌ای مساوی ۲۲۱۶۰ کیلونیوتن بر مترمکعب به دست آمد. اگر روی این خاک، شالوده‌ای به ابعاد ۹×۹ متر ساخته شود، ضریب واکنش بستر برای آن چقدر خواهد بود.

حل:

از رابطه‌ی ۱۰-۴۱ داریم:

$$k = k_{0.3}\left(\frac{B+0.3}{2B}\right)^2$$

$$k = 22160\left(\frac{9+0.3}{2\times 9}\right)^2 = 5915\ \text{kN/m}^3 = 5.915\,\text{MN/m}^3 = 5915\,\text{kN/m}^3 = 591.5\,\text{ton/m}^3$$

مثال ۱۰-۱۰

در مثال ۱۰-۹ اگر ابعاد شالوده ۹×۱۳/۵ متر باشد، مقدار ضریب واکنش بستر چقدر خواهد بود:

حل:

از رابطه‌ی ۱۰-۴۳ داریم:

$$k = \frac{k_{(B\times B)}\left(1+0.5\times\frac{B}{L}\right)}{1.5}$$

از مثال ۱۰-۹ می‌توان نوشت:

$$k_{9\times 9} = 5915\,kN/m^3$$

در نتیجه برای شالوده‌ی مورد بحث داریم:

$$k = \frac{5915\left(1+0.5\frac{9}{13.5}\right)}{1.5} = 5258\,kN/m^3$$

۱۰-۹- خلاصه

وقتی‌که ستون‌های ساختمان در مجاورت خط مالکیت زمین قرار می‌گیرند و بار محوری آن‌ها زیاد است، نیاز به شالوده‌های ترکیبی می‌باشد که سه نوع مستطیلی، ذوزنقه‌ای و باسکولی آن مورد شرح قرار گرفت.

وقتی‌که باربری زمین کم و زمین زیر آن غیریکنواخت است و از طرفی نیروی محوری ستون‌ها بزرگ است، از شالوده‌ی گسترده استفاده می‌شود. در صورتی که عمق خاکبرداری برای احداث شالوده‌ی گسترده زیاد باشد (ساختمان دارای زیرزمین باشد)، باعث کاهش فشار خالص بر زمین شده و حتی در صورتی که عمق خاکبرداری به مقدار لازم باشد، ممکن است شرایط غوطه‌وری پدید آید.

علاوه بر ظرفیت باربری، نشست شالوده‌ها نیز ممکن است حاکم بر طراحی شود. در خصوص شالوده‌های گسترده رواداری نشست می‌تواند بین ۵۰ تا ۱۰۰ میلیمتر برحسب نوع سازه باشد.

برای طراحی شالوده‌های گسترده دو روش صلب و انعطاف‌پذیر معرفی شد. در روش انعطاف‌پذیر انتخاب صحیح ضریب واکنش بستر باید با دقت صورت پذیرد، چون تاثیر قابل توجهی در نتایج حاصل گردد. امروزه برای طراحی شالوده‌های گسترده از روش انعطاف‌پذیر همراه با تحلیل کامپیوتری استفاده می‌شود.

مسائل فصل دهم

۱۰-۱- با توجه به شالوده‌های ترکیبی شکل ۱۰-۱، فرض کنید $Q_1 = 500$ kN و $Q_2 = 750$ kN و فاصله‌ی دو ستون $L_3 = 4.5$ m و $L_2 = 1$ m و فشار مجاز خالص $120\ kN/m^2$ باشد. مطلوبست تعیین عرض شالوده‌ی مستطیلی.

Scanned with CamScanner

۱۰-۲- با مراجعه به شالوده‌ی مرکب شکل ۱۰-۲ با $Q_1 = 1000\ kN$ و $Q_2 = 500\ kN$ و $L_2 = 4\ m$ و فشار مجاز خالص مساوی $125\ kN/m^2$ و $L_2 = 1.5\ m$ و $L_1 = 1\ m$، مطلوب است محاسبه‌ی B_1 و B_2.

۱۰-۳- شالوده گسترده به ابعاد ۸×۱۰ متردر عمق ۳ متر روی نهشته‌ی رسی با $c_u = 60\ kN/m^2$ و $\phi = 0$ قرار دارد. مطلوبست تعیین ظرفیت باربری نهایی خالص.

۱۰-۴- شالوده‌ی گسترده به ابعاد ۶×۱۰ متر در عمق ۲ متری روی نهشته‌ی ماسه‌ای با $N_{60} = 23$ قرار دارد. مطلوبست تعیین ظرفیت فشاری مجاز خالص با محدود کردن نشست به ۷۵ میلیمتر با استفاده از رابطه‌ی ۱۰-۱۴.

۱۰-۵- شالوده‌ی گسترده به ابعاد ۹×۱۲ متر در عمق ۳ متری در نهشته‌ی ماسه‌ای با $N_{60} = 20$ قرار دارد. با استفاده از رابطه‌ی ۱۰-۱۴، مطلوبست محاسبه‌ی نشست الاستیک تحت فشار خالص $250\ kN/m^2$.

۱۰-۶- شالوده‌ی گسترده ساختمان ۸ طبقه با ابعاد ۱۵×۲۰ متر متکی بر نهشته‌ی رسی اشباع $c_u = 50\ kN/m^2$ و $\gamma = 19\ kN/m^3$ مفروض است. اگر بار مرده و زنده‌ی ساختمان $15\ kN/m^2$ بر کف هر طبقه باشد.

(الف) شالوده در چه عمقی قرار گیرد تا شرایط شناوری کامل ایجاد گردد.

(ب) اگر شالوده در عمق ۳ متری قرار گیرد، ضریب اطمینان شالوده‌ی گسترده چقدر خواهد شد.

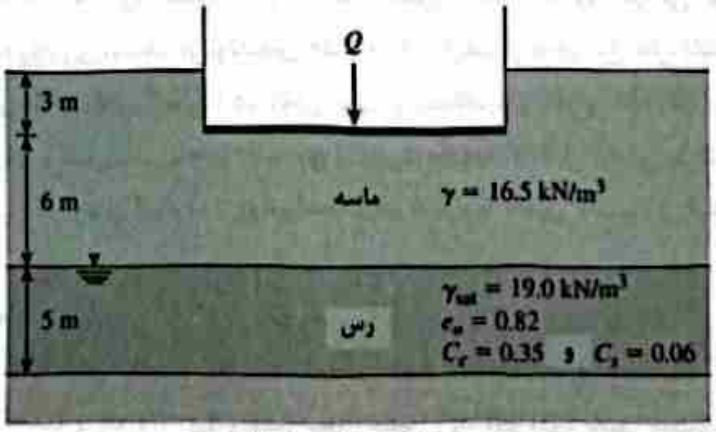
۱۰-۷- شالوده‌ی گسترده به ابعاد ۱۵×۲۰ متر مطابق شکل در عمق ۳ متر روی نهشته‌ی نشان داده شده قرار دارد. وزن کل ساختمان $Q = 36000\ kN$ می‌باشد.

مطلوبست تعیین:

(الف) فشار خالص موثر بر زمین، آزمایش تحکیم نشان می‌دهد که فشار پیش‌تحکیمی در وسط لایه‌ی رسی $210\ kN/m^2$ می‌باشد.

(ب) آیا رس پیش‌تحکیم یافته است.

(پ) نشست تحکیم زیر مرکز شالوده چقدر می‌باشد.



شکل مسئله‌ی ۱۰-۷

۱۰-۸- در مسئله‌ی ۱۰-۷ مطلوبست تعیین نشست تحکیم در گوشه‌ی شالوده.

Scanned with CamScanner

۱۰-۹- توسط ورقی مربع شکل به ابعاد ۳۰۰ میلیمتر، آزمایش بارگذاری صفحه روی نهشته‌ی ماسه‌ای با تراکم متوسط انجام شده و مقدار $k_{0.3}$ مساوی $100000\ kN/m^3$ اندازه‌گیری شده است. مطلوبست تعیین ضریب واکنش بستر برای شالوده‌ی مربع به ابعاد ۲/۵ متر و شالوده‌ی مستطیل به ابعاد ۲/۵×۳/۵ متر.

۱۰-۱۰- برای آزمایش بارگذاری روی نهشته‌ی ماسه‌ای از ورقی به ابعاد ۳۰۰×۴۵۰ میلیمتر استفاده شده است. تحت فشار $250\ kN/m^2$ صفحه به مقدار ۵ میلیمتر نشست کرده است.

(الف) ضریب واکنش بستر برای صفحه‌ی مربع به ابعاد ۳۰۰ میلیمتر چقدر می‌باشد.

(ب) ضریب واکنش بستر برای شالوده‌ی مستطیل به ابعاد ۲×۳ متر چقدر می‌باشد.

۱۰-۱۱- برای تیری به عرض ۲ متر و ضخامت ۰/۴ متر، مطلوبست تعیین ضریب واکنش بستر k با استفاده از روابط ۱۰-۴۵ و ۱۰-۴۶. داریم:

$$E_S = 30000\,kN/m^2 \ ,\ E_F = 30\times10^6\,kN/m^2$$
$$\mu_s = 0.25$$

مآخذ فصل دهم

American Concrete Institute (2011). *ACI Standard Building Code Requirements for Reinforced Concrete*, ACI 318-11, Farmington Hills, MI.

American Concrete Institute Committee 336 (1988). "Suggested Design Procedures for Combined Footings and Mats," *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 63, No. 10, pp. 1041-1077.

Hetenyi, M. (1946). *Beams of Elastic Foundations*, University of Michigan Press, Ann Arbor, MI.

Meyerhof, G. G. (1965). "Shallow Foundations," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 91, No. SM2, pp. 21-31.

Rios, L. and Silva, F. P. (1948). "Foundations in Downtown São Paulo (Brazil)," *Proceed- ings, Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, Vol. 4, p. 69.

Schultze, E. (1962). "Probleme bei der Auswertung von Setzungsmessungen," *Proceed- ings, Baugrundtagung*, Essen, Germany, p. 343.

Terzaghi, K. (1955). "Evaluation of the Coefficient of Subgrade Reactions," *Geotechnique*, Institute of Engineers, London, Vol. 5, No. 4, pp. 197-226.

Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, New York

Vargas, M. (1948). "Building Settlement Observations in São Paulo," *Proceedings, Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, Vol. 4, p. 13.

Vargas, M. (1961). "Foundations of Tall Buildings on Sand in São Paulo (Brazil)," *Proceed- ings, Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Paris, Vol. 1, p. 841.

Vesic, A. S. (1961). "Bending of Beams Resting on Isotropic Solid," *Journal of the Engi- neering Mechanics Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 87, No. EM2, pp. 35-53.

Scanned with CamScanner

فصل یازدهم

طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD)

۱۱-۱- معرفی

مهندسین ژئوتکنیک نقش مهمی را در طراحی و اجرای پروژه‌های مختلف ساختمانی، پل، سد، جاده و سایر تاسیسات زیربنایی ایفا می‌نمایند. یکی از مفاهیم اولیه‌ی طراحی، تامین ایمنی سازه در طول عمر آن است. در طرف مقابل اقتصاد یا هزینه نیز نقش مهمی در طراحی دارد. در طراحی باید توازنی بین تراز کافی از ایمنی، در کنار هزینه‌ی بهینه ایجاد گردد. در شکل ۱۱-۱ رابطه‌ی عمومی بین ایمنی و هزینه نشان داده شده است.



شکل ۱۱-۱

تراز ایمنی لازم در سازه بستگی به پی‌آمد گسیختگی، عمر طراحی، و اهمیت سازه دارد. به عنوان مثال نیروگاه هسته‌ای نیاز به تراز ایمنی بالاتری دارد، زیرا پی‌آمد خرابی آن بسیار فاجعه‌آمیز است. با مطالعه شکل ۱۱-۱ ملاحظه می‌شود که افزایش تراز ایمنی مستلزم افزایش هزینه‌ی پروژه است. علاوه بر ایمنی و هزینه، لازم است سازه و یا تجهیز، شرایط عملکرد و بهره‌برداری مثل نشست، ارتعاش و یا تغییرشکل را برآورده نماید.

طی سالیان، برای طراحی ساختمان‌ها فلسفه‌های طراحی متفاوتی در پیش گرفته شده است که ترازهای ایمنی و هزینه‌ای مختلفی دارند. به علاوه سایر عواملی که در طراحی لازمست مورد توجه قرار

Scanned with CamScanner

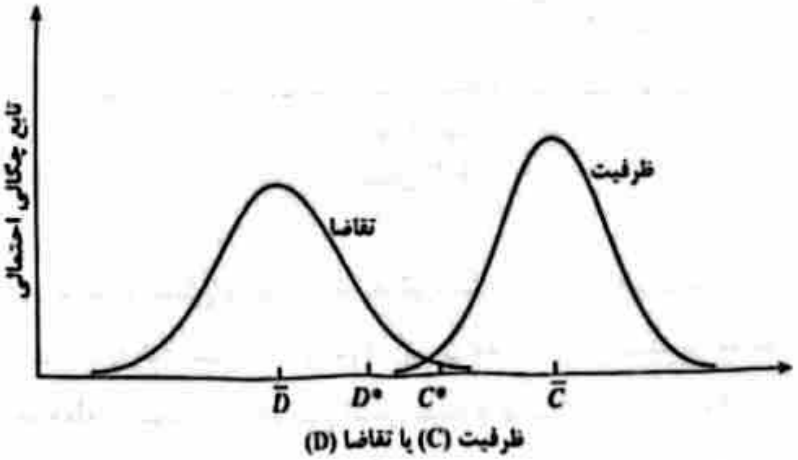
گیرند، شرایط زیست محیطی و زمان اجرا هستند. در این فصل، دو فلسفه طراحی مورد بحث قرار خواهد گرفت.

- فلسفه‌ی طراحی به روش تنش مجاز (ASD)
- فلسفه‌ی طراحی به روش حدی (LSD)

روش تنش مجاز قدیمی‌تر است و روش جاری در اغلب کتاب‌های درسی ژئوتکنیک، ازجمله این کتاب است. در زمینه ژئوتکنیک، روش حدی جدیدتر است، لیکن استفاده از آن بطور فزاینده‌ای در حال گسترش است. این فصل به معرفی عمومی روش حالات حدی در مهندسی ژئوتکنیک می‌پردازد که به نام طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) مشهور است.

۱۱-۲- فلسفه طراحی

هر طرح مهندسی چالشی بین ظرفیت و تقاضا[1] (نیاز) است. وقتی‌که در عمر طراحی ظرفیت بزرگتر از تقاضا باشد، طراحی رضایت‌بخش است. به عنوان مثال در شالوده‌ی تک، فشار ناشی از شالوده به روی خاک زیر آن، تقاضا یا نیاز و در طرف دیگر، ظرفیت باربری نهایی خاک، ظرفیت نامیده می‌شود. ظرفیت بستگی به مشخصات مکانیکی مصالح و تقاضا (نیاز) بستگی به بارگذاری دارد. با توجه به ماهیت تغییرپذیری[2] (عدم قطعیت) مشخصات مکانیکی مصالح و بارهای وارده، ظرفیت و تقاضا کمیت‌های قطعی نیستند و مطابق شکل ۱۱-۲ دارای ماهیت احتمالی هستند و از یکی از توابع توزیع احتمالی (نظیر نرمال، لوگ نرمال و β تبعیت می‌کنند. در جدول ۱۱-۱ ظرفیت و تقاضای بعضی از مسائل ژئوتکنیک ارائه شده است.



شکل ۱۱-۲

1 - Capacity and demand
2 - Variability

جدول ۱۱-۱- مقایسه‌ی موردی ظرفیت و تقاضا

تقاضا (نیاز)	ظرفیت	موضوع
مؤلفه‌ی افقی بارهای محرک	مقاومت در برابر لغزش	لغزش دیوار حایل
لنگر محرک خلاف جهت، عامل واژگونی	لنگر مقاوم در برابر واژگونی	واژگونی دیوار حایل
گرادیان هیدرولیکی خروجی	گرادیان هیدرولیکی بحرانی	جوشش ناشی از نشت
فشار وارد بر خاک زیر شالوده	ظرفیت باربری نهایی	ظرفیت باربری گسیختگی شالوده

در شکل ۱۱-۲، $\bar{C}$ و $\bar{D}$ به ترتیب مقادیر متوسط ظرفیت و تقاضا (نیاز) هستند. در روش سنتی تنش مجاز (ASD)، مقادیر متوسط $\bar{C}$ و $\bar{D}$ با توجه به مشخصات مکانیکی مصالح و بارگذاری بدست می‌آیند. با ملحوظ کردن تغییرپذیری‌های (عدم قطعیت‌های) موجود در کمیت‌های فوق و ساده‌سازی‌های روش طراحی، ضریب اطمینان محافظه‌کارانه‌ای مطابق رابطه‌ی زیر مورد استفاده قرار می‌گیرد:

$$FS = \frac{\bar{C}}{\bar{D}} \qquad (۱-۱۱)$$

ملاحظه می‌شود که در این روش ضریب اطمینان کلی[1] و ثابت برای (الف) انواع مختلف بارگذاری با تغییرپذیری‌های (عدم قطعیت‌های) غیریکسان مثل بار مرده، بار زنده، بار باد و بار زلزله، (ب) تغییر در پارامترهای خاک و (پ) مفروضات و تقریب‌های موجود در روش‌های طراحی، در نظر گرفته می‌شود. مقدار این ضریب اطمینان در محدود ۱/۵ تا ۴ قرار دارد که مقدار آن برپایه‌ی تجربه، قضاوت مهندسی، روش طراحی، کمیت و کیفیت کاوش‌های صحرایی و نوع سازه بستگی دارد. تا زمانی که ضریب اطمینان محاسبه شده از رابطه‌ی ۱۱-۱ بزرگتر از مقدار حداقل توصیه شده باشد، طراحی رضایت‌بخش است.

روش دوم که روش جدیدتری است، طراحی به روش حالات حدی است که به طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) مشهور است. در این روش ظرفیت C^* تحت سناریوی بدترین حالت تخمین زده می‌شود (در واقع فروتخمین[2]) بطوریکه احتمال خیلی کوچکی وجود دارد که ظرفیت واقعی کمتر از این مقدار باشد. بطور مشابه تقاضای D^* تحت شرایط محافظه‌کارانه تخمین زده می‌شود (فراتخمین[3]) بطوریکه احتمال خیلی کوچکی وجود داشته باشد که تقاضای واقعی بزرگتر از آن باشد. طراحی وقتی رضایت‌بخش است که C^* بزرگتر از D^* شود. ضرایب لازم برای محاسبه‌ی فروتخمین ظرفیت و فراتخمین تقاضا (نیاز) در استانداردهای طراحی ارائه شده است.

در مقایسه با سایر مصالح مهندسی نظیر فولاد و بتن، خاک و سنگ دارای تغییرپذیری (عدم قطعیت‌ها) بزرگتری است. این تغییرپذیری‌ها ریسک پیش‌بینی‌ها ما را بزرگتر می‌کند. جدول ۱۱-۲ ضریب تغییرپذیری[4] بعضی از پارامترهای خاک را نشان می‌دهد. (دونکن[5] ۲۰۰۰ و سیواکوگان[6] ۲۰۱۱).

---

1 - Lumped
2 - Under estimate
3 - Over estimate
4 - Coefficient of variation
5 - Duncan
6 - Sivakugan

Scanned with CamScanner

ضریب تغییرپذیری طبق رابطه‌ی زیر تعریف می‌شود.

$$\text{ضریب تغییرپذیری (٪)} = \frac{\text{انحراف استاندارد}}{\text{متوسط}} \times ۱۰۰ \qquad (۲-۱۱)$$

جدول ۱۱-۲- ضرایب تغییرپذیری

پارامتر	ضریب تغییرپذیری (٪)
نسبت تخلخل، e	20–30
یوکی، n	20–30
تراکم نسبی، D_r	10–40
چگالی ذرات جامد، G_s	2–3
وزن مخصوص، γ	3–7
وزن مخصوص، γ'	0–10
حدمایع، LL	10–20
حدخمیری، PL	10–20
شاخص خمیری، PI	30–70†
میزان رطوبت، w_{opt}	20–40‡
وزن مخصوص خشک حداکثر، $\gamma_{d(max)}$	5
CBR، ظرفیت باربری کالیفرنیا	25
نفوذپذیری (اشباع)، k	70–90
نفوذپذیری (غیراشباع)، k	130–240
ضریب تحکیم، c_v	25–70
شاخص فشردگی، C_c	10–40
فشار پیش‌تحکیمی، σ'_c	10–35
زاویه‌ی اصطکاک (ماسه)، ϕ'	10
زاویه‌ی اصطکاک (رس)، ϕ'	10–50
زاویه‌ی اصطکاک (پسماند معدنی)، ϕ'	5–20
مقاومت برشی زهکشی نشده (رس)، c_u	20–40
تعداد ضربات آزمایش نفوذ استاندارد، N	20–40
مقاومت مخروط (الکتریکی)، q_c	5–15
مقاومت مخروط (مکانیکی)، q_c	15–35
مقاومت برشی زهکشی نشده رس از آزمایش برش پره در صحرا	10–30

† مقادیر کم برای رس و مقادیر زیاد برای رس‌های ماسه‌ای یا شنی
‡ مقادیر کم برای رس و مقادیر زیاد برای خاک‌های دانه‌ای

۱۱-۳- طراحی به روش تنش مجاز (ASD)

روش تنش مجاز (ASD) که طراحی به روش تنش بهره‌برداری[1] نیز نامیده می‌شود، از قرن نوزدهم مورد استفاده مهندسین عمران قرار می‌گیرد. در این فلسفه بار بدون ضریب S در مقام مقایسه با مقاومت مجاز R سازه قرار گرفته و ضریب اطمینان FS طبق رابطه‌ی زیر تعریف می‌شود:

1 - Working stress design

Scanned with CamScanner

$$FS = \frac{R}{S} \qquad (۳-۱۱)$$

عدم قطعیت‌های قابل توجهی در انتخاب پارامترهای لازم برای بارگذاری بدون ضریب (S) و مقاومت مجاز (R) وجود دارد. به علاوه فرضیات، ایده‌ال‌سازی‌ها و تقریبات زیادی در روابط طراحی وجود دارد. به عنوان مثال اغلب خاک بصورت محیط همگن، ایزوتوپ (همسانگرد) و الاستیک خطی در نظر گرفته می‌شود که به ندرت منطبق بر واقعیت است. هر کدام از این عدم قطعیت‌ها دارای وزن خاص خود در پی‌آمدهای ناشی از شکست طراحی هستند و نمی‌توان برای تمام آن‌ها از ضرایب اطمینان یکسان و کلی FS استفاده نمود. مقدار ضریب اطمینان کلی FS حدود ۱/۵ تا ۴ می‌باشد. اعداد بزرگتر در مهندسی ژئوتکنیک مورد استفاده قرار می‌گیرند که در آن عدم قطعیت‌های پارامترها و مفروضات طراحی و ریسک پی‌آمدهای شکست زیاد است (مثل ظرفیت باربری خاک زیر شالوده و یا وقوع پدیده رگاب[1] در پای سد). در مقابل برای سازه‌های موقت مثل خاکبرداری و سازه نگهبان مربوط به آن و عملیات خاکی اعداد ۱/۲ تا ۱/۵ معمول است. در جدول ۱۱-۳ خلاصه‌ای از مقادیر ضریب اطمینان کلی مورد استفاده در عمل ارائه شده است. ضریب اطمینان، انعکاسی از احتمال شکست در عمر بهره‌برداری سازه است. برای مثال انتظار می‌رود احتمال شکست در طول عمر بهره‌برداری 1×10^{-2} برای کارهای خاکی، 1×10^{-3} برای سازه‌های حائل خاک و 1×10^{-4} برای فونداسیون باشد (مایرهوف ۱۹۸۴).

جدول ۱۱-۳- مقادیر ضریب اطمینان

سازه	ضریب اطمینان	مرجع
شالوده‌های سطحی		
Spread footings in compression	2.0-3.0	Bowles 1988
Mat foundations	1.7-2.5	Bowles 1988
Uplift	1.7-2.5	Bowles 1988
شمع در فشار		
Verified by static load tests	2.0	USACE 1991
Verified by pile driving analyser (PDA)	2.5	USACE 1991
Not verified by static load tests or PDA	3.0	USACE 1991
From pile driving equations	3.0-6.0	
دیوار حایل		
Sliding (if passive resistance neglected)	1.5	Goodman and Karol 1968
Sliding (if passive resistance included)	2.0	Goodman and Karol 1968
Overturning (granular backfill)	1.5	Teng 1962
Overturning (cohesive backfill)	2.0	Teng 1962
نشت		
Piping	3.0-5.0	Bowles 1988
Heave or uplift	1.5-2.5	Bowles 1988
Earthworks	1.2-1.6	Bowles 1988
Temporary braced excavations	1.2-1.5	Bowles 1988
Sheet piling coffer dams	1.2-1.6	Bowles 1988

1 - Piping

Scanned with CamScanner

۱۱-۴- طراحی به روش حدی (LSD) و ضرایب اطمینان جزیی

طراحی به روش حدی (LSD) در دهه‌ی ۱۹۸۰ برای اول بار در مهندسی سازه معرفی شد[1]. لیکن توسعه این روش در مهندسی ژئوتکنیک خیلی کندتر بود. در مهندسی سازه، حالت حدی به وضعیتی گفته می‌شود که سازه به سطح عملکرد خاصی رسیده باشد. دو زیر حالت از حالت حدی، عبارتنداز ***حالت حدی نهایی***[2] (ULS) و ***حالت حدی بهره‌برداری***[3] (SLS).

این حالت‌های حدی به کمک بارهای طراحی (که با S نشان داده می‌شود) و مقاومت طراحی (که با R نشان داده می‌شود) که هر دوی آنها ضریبدار هستند و با اعمال ضرایب جزیی ایمنی Ψ (بزرگتر از ۱) برای بارها و Φ (کوچکتر از ۱ برای مقاومت) بررسی می‌شوند. ضریب ایمنی جداگانه‌ای در این روش وجود ندارد. در جدول ۱۱-۴ تعدادی از این ضرایب ایمنی جزیی که توسط انجمن مهندسین ژئوتکنیک کانادا پیشنهاد شده، ارائه شده است.

جدول ۱۱-۴- مقادیر ضرایب جزیی ایمنی و ضرایب مقاومت

موضوع	ردیف	ضریب
بار	بار مرده	$\Psi = 1.25$
	بار زنده، زلزله، باد	$\Psi = 1.50$
	فشار آب	$\Psi = 1.25$
مقاومت برشی	چسبندگی (پایداری، فشار خاک)	$\Phi = 0.65$
	چسبندگی (شالوده)	$\Phi = 0.50$
	اصطکاک ($\tan \phi'$)	$\Phi = 0.80$

حالت حدی نهایی بیانگر شکست یا خرابی[4] است که می‌تواند کششی، فشاری، برشی و یا خمشی باشد. هر کدام از این مودهای شکست باید بصورت جداگانه بررسی شوند. حالت‌های حدی بهره‌برداری ارتباطی با شکست و یا خرابی ندارند و حالات حدی نظیر تغییرشکل، نشست، کج‌شدگی، ارتعاش، نویز[5] و غیره را شامل می‌شوند که آیین‌نامه‌ها حدود مجازی برای آنها مقرر می‌دارند. با رسیدن به یکی از حالات حدی بهره‌برداری، هیچگونه آثار قریب‌الوقوع از شکست وجود ندارد. مقدار حدی حالات حدی بهره‌برداری بستگی به نوع سازه دارند.

بار ضریبدار S^* از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$S^* = \sum_{i=1}^{n} \Psi_i S_i \qquad (۴-۱۱)$$

۱- این نقل در ادبیات فنی امریکایی است. در اروپا این روش یک دهه قبل‌تر مطرح بود.

2 - Ultimate limit state
3 - Serviceability limit state
4 - Failure or collapse
5 - Deflection, Settlement, Vibration, Noise

Scanned with CamScanner

که در آن S_i بار وارده، شامل بارهای دائمی، متغیر و تصادفی و γ_i (ضریب بزرگتر از ۱) ضریب بار می‌باشد. بارهای دائمی شامل بارهای مرده و فشار آب می‌باشد که در تمام عمر مهندسی سازه بدان وارد می‌شوند. بارهای متغیر شامل بارهای زنده، بار باد، بار برف و بارهای ترافیک می‌باشد که زمان تداوم آنها محدود است. بارهای تصادفی شامل بارهای لرزه‌ای، بارهای انفجار و ضربه وسایل نقلیه می‌باشد.
ظرفیت یا مقاومت ضریبدار R^* با استفاده از مشخصات مکانیکی ضریبدار بدست می‌آیند:

$$R^* = \sum_{i=1}^{n} \Phi_i R_i \qquad (۵-۱۱)$$

طراحی وقتی رضایت‌بخش است که شرط زیر برقرار باشد:

$$S^* \le R^* \qquad (۶-۱۱)$$

در صورت استفاده از طراحی به روش حدی در مهندسی ژئوتکنیک، هماهنگی بهتری با طراحی سازه که سال‌هاست در مهندسی سازه به کار گرفته شده، بوجود می‌آید. به علاوه بصورت منطقی‌تری امکان محاسبه‌ی احتمال شکست و کمی‌سازی ریسک وجود دارد که منتهی به طراحی به روش قابلیت اعتماد می‌شود.

۱۱-۵- طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD)

طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD)، روش حالت حدی می‌باشد که بطور فزاینده‌ای در مهندسی ژئوتکنیک متداول می‌شود. تاثیر بارها با توجه به سناریوهای مختلف ترکیب‌های بار محاسبه می‌شوند. رتبه‌ی ترکیب‌های بارگذاری، مقادیر بار، ضرایب بار بستگی به آیین‌نامه مورد استفاده (پل و یا ساختمان) و نوع مسئله مهندسی دارد (شالوده سطحی، دیوار حایل و غیره).

دو روش برای LRFD وجود دارد که اندکی با هم متفاوت هستند. در هر دو روش بار ضریبدار S^* دررابطه‌ی ۱۱-۴ به روش مشابه محاسبه می‌شود. اختلاف بر سر مقاومت ضریبدار R^* می‌باشد.

روش اول: ضریب مقاومت جزیی

روابط ۱۱-۴، ۱۱-۵ و ۱۱-۶ پایه‌ی این روش هستند. مشابه رابطه‌ی ۱۱-۵ ضرایب جزیی مقاومت به پارامترهای مقاومتی مختلف مثل چسبندگی و زاویه اصطکاک اعمال می‌شود. در این حالت ابتدا پارامترهای کاهش یافته بدست آمده و سپس مقاومت ضریبدار R^* بر مبنای آن‌ها محاسبه می‌شود. در مثال ۱۱-۱ این روش نشان داده می‌شود.

روش ۲: ضریب مقاومت کلی

در این حالت مقاومت بدون ضریب R برمبنای پارامترهای بدون ضریب محاسبه شده سپس مقاومت ضریبدار از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$R^* = \Phi R \qquad (۷-۱۱)$$

این روش در مثال ۱۱-۲ نشان داده می‌شود.

Scanned with CamScanner

در جداول ۱۱-۵ و ۱۱-۶ به ترتیب بعضی از ضرایب مقاومت و ضرایب بار برحسب آیین‌نامه‌های مختلف ارائه شده است. بعضی از ترکیب‌های بارگذاری به شرح زیر هستند:

$$Q = 1.25Q_D + 1.75Q_L \quad (۸-۱۱)$$

$$Q = 1.25Q_D + 1.35Q_L + 0.4Q_W \quad (۹-۱۱)$$

در روابط فوق:

Q = بار طراحی

Q_D = بار مرده

Q_L = بار زنده

Q_W = بار باد

جدول ۱۱-۵- ضرایب مقاومت پیشنهادی AASHTO 2012

سازه	ضریب مقاومت
ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی	0.45–0.55
ظرفیت باربری شمع‌ها	
آزمایش بارگذاری	0.75–0.80
روابط شمع کوبی	0.10–0.40
روابط استاتیکی در رس	
روش α	0.35
روش β	0.25
روش λ	0.40
روابط استاتیکی در ماسه	0.45

جدول ۱۱-۶- ضرایب بار طراحی فونداسیون ارائه شده توسط اسکات و همکاران (۲۰۰۳)

نوع بار	آشتو	آمریکا		کانادا		اروپا	
		ACI,AISC	API	MOT	NRC	DGI	ECS
مرده	1.25-1.95 (0.65-0.9)	1.2-1.4 (0.9)	1.1-1.3 (0.9)	1.1-1.5 (0.65-0.95)	1.25 (0.85)	1.0 (0.85)	1.0-1.35 (0.95)
زنده	1.35-1.75	1.6	1.1-1.5 (0.8)	1.15-1.4	1.5	1.3	1.3-1.5
باد	1.4	1.3	1.2-1.35	1.3	1.5	1.3	1.3-1.5
زلزله	1.0	1.0	0.9	1.3	1.0	1.0	1.0

Note: Values in parentheses apply when the load is favorable and resists failure.
AASHTO = American Association of tate Highway Transportation Officials
ACI = American Concrete Institute
AISC = American Institute of Steel Construction
API = American Petroleum Institute
MOT = Ministry of Transportation
NRC = National Research Council of Canada
DGI = Danish Geotechnical Institute
ECS = Eurocode

Scanned with CamScanner

مثال ۱۱-۱

شالوده مربعی به ابعاد ۲×۲ متر در عمق ۱ متری از خاک دانه‌ای با مشخصات $\phi' = 35°$ و $\gamma = 19\,kN/m^3$ قرار دارد. بار زنده حدود ۸۰ درصد بار مرده است. مطلوبست محاسبه‌ی حداکثر بار مرده‌ی وارده به شالوده.

(الف) طراحی به روش تنش مجاز با FS = 3.

(ب) طراحی به روش حدی با ضرایب مقاومت موجود در جدول ۱۱-۴.

از رابطه‌ی ظرفیت باربری (رابطه‌ی ۶-۱۲) و ضرایب ظرفیت باربری جدول ۶-۱ استفاده کنید.

حل:

قسمت الف: طراحی به روش تنش مجاز.

$\phi' = 35°$ (جدول ۶-۱) $\Rightarrow N_q = 41.44$, $N_\gamma = 45.41$

رابطه‌ی ۶-۱۲ $\Rightarrow q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$

$$q_u = (19.0\times1)(41.44) + 0.4(19.0)(2.0)(45.45) = 1477.6\ kN/m^2$$

$$q_{all} = \frac{1477.6}{3} = 492.5\,kN/m^2$$

اگر فرض شود بار مرده P کیلونیوتن باشد، بار زنده 0.8P خواهد شد. در نتیجه فشار وارد بر پی برابر خواهد شد:

$$\text{فشار وارده} = \frac{1.8P}{2\times2} = 0.45P\,kN/m^2$$

در نتیجه:

$$0.45P \le 492.5$$
$$P \le 1094.4\ kN$$

قسمت ب: طراحی به روش حالات حدی

با استفاده از ضرایب مقاومت جدول ۱۱-۴ داریم:

$$\tan\phi' = 0.8\times\tan35 = 0.560\ ;\ \phi' = 29.3°$$

(جدول ۶-۱) $\Rightarrow N_q = 20.72$, $N_\gamma = 17.07$

رابطه ۶-۱۲ $\Rightarrow q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$

$$q_u = (19.0\times1)(20.72) + 0.4(19.0)(2.0)(17.07) = 653.1\ kN/m^2$$

بار کل (جدول ۱۱-۴) $= 1.25(P) + 1.5(0.8P) = 2.45P$

$$\text{فشار وارده} = \frac{2.45P}{2\times2} = 0.6125P\ kN/m^2$$

$$0.6125P \le 653.1 \Rightarrow P \le 1066.3kN$$

از هر دو روش نتایج نزدیکی بدست می‌آید.

Scanned with CamScanner

مثال ۱۱-۲

با استفاده از روش LRFD، بار مرده مثال ۱۱-۱ را محاسبه کنید. از ضرایب بار زیر استفاده کنید:

1.25 = ضریب بار مرده

1.75 = ضریب بار زنده

0.5 = ضریب کاهش ظرفیت باربری نهایی

حل:

$$\text{بار کل} = 1.25(P)+1.75(0.8P)=2.65P$$

$$\text{فشار وارد بر خاک} = \frac{2.65P}{2\times 2}=0.6625P\ \text{kN/m}^2$$

$$S^* = 0.6625P\ \text{kN/m}^2$$

$$\phi' = 35^\circ \text{ (جدول ۶-۱)} \Rightarrow N_q = 41.44\ ,\ N_\gamma = 45.41$$

$$\text{رابطه ۶-۱۲} \Rightarrow q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

$$q_u = (19.0\times 1)(41.44)+0.4(19.0)(2.0)(45.45)=1477.6\ \text{kN/m}^2$$

$$R^* = 0.5\times 1477.6 = 738.8\ \text{kN/m}^2$$

$$S^* \le R^*, 0.6625P \le 738.8$$

$$P \le 1115.2\ \text{kN}$$

ملاحظه می‌شود که دو روش مختلف ارائه شده در مثال‌های ۱۱-۱ و ۱۱-۲ نتایج نزدیک به هم نشان می‌دهند.

۱۱-۶- خلاصه

در این فصل عناوین زیر ارائه شد:

۱- معرفی روش تنش مجاز (ASD) به عنوان روش قدیمی و سنتی و روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD) به عنوان روش نوین.

۲- برای محاسبه مقاومت طرح در روش LRFD دو شیوه وجود دارد. (الف) اعمال ضرایب کاهش مقاومت به پارامترهای مکانیکی خاک (نظیر چسبندگی و زاویه اصطکاک). (ب) اعمال ضریب کاهش مقاومت به مقاومت محاسبه شده‌ی خاک.

۳- روش LRFD، یک روش حالت حدی است.

۴- در روش حدی، از جمله LRFD، ضریب اطمینان بصورت ضرایب بار و مقاومت اعمال می‌شود و ضریب اطمینان (یا ضریب ایمنی) جداگانه‌ای نداریم.

۵- شرط ایمنی در روش LRFD این است که ظرفیت یا مقاومت ضریبدار مساوی و یا بزرگتر از نیروهای حاصل از بارهای ضریبدار شود.

Scanned with CamScanner

مسائل

۱۱-۱- شالوده‌ی نواری روی خاکی با مشخصات زیر قرار گرفته است.

$c' = 10\ kN/m^2$ ، $\phi' = 26°$ و $\gamma = 19.0\ kN/m^3$

عمق شالوده ۱ متر است. بارهای مرده و زنده به ترتیب ۶۰۰ و ۴۰۰ کیلونیوتن بر متر می‌باشد. با استفاده از روش تنش مجاز، عرض شالوده را با ضریب اطمینان ۳ و رابطه‌ی زیر و جدول ۶-۱ محاسبه کنید.

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma$$

۱۱-۲- مسئله ۱۱-۱ را با استفاده از روش حالات حدی و استفاده از ضرایب معرفی شده در جدول ۱۱-۴ تکرار کنید.

۱۱-۳- مسئله ۱۱-۱ را با استفاده از روش LRFD و ضرایب زیر تکرار کنید.

۱/۲۵ = ضریب بار وارده

۱/۷۵ = ضریب بار زنده

۰/۵ = ضریب کاهش مقاومت در باربری خاک

(ضرایب فوق احتمالاً مربوط به آیین‌نامه پل آشتو می‌باشد.)

فهرست مآخذ فصل یازدهم

AASHTO (2012). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, Washington, DC.

Bowles, J. E. (1988). *Foundation Analysis and Design*, 4th ed., McGraw-Hill, New York. CFEM (1992). *Canadian Foundation Engineering Manual*, 3rd ed., Canadian Geotechnical Society, Canada.

Duncan, J. M. (2000). "Factor of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 126, No. 4, pp. 307–316.

Goodman, L. J., and Karol, R.H. (1968). *Theory and Practice of Foundation Engineering*, Macmillan Publishing Co., New York.

Meyerhof, G. G. (1984). "Safety Factors and Limit States Analysis in Geotechnical Engi- neering," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 21, pp. 1–7.

Scott, B., Kim, B. J., and Salgado, R. (2003). "Assessment of Current Load Factors for Use in Geotechnical Load and Resistance Factor Design," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 129, No. 4, pp. 287–295.

Sivakugan, N. (2011). "Engineering Properties of Soil," Chapter 1 in *Geotechnical Engi- neering Handbook*, Ed. B. M. Das, J. Ross Publishing, Florida.

Teng, W. C. (1962). *Foundation Design*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ.

Scanned with CamScanner

فصل دوازدهم
شالوده‌های شمعی

۱۲-۱- معرفی

شمع‌ها اعضایی از جنس فولاد، بتن، بتن مسلح، و چوب می‌باشند که در صورت مناسب نبودن ظرفیت باربری زمین برای استفاده از شالوده‌های سطحی (فصل ششم)، از آن‌ها برای ساخت شالوده‌های عمیق (شالوده‌های شمعی[1]) استفاده می‌شود. مخارج احداث شالوده‌های شمعی خیلی بیشتر از شالوده‌های سطحی است. علیرغم مخارج بیشتر، در عمل موارد متعددی وجود دارد که برای ایمنی ساختمان در مقابل نشست و عوامل دیگر، از شالوده‌های شمعی استفاده می‌شود. در ادامه شرایطی که استفاده از شالوده‌های شمعی را ایجاب می‌نمایند، شرح داده می‌شود.

۱. شرایط خاک ضعیف

وقتی که لایه یا لایه‌های فوقانی خاک دارای قابلیت فشردگی زیاد و یا خیلی ضعیف باشند، به طوری که نتوان از شالوده‌ی سطحی برای توزیع بار ساختمان استفاده کرد، شالوده‌های شمعی برای انتقال بار به لایه‌های تحتانی محکم‌تر و یا سنگ بستر مورد استفاده قرار می‌گیرند. این موضوع در شکل ۱۲-۱- الف نشان داده شده است. وقتی که بستر سنگی و یا لایه محکم‌تر تحتانی در عمق معقولی از سطح زمین قرار نداشته باشد، از شمع برای انتقال تدریجی بار استفاده می‌شود. در این حالت مطابق شکل ۱۲-۱- ب، بیشتر مقاومت شمع از طریق نیروی اصطکاک بین سطح جانبی شمع و خاک (مقاومت جلدی) تامین می‌شود.

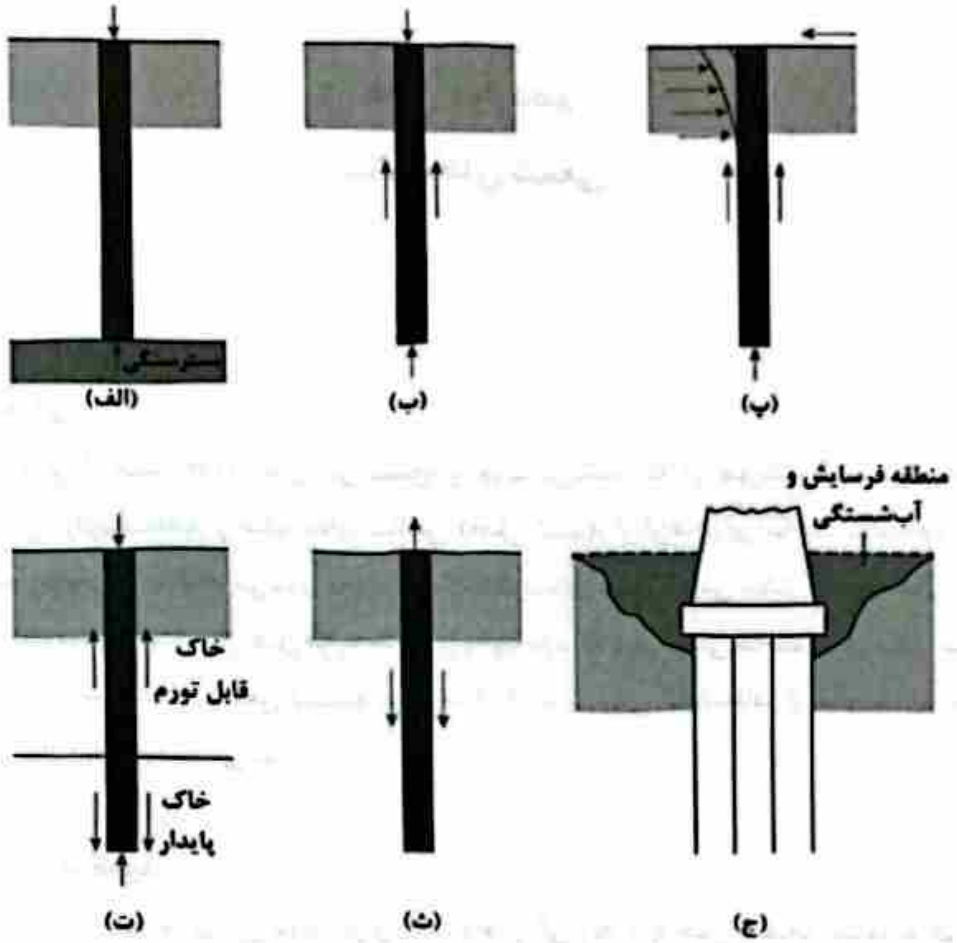
۲. برای حمل بار جانبی

مطابق شکل ۱۲-۱- پ اگر شمع‌ها تحت تاثیر نیروی افقی قرار گیرند، در حالی که هنوز قابلیت حمل بارهای قائم را دارا هستند، می‌توانند به وسیله‌ی خمش، نیروهای افقی را حمل نمایند. این وضعیت اغلب در شالوده‌ی سازه‌های حایل خاک که وظیفه‌ی آنها مقاومت در مقابل فشار جانبی خاک است و یا ساختمان‌های بلند که تحت تاثیر نیروهای باد یا زلزله قرار دارند، پیش می‌آید.

---

1 - Pile Foundation

Scanned with CamScanner



شکل ۱۲-۱- شرایطی که استفاده از شمع را ایجاب می‌کنند

۳. خاک آماسی و رمبنده

در خیلی از موارد، در منطقه‌ی موردنظر برای احداث ساختمان با خاک قابل تورم[1] (آماسی) و یا فروریزشی (رُمبنده)[2] روبرو می‌شویم. این لایه‌ها ممکن است دارای عمق قابل توجهی باشند. خاک‌های قابل تورم در اثر افزایش یا کاهش میزان رطوبت، تورم و یا کاهش حجم پیدا می‌کنند. فشار تورم چنین خاک‌هایی ممکن است به طرز قابل توجهی زیاد باشد. اگر در چنین خاک‌هایی از شالوده‌های سطحی استفاده شود، ساختمان ممکن است با صدمات جدی روبرو شود. در این حالت شالوده‌های شمعی که از لایه‌ی قابل تورم عبور کرده و وارد لایه‌ی پایدار شده‌اند، می‌توانند مورد توجه قرار گیرند (شکل ۱۲-۱- ت).

خاک‌هایی نظیر ماسه بادی[3] دارای طبیعت فروریزشی (رُمبندگی[4]) هستند. وقتی که چنین خاک‌هایی تحت افزایش رطوبت قرار گیرند، اسکلت[5] خاک می‌تواند دچار شکست گردد. کاهش ناگهانی در نسبت تخلخل خاک، باعث نشست زیاد سازه‌ای می‌شود که توسط شالوده‌ی سطحی حمل می‌شود. در چنین

---

1 - Expansive
2 - Collapsible
3 - Loess
4 - Collapsible
5 - Structure

Scanned with CamScanner

حالاتی، شالوده‌ی شمعی که از لایه‌ی سست عبور کرده و وارد لایه پایدار زیر آن شده، می‌تواند به عنوان راه‌حل مسئله مورد توجه قرار گیرد.

۴. مقابله با نیروی برکنش

شالوده بعضی از سازه‌ها، نظیر خطوط انتقال برق، اسکله‌ها، شالوده‌های گسترده در زیر آب زیرزمینی، تحت تاثیر نیروی برکنش[1] قرار دارند. در بعضی مواقع برای مقابله با نیروهای برکنش از شالوده‌های شمعی استفاده می‌شود.

۵. آب‌شستگی پایه‌های پل

به خاطر وجود مسئله‌ی آب‌شستگی و فرسایش در محل پایه‌های پل، این پایه‌ها اغلب در روی شالوده‌های شمعی احداث می‌شوند.

۶. شمع‌های تراکمی

گاهی مواقع از شمع‌های کوبیدنی برای متراکم کردن لایه خاک استفاده می‌شود و معمولاً طول آن کوتاه است.

اگر چه درگذشته تحقیقات متعددی به صورت نظری و عملی برای پیش‌بینی رفتار و ظرفیت باربری شالوده‌های شمعی در خاک‌های چسبنده و دانه‌ای انجام شده است، لیکن مکانیسم کار هنوز به طور کامل فهمیده نشده و ممکن است هیچ‌وقت هم فهمیده نشود. به علت ناشناخته‌ها و عدم قطعیت‌های موجود در هنگام کار با بعضی از شرایط تحت‌الارضی، می‌توان طراحی شالوده‌های شمعی را هنر مهندسی در نظر گرفت تا علم مهندسی. در این فصل روش‌های موجود برای طراحی شالوده‌های شمعی مورد بحث قرار می‌گیرند.

۱۲-۲- انواع مصالح شمع و مشخصات مکانیکی آن‌ها

برحسب شرایط زیرسطحی، سطح آب زیرزمینی، و نوع باری که باید حمل شود، انواع مختلفی از شمع‌ها در کارهای ساختمانی مورد استفاده قرار می‌گیرد. شمع‌ها برحسب مصالحی که از آن ساخته می‌شوند، دارای انواع زیر هستند:

۱- شمع‌های فولادی
۲- شمع‌های بتنی
۳- شمع‌های چوبی
۴- شمع‌های مرکب

در ادامه‌ی این فصل درخصوص هر یک از انواع فوق شرحی ارائه می‌شود.

شمع‌های فولادی

انواع معمول شمع‌های فولادی، شامل شمع‌های لوله‌ای و شمع‌های H می‌باشند. شمع‌های لوله‌ای نیز در دو حالت انتهای بسته و انتهای باز به زمین کوبیده می‌شوند. هر چند که از تیرآهن‌های I و بال پهن نیز می‌توان برای شمع‌کوبی استفاده کرد، لیکن تیرآهن‌ها با نیمرخ H به علت مساوی بودن ضخامت بال و جان معمولاً ترجیح داده می‌شوند. در نیمرخ‌های بال پهن و نیمرخ‌های I، ضخامت جان معمولاً کوچک‌تر از ضخامت بال می‌باشد. در جداول ۱۲-۱- الف و ب مشخصات نیمرخ‌های H معمول در آمریکا در دستگاه آحاد SI و

---

1 - Uplift

Scanned with CamScanner

انگلیسی و در جدول ۱۲-۱- پ مشخصات نیمرخ‌های بال پهن سنگین (IPB_w) که در ایران از آن به عنوان شمع فولادی استفاده می‌شود، نشان داده شده است.

در جدول ۱۲-۲ نیز مشخصات نیمرخ‌های لوله‌ای که از آنها به عنوان شمع استفاده می‌شود، ارائه شده است. در خیلی از حالات، شمع‌های لوله‌ای بعد از کوبیده شدن با بتن پر می‌شوند.

ظرفیت مجاز سازه‌ای شمع‌های فولادی از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$Q_{all} = A_s \sigma_{all} \qquad (۱-۱۲)$$

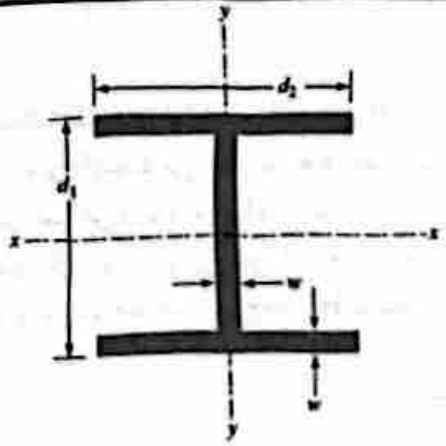
که در رابطه‌ی فوق:

A_s = سطح مقطع نیمرخ فولادی

σ_{all} = تنش مجاز فولاد (با f_s نیز نشان داده می‌شود.)

جدول ۱۲-۱- الف- مشخصات هندسی نیمرخ‌های H معمول در آمریکا (دستگاه SI)

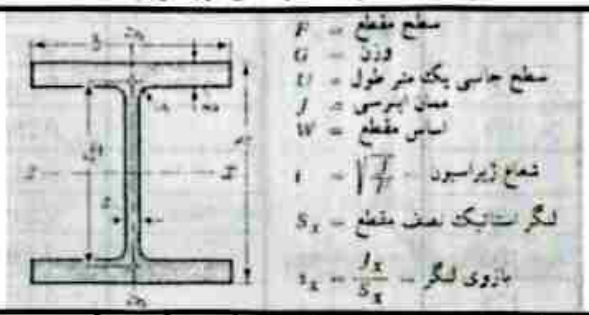
نام اندازه (mm) × وزن (kN/m)	ارتفاع d_1 (mm)	سطح مقطع ($m^2 \times 10^{-3}$)	ضخامت بال و جان w (mm)	عرض بال d_2 (mm)	ممان اینرسی ($m^4 \times 10^{-6}$)	
					I_{xx}	I_{yy}
HP 200 × 0.52	204	6.84	11.3	207	49.4	16.8
HP 250 × 0.834	254	10.8	14.4	260	123	42
× 0.608	246	8.0	10.6	256	87.5	24
HP 310 × 1.226	312	15.9	17.5	312	271	89
× 1.079	308	14.1	15.49	310	237	77.5
× 0.912	303	11.9	13.1	308	197	63.7
× 0.775	299	10.0	11.05	306	164	62.9
HP 330 × 1.462	334	19.0	19.45	335	370	123
× 1.264	329	16.5	16.9	333	314	104
× 1.069	324	13.9	14.5	330	263	86
× 0.873	319	11.3	11.7	328	210	69
HP 360 × 1.707	361	22.2	20.45	378	508	184
× 1.491	356	19.4	17.91	376	437	158
× 1.295	351	16.8	15.62	373	374	136
× 1.060	346	13.8	12.82	371	303	109



جدول ۱۲-۱- ب- مشخصات هندسی نیمرخ‌های H معمول در آمریکا (دستگاه انگلیسی)

نام اندازه (in) × وزن (lb/ft)	ارتفاع d_1 (mm)	سطح مقطع ($in.^2$)	ضخامت بال و جان w (mm)	عرض بال d_2 (mm)	ممان اینرسی ($in.^4$)	
					I_{xx}	I_{yy}
HP 8 × 36	8.02	10.6	0.445	8.155	119	40.3
HP 10 × 57	9.99	16.8	0.565	10.225	294	101
× 42	9.70	12.4	0.420	10.075	210	71.7
HP 12 × 84	12.28	24.6	0.685	12.295	650	213
× 74	12.13	21.8	0.610	12.215	570	186
× 63	11.94	18.4	0.515	12.125	472	153
× 53	11.78	15.5	0.435	12.045	394	127
HP 13 × 100	13.15	29.4	0.766	13.21	886	294
× 87	12.95	25.5	0.665	13.11	755	250
× 73	12.74	21.6	0.565	13.01	630	207
× 60	12.54	17.5	0.460	12.90	503	165
HP 14 × 117	14.21	34.4	0.805	14.89	1220	443
× 102	14.01	30.0	0.705	14.78	1050	380
× 89	13.84	26.1	0.615	14.70	904	326
× 73	13.61	21.4	0.505	14.59	729	262

جدول ۱۲-۱- پ- مشخصات نیمرخ بال پهن سنگین (IPB_v) که از آن در ایران به عنوان شمع فولادی استفاده می‌شود (معمولاً شماره‌های بزرگتر از ۲۰)



شماره نیمرخ IPBv*)	ابعاد mm					F cm^2	G kg/m	U m^2/m	x-x			y-y			S_x cm^3	s_x cm
	h	b	s	t	r				J_x cm^4	W_x cm^3	i_x cm	J_y cm^4	W_y cm^3	i_y cm		
100	120	106	12	20	12	53.2	41.8	0.619	1140	190	4.63	399	75.3	2.74	118	9.69
120	140	126	12.5	21	12	66.4	52.1	0.738	2020	288	5.51	703	112	3.25	175	11.5
140	160	146	13	22	12	80.6	63.2	0.857	3290	411	6.39	1140	157	3.77	247	13.3
160	180	166	14	23	15	97.1	76.2	0.970	5100	566	7.25	1760	212	4.26	337	15.1
180	200	186	14.5	24	15	113	88.9	1.09	7480	748	8.13	2580	277	4.77	442	16.9
200	220	206	15	25	18	131	103	1.20	10640	967	9.00	3650	354	5.27	568	18.7
220	240	226	15.5	26	18	149	117	1.32	14600	1220	9.89	5010	444	5.79	710	20.6
240	270	248	18	32	21	200	157	1.46	24290	1800	11.0	8150	657	6.39	1060	22.9
260	290	268	18	32.5	24	220	172	1.57	31310	2160	11.9	10450	780	6.90	1260	24.8
280	310	288	18.5	33	24	240	189	1.69	39550	2550	12.8	13160	914	7.40	1480	26.7
300	340	310	21	39	27	303	238	1.83	59200	3480	14.0	19400	1250	8.00	2040	29.0
320/305	320	305	16	29	27	225	177	1.78	40950	2560	13.5	13740	901	7.81	1460	28.0
320	359	309	21	40	27	312	245	1.87	68130	3800	14.8	19710	1280	7.95	2220	30.7
340	377	309	21	40	27	316	248	1.90	76370	4050	15.6	19710	1280	7.90	2360	32.4
360	395	308	21	40	27	319	250	1.93	84870	4300	16.3	19520	1270	7.83	2490	34.0
400	432	307	21	40	27	326	256	2.00	104100	4820	17.9	19340	1260	7.70	2790	37.4
450	478	307	21	40	27	335	263	2.10	131500	5500	19.8	19340	1260	7.59	3170	41.5
500	524	306	21	40	27	344	270	2.18	161900	6180	21.7	19150	1250	7.46	3550	45.7
550	572	306	21	40	27	354	278	2.28	198000	6920	23.6	19160	1250	7.35	3970	49.9
600	620	305	21	40	27	364	285	2.37	237400	7660	25.6	18980	1240	7.22	4390	54.1
650	668	305	21	40	27	374	293	2.47	281700	8430	27.5	18980	1240	7.13	4830	58.3
700	716	304	21	40	27	383	301	2.56	329300	9200	29.3	18980	1240	7.01	5270	62.5
800	814	303	21	40	30	404	317	2.75	442600	10870	33.1	18630	1230	6.79	6240	70.9
900	910	302	21	40	30	424	333	2.93	570400	12540	36.7	18450	1220	6.60	7220	79.0
1000	1008	302	21	40	30	444	349	3.13	722300	14330	40.5	18460	1220	6.45	8280	87.2

Scanned with CamScanner

جدول ۱۲-۲- مشخصات هندسی شمع‌های فولادی لوله‌ای

ب: دستگاه انگلیسی

قطر خارجی (in.)	ضخامت جدار (in.)	سطح مقطع فولاد ($in.^2$)
$8\frac{5}{8}$	0.125	3.34
	0.188	4.98
	0.219	5.78
	0.312	8.17
10	0.188	5.81
	0.219	6.75
	0.250	7.66
12	0.188	6.96
	0.219	8.11
	0.250	9.25
16	0.188	9.34
	0.219	10.86
	0.250	12.37
18	0.219	12.23
	0.250	13.94
	0.312	17.34
20	0.219	13.62
	0.250	15.51
	0.312	19.30
24	0.250	18.7
	0.312	23.2
	0.375	27.8
	0.500	36.9

الف: دستگاه SI

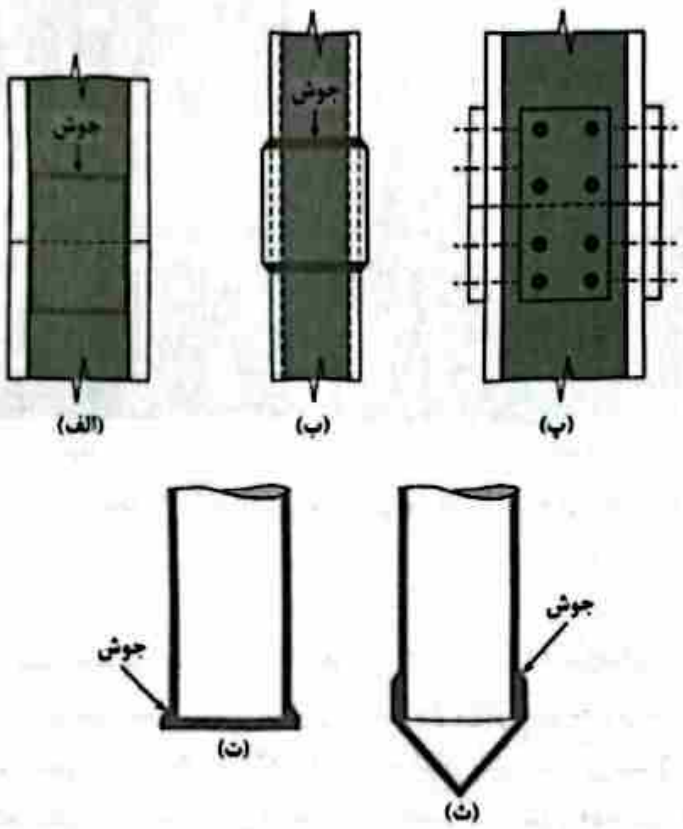
قطر خارجی (in.)	ضخامت جدار (in.)	سطح مقطع فولاد ($in.^2$)
219	3.17	21.5
	4.78	32.1
	5.56	37.3
	7.92	52.7
254	4.78	37.5
	5.56	43.6
	6.35	49.4
305	4.78	44.9
	5.56	52.3
	6.35	59.7
406	4.78	60.3
	5.56	70.1
	6.35	79.8
457	5.56	80
	6.35	90
	7.92	112
508	5.56	88
	6.35	100
	7.92	125
610	6.35	121
	7.92	150
	9.53	179
	12.70	238

پس از تعیین ظرفیت مجاز باربری شمع برپایه‌ی مشخصات ژئوتکنیکی، لازم است کنترل شود که آیا $Q_{(design)}$ در محدوده‌ی مجاز تعریف شده در رابطه‌ی ۱۲-۱ قرار دارد یا نه.

در صورتی که طول مورد نیاز برای شمع بزرگتر از طول یک شاخه شود، شمع‌های فولادی را به وسیله‌ی جوش و یا پیچ به یکدیگر وصله می‌کنند. در شکل ۱۲-۲- الف جزئیات وصله‌ی جوشی برای شمع‌های H نشان داده شده است. در شکل ۱۲-۲-ب نیز جزئیات وصله‌ی جوشی برای شمع‌های لوله‌ای مشاهده می‌شود. در صورت استفاده از پیچ، از جزئیاتی مثل ۱۲-۲-پ برای وصله‌ی شمع‌های H استفاده می‌شود.

Scanned with CamScanner

وقتی که انتظار لایه‌ای سخت نظیر شن متراکم، شیل و سنگ نرم می‌رود، در نوک شمع فولادی از کفشک[1] استفاده می‌شود. در اشکال ۱۲-۲-ت و ث دو حالت تخت و مخروطی برای کفشک نوک شمع‌های لوله‌ای نشان داده شده است.

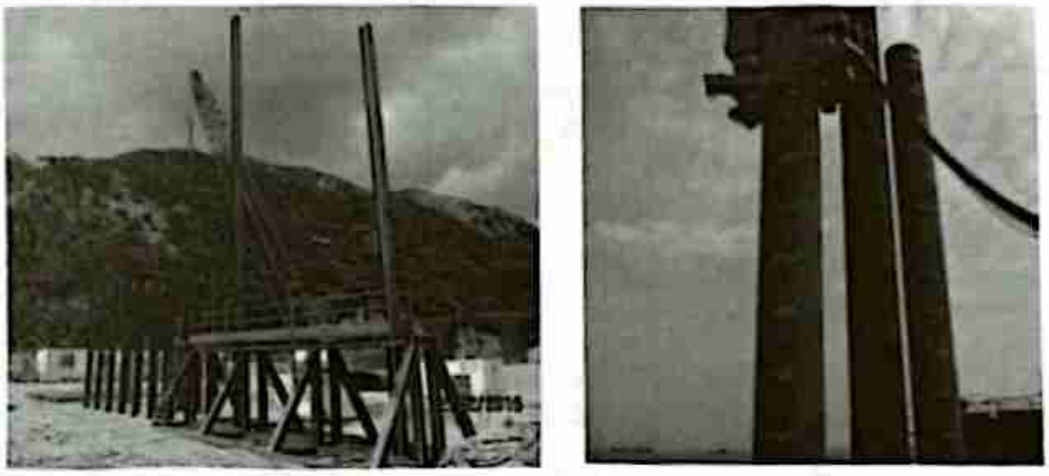


شکل ۱۲-۲- شمع‌های فولادی. (الف) وصله‌ی شمع‌های H به وسیله‌ی جوش، (ب) وصله‌ی شمع‌های لوله‌ای به وسیله‌ی جوش، (پ) وصله‌ی شمع‌های H به وسیله‌ی پرچ و پیچ، (ت) کفشک تخت در نوک شمع لوله‌ای، (ث) کفشک مخروطی در نوک شمع لوله‌ای.

در زمین‌های باتلاقی، خاک‌های نباتی، مناطق ساحلی و سایر خاک‌های خورنده، املاح خاک و آب می‌توانند شمع‌های فولادی را تحت حملات شیمیایی قرار داده و خوردگی[2] ایجاد نمایند. خاک‌هایی که pH آنها بزرگتر از ۷ است، خورنده نیستند. برای جبران کردن کاهش ضخامت به علت خوردگی، علاوه بر ضخامت محاسباتی، معمولاً ضخامت اضافی در نظر گرفته می‌شود. برای جلوگیری از خوردگی، در روی شمع‌ها می‌توان از لایه‌ی پوشش اپوکسی استفاده کرد. این پوشش که در کارخانه روی شمع‌ها زده می‌شود، در هنگام حمل و نقل و کوبیدن شمع، به سختی آسیب‌پذیر است. گاهی مواقع برای جلوگیری از خوردگی شمع

1 - Driving point or shoe
2 - Corrosion

فولادی، از پوشش بتنی استفاده می‌شود. استفاده از حفاظت کاتودیک روش مطمئنی برای جلوگیری از خوردگی شمع است.



(ب) (الف)

شکل ۱۲-۳- کوبیدن شمع‌های فولادی H و لوله‌ای

شمع‌های بتنی

در عمل، شمع‌های بتنی به دو صورت مورد استفاده قرار می‌گیرند (الف) شمع‌های پیش‌ساخته[1] (ب) شمع‌های درجاریز[2]. شمع‌های پیش‌ساخته را می‌توان با استفاده از میلگردهای معمولی ساخت. مقطع آنها به صورت مربع یا هشت‌ضلعی است (شکل ۱۲-۴). میلگردها به منظور مقاوم نمودن شمع در مقابل خمش ایجاد شده در هنگام حمل و نقل، بلند کردن و اعمال نیروی جانبی به شمع و همچنین افزایش مقاومت فشاری، مورد استفاده قرار می‌گیرند. شمع‌های پیش‌ساخته در طول موردنظر ساخته شده و تحت شرایط مرطوب به عمل می‌آیند تا به مقاومت موردنظر برسند. پس از آن به محل کوبیدن حمل می‌شوند.

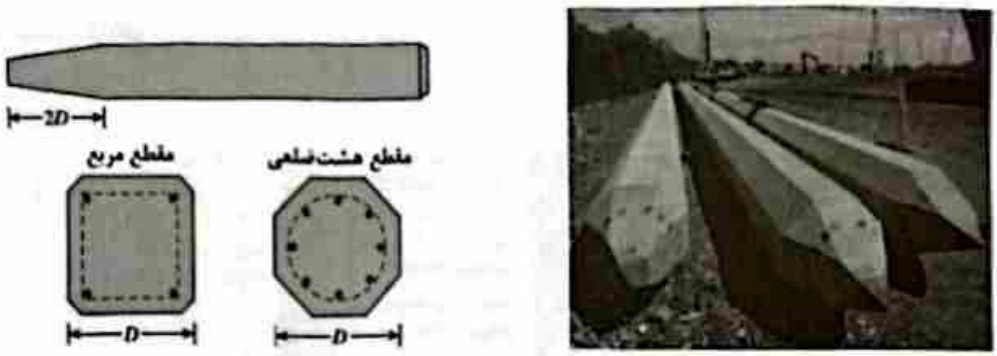
شمع‌های پیش‌ساخته را می‌توان با استفاده از کابل‌های پیش‌تنیدگی پرمقاومت، به صورت پیش‌تنیده درآورد. مقاومت نهایی کابل‌های پیش‌تنیدگی در حدود ۱۸۰۰ نیوتن بر میلیمتر مربع (مگاپاسکال) (مساوی ۱۸۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمترمربع) می‌باشد.

برای ساخت شمع‌های پیش‌تنیده، کابل‌ها با تنش ۹۰۰ تا ۱۳۰۰ نیوتن بر میلیمتر مربع درون قالب کشیده می‌شوند و سپس درون قالب با بتن پر می‌شود. بعد از به عمل آوردن بتن، کابل‌های پیش‌تنیدگی بریده می‌شوند که در نتیجه نیروی فشاری به مقطع شمع اعمال می‌شود. در جدول ۱۲-۳ اطلاعات تکمیلی درخصوص شمع‌های پیش‌تنیده با مقطع مربع و هشت‌ضلعی ارائه شده است.

---

1 - Precast piles
2 - Cast in situ pile

Scanned with CamScanner



شکل ۱۲-۴- شمع‌های پیش‌ساخته با میلگردهای معمولی

شمع‌های بتنی درجاریز بدین صورت اجرا می‌شود که ابتدا چاهی در زمین به وسیله‌ی دست یا ماشین حفر می‌شود و سپس قفس آرماتورها درون چاه قرار داده شده و داخل آن با بتن پر می‌شود. امروزه شمع‌های درجا به روش‌ها و انواع مختلف اجرا می‌شوند و اکثر آنها در انحصار شرکت خاصی که ابداع کننده‌ی اولیه‌ی آنها می‌باشد، قرار دارند. شمع‌های درجاریز در دو گروه اصلی جای می‌گیرند (الف) باغلاف[1]، (ب) بدون غلاف[2]. هر دو گروه می‌توانند دارای نوک پهن شده (پداستال یا پافیلی) باشند. شمع‌های درجاریز در فصل بعد بطور جامع مورد مطالعه قرار می‌گیرند.

شمع‌های درجاریز غلافدار بدین صورت اجرا می‌شوند که ابتدا لوله‌ی فولادی به زمین کوبیده شده و پس از رسیدن به عمق موردنظر، مصالح داخل آن خالی شده و داخل لوله پر از بتن می‌شود. لوله را می‌توان با قراردادن سنبه[3] در داخل آن کوبید و پس از رسیدن به عمق موردنظر، سنبه را خارج کرد. در اشکال ۱۲-۵- الف، ب، پ و ت مثال‌هایی از شمع‌های غلافدار بدون پداستال نشان داده شده است. جدول ۱۲-۴ اطلاعات اضافی درخصوص این شمع‌های غلافدار را ارائه می‌دهد.

در شکل ۱۲-۵- ث شمع غلافدار با سر پهن شده[4] (پداستال) نشان داده شده است. برای سرپهن کردن شمع (ایجاد پداستال)، پس از ریختن مقداری بتن در نوک شمع، با رها کردن وزنه از ارتفاع، آن را می‌کوبند تا از طرفین پهن شود.

برای اجرای شمع بدون غلاف، ابتدا غلاف در زمین کوبیده شده و سپس همزمان با بتن‌ریزی در داخل غلاف، غلاف به تدریج به بیرون کشیده می‌شود. ظرفیت باربری مجاز شمع درجا از نقطه‌نظر سازی با استفاده از روابط زیر به دست می‌آید:

شمع غلافدار

$$Q_{all} = A_s f_s + A_c f_c \qquad (۱۲-۲)$$

که در آن:

A_s = سطح مقطع غلاف فولادی

A_c = سطح مقطع بتن

f_s = تنش مجاز فولاد

f_c = تنش مجاز بتن

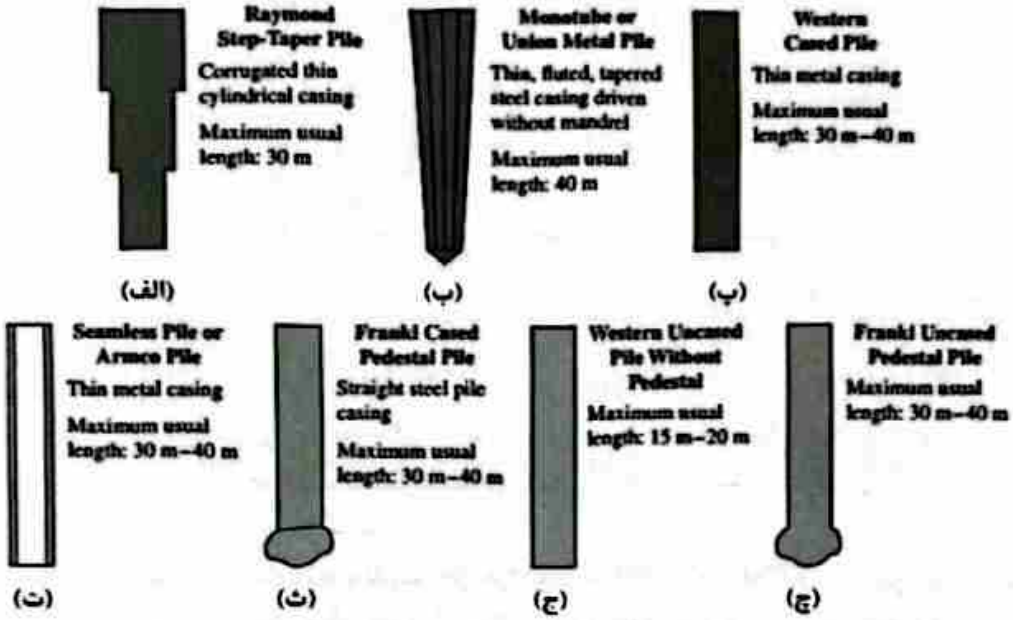
---

1 - Cased
2 - Uncased
3 - Mandre
4 - Pedestal

Scanned with CamScanner

شمع بدون غلاف

$$Q_{all} = A_c f_c \qquad (۳-۱۲)$$

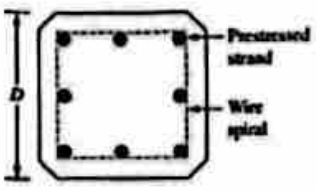


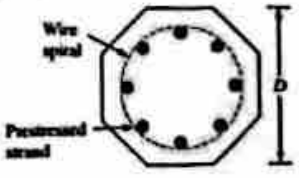
شکل ۱۲-۵- شمع‌های درجاریز (برای تشریح به جدول ۱۲-۴ مراجعه شود)

جدول ۱۲-۳- الف- مشخصات شمع‌های پیش‌تنیده (دستگاه SI)

مقطع شمع*	D (mm)	سطح مقطع (cm^2)	محیط (mm)	تعداد کابل‌ها		حداقل نیروی پیش‌تنیدگی موثر (kN)	اساس مقطع ($m^3 \cdot 10^{-3}$)	ظرفیت باربری طرح (kN)	
				12.7-mm قطر	11.1-mm قطر			مقاومت بتن N/mm^2	
								35	40
S	254	645	1016	4	4	312	2.737	556	778
O	254	536	838	4	4	258	1.786	462	555
S	305	929	1219	5	6	449	4.719	801	962
O	305	768	1016	4	5	369	3.097	662	795
S	356	1265	1422	6	8	610	7.489	1091	1310
O	356	1045	1168	5	7	503	4.916	901	1082
S	406	1652	1626	8	11	796	11.192	1425	1710
O	406	1368	1346	7	9	658	7.341	1180	1416
S	457	2090	1829	10	13	1010	15.928	1803	2163
O	457	1729	1524	8	11	836	10.455	1491	1790
S	508	2581	2032	12	16	1245	21.844	2226	2672
O	508	2136	1677	10	14	1032	14.355	1842	2239
S	559	3123	2235	15	20	1508	29.087	2694	3232
O	559	2587	1854	12	16	1250	19.107	2231	2678
S	610	3658	2438	18	23	1793	37.756	3155	3786
O	610	3078	2032	15	19	1486	34.794	2655	3186

*S = مقطع مربع ؛ O = مقطع هشت‌ضلعی





جدول ۱۲-۳- ب- مشخصات شمع‌های پیش‌تنیده (دستگاه انگلیسی)

مقطع شمع*	D (mm)	سطح مقطع ($in.^2$)	محیط (in.)	تعداد کابل‌ها		حداقل‌نیروی پیش‌تنیدگی موثر (kips)	اسلس مقطع ($in.^4$)	ظرفیت باربری طرح (kip)	
				1.2-in. قطر	7/16-in. قطر			مقاومت بتن	
								5000psi	6000psi
S	10	100	40	4	4	70	167	125	175
O	10	83	33	4	4	58	109	104	125
S	12	144	48	5	6	101	288	180	216
O	12	119	40	4	5	83	189	149	178
S	14	196	56	6	8	137	457	245	295
O	14	162	46	5	7	113	300	203	243
S	16	256	64	8	11	179	683	320	385
O	16	212	53	7	9	148	448	265	318
S	18	324	72	10	13	227	972	405	486
O	18	268	60	8	11	188	638	336	402
S	20	400	80	12	16	280	1333	500	600
O	20	331	66	10	14	234	876	414	503
S	22	484	88	15	20	339	1775	605	727
O	22	401	73	12	16	281	1166	502	602
S	24	576	96	18	23	403	2304	710	851
O	24	477	80	15	19	334	2123	596	716

مقطع هشت‌ضلعی = O ؛ مقطع مربع = S*

جدول ۱۲-۴- تشریح شمع‌های درجای نشان داده شده در شکل ۱۲-۵

شماره شکل	نام شمع	نوع غلاف	حداکثرعمق به متر
الف	ریموند با مقطع پله‌ای	غلاف استوانه‌ای نازک موجدار	۳۰
ب	مونوتیوب یا پنیون متال	غلاف باریک‌شونده که بدون سنبه کوبیده می‌شود	۴۰
پ	وسترن غلافدار	غلاف جدار نازک	۳۰ تا ۴۰
ت	لوله‌ی بدون درز یا آرمکو	غلاف با لوله فولادی مستقیم	۵۰
ث	فرانکی غلافدار با پداستال	غلاف با جدار نازک	۳۰ تا ۴۰
ج	وسترن بدون غلاف، بدون پداستال	—	۱۵ تا ۲۰
چ	فرانکی بدون غلاف با پداستال	—	۳۰ تا ۴۰

شمع‌های چوبی

شمع‌های چوبی تنه‌های درخت‌های سالم، صاف و بلند می‌باشند که شاخ و برگ آن زده شده و سطح آن پس از کندن پوست، به دقت تراشیده شده است. حداکثر طول اغلب شمع‌های چوبی بین ۱۰ تا ۲۰ متر می‌باشد. چوبی که از آن به عنوان شمع استفاده می‌شود باید مستقیم، بدون درز و ترک، و سالم باشد.

Scanned with CamScanner

انجمن آمریکایی مهندسان عمران[1] در دستورالعمل اجرایی شماره‌ی ۱۷ (۱۹۵۹)، شمع‌های چوبی را به سه کلاس زیر تقسیم می‌کند:

۱- شمع‌های کلاس A: این شمع‌ها بارهای سنگین را حمل می‌کنند. حداقل قطر سر[2] چنین شمع‌هایی ۳۵۰ میلیمتر (۱۴ اینچ) می‌باشد.

۲- شمع‌های کلاس B: این شمع‌ها بارهای متوسط را حمل می‌کنند. حداقل قطر سر این شمع‌ها بین ۳۰۵ تا ۳۳۰ میلیمتر (۱۲ تا ۱۳ اینچ) می‌باشد.

۳- شمع‌های کلاس C: از این شمع‌ها برای کارهای ساختمانی موقت استفاده می‌شود. وقتی که تمام طول شمع در داخل سفره‌ی آب زیرزمینی قرار داشته باشد، از این شمع‌ها می‌توان برای حمل بارهای دائمی استفاده کرد. حداقل قطر سر این شمع‌ها ۳۰۵ میلیمتر (۱۲ اینچ) می‌باشد.

در هیچ حالتی قطر نوک[3] شمع نباید کمتر از ۱۵۰ میلیمتر (۶ اینچ) باشد.

شمع‌های چوبی نمی‌توانند تنش‌های حاصل از کوبیده شدن در لایه‌های سفت را تحمل کنند. بنابراین ظرفیت آنها معمولاً به ۲۲۰ تا ۲۷۰ کیلونیوتن محدود می‌شود. برای این که در حین کوبیدن نوک شمع صدمه نبیند، می‌توان از کفشک‌های فولادی استفاده کرد. در حین کوبیدن، بالای شمع نیز ممکن است آسیب ببیند. خرد شدن الیاف چوبی به علت ضربه‌ی چکش، برومینگ[4] نامیده می‌شود. برای جلوگیری از آسیب رسیدن به بالای شمع، می‌توان از سرپوشهای فولادی استفاده کرد.

از وصله‌ی شمع‌های چوبی باید اجتناب کرد. به خصوص وقتی که شمع نیروی کششی یا جانبی حمل کند. در صورتی که وصله‌ی شمع چوبی اجتناب‌ناپذیر باشد، می‌توان وصله را مطابق جزئیات شکل ۱۲-۶- الف با استفاده از غلاف فولادی و یا مطابق جزئیات شکل ۱۲-۶- ب با استفاده از تسمه‌های فولادی انجام داد. طول غلاف لوله‌ای فولادی حداقل باید ۵ برابر قطر شمع باشد. در محل وصله، انتهای شمع‌ها باید به صورت گونیا بریده شود تا تماس حاصل بین دو قطعه تامین شود. محل وصله باید به دقت تراشیده شود به طوری که به صورت محکم و کیپ در غلاف فولادی جای بگیرد. در استفاده از جزئیات تسمه و پیچ (شکل ۱۲-۶- ب) نیز باید انتهای شمع‌ها به صورت گونیا بریده شود. همچنین سطوح جانبی در محل وصله نیز باید قدری تخت شود تا تسمه کاملاً به چوب بچسبد.

اگر شمع چوبی در خاک کاملاً اشباع کوبیده شود، عمر آن تقریباً بی‌نهایت خواهد بود. لیکن در آب و هوای دریایی، شمع‌های چوبی تحت حملات ارگانیسم‌های مختلف قرار گرفته و ظرف چند ماه صدمات جدی در آنها ظاهر می‌شود. شمع چوبی در بالای سطح آب زیرزمینی، تحت حملات حشرات قرار می‌گیرند. با انجام بعضی اصلاحات، مثلاً محافظت آنها توسط روغن کروزوت[5]، می‌توان عمر آنها را افزایش داد.

ظرفیت باربری مجاز سازه‌ای شمع‌های چوبی را می‌توان از رابطه‌ی زیر به دست آورد:

$$Q_{all} = A_p f_w \qquad (۴-۱۲)$$

---

1 - American Society of civil Engineers
2 - Bult
3 - Tip
4 - Brooming
5 - Cresosote oil

Scanned with CamScanner

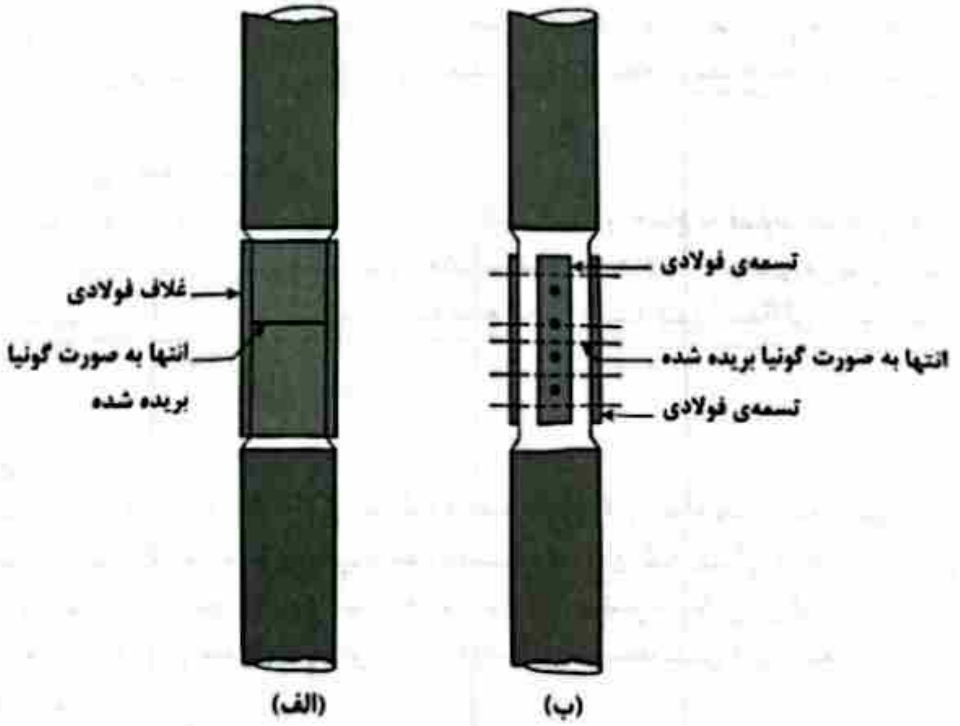
که در آن:

A_p = سطح مقطع متوسط تنه‌ی شمع

f_w = تنش مجاز چوب

شمع‌های مرکب (مختلط)[1]

در شمع‌های مرکب، قسمت‌های فوقانی و تحتانی شمع از دو مصالح مختلف ساخته می‌شوند. به عنوان مثال، شمع‌های مرکب ممکن است از فولاد و بتن و یا چوب و بتن ساخته شوند. شمع‌های مختلط فولاد و بتن مرکب از قسمت تحتانی فولاد و قسمت فوقانی بتن درجا می‌باشند. این نوع شمع وقتی مورد استفاده قرار می‌گیرد که طول شمع لازم برای تامین ظرفیت باربری از ظرفیت شمع بتنی در جای ساده تجاوز کند. شمع‌های مختلط چوب و بتن دارای قسمت تحتانی چوبی می‌باشند که به طور دائم در سفره‌ی آب زیرزمینی قرار دارد و قسمت فوقانی آنها از بتن است. در هر صورت ایجاد وصله در محل تلاقی دو مصالح مشکل بوده و به همین علت است که شمع‌های مختلط دارای کاربرد وسیعی نمی‌باشد.



شکل ۱۲-۶- وصله‌ی شمع‌های چوبی. (الف) استفاده از غلاف فولادی، (ب) استفاده از تسمه‌ی فولادی و پیچ

1 - Composite pile

Scanned with CamScanner

۱۲-۳- شمع‌های متەای (پیچوار) (CFA)

شرح جامع‌تر شمع‌های متەای در نشریه‌ی زیر ارائه شده است.

FHWA- Geotechnical Engineering circular (GEC) No.8 (2007)



شکل ۱۲-۷

مقایسه‌ی انواع شمع

عوامل متعددی در انتخاب نوع شمع برای یک سازه‌ی بخصوص در یک محل خاص تاثیر می‌گذارند. در جدول ۱۲-۵ مقایسه‌ی خلاصه بین مزایا و معایب انواع مختلف شمع‌ها از نقطه‌نظر مصالح انجام شده است.

۱۲-۴- شمع اتکایی و شمع اصطکاکی

انتخاب نوع شمع و تخمین طول لازم برای آن کار نسبتاً مشکلی است و احتیاج به قضاوت مهندسی قوی دارد. علاوه بر طبقه‌بندی بخش قبل، برحسب طول و مکانیسم انتقال بار به خاک، شمع‌ها را می‌توان به سه گروه عمده تقسیم کرد. این گروه‌ها عبارتنداز: (الف) شمع اتکایی[1]، (ب) شمع اصطکاکی[2]، (پ) شمع تراکمی[3].

شمع اتکایی

اگر بستر سنگی و یا لایه‌ی شبیه سنگ (خیلی متراکم) در عمق منطقی قرار داشته باشد، شمع را می‌توان تا آن لایه ادامه داد (شکل ۱۲-۸- الف). در این حالت ظرفیت باربری شمع کاملاً بستگی به ظرفیت باربری بستر سنگی در مقابل نوک شمع خواهد داشت. به همین علت به این شمع‌ها، اتکایی می‌گویند. در چنین حالتی با توجه به معلوم بودن عمق بستر سنگی از روی گمانه‌های حفر شده، تعیین طول شمع کار چندان مشکلی نخواهد بود.

اگر به عوض بستر سنگی، لایه‌ی سخت و نسبتاً متراکم در عمق منطقی قرار داشته باشد، شمع را می‌توان چند متر در لایه سخت ادامه دارد (شکل ۱۲-۸- ب).

---

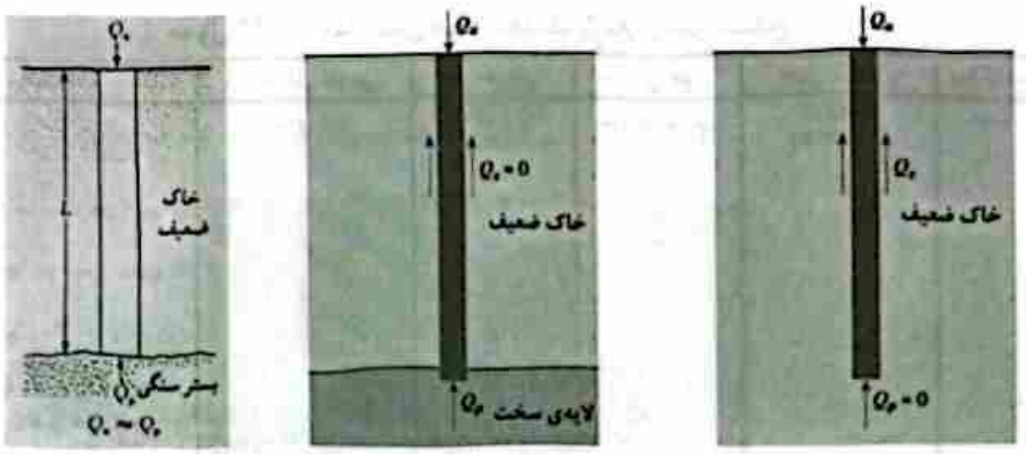
1 - Point bearing pile
2 - Friction pile
3 - Compaction pile

Scanned with CamScanner

جدول ۱۲-۵- مقایسه‌ی انواع مختلف شمع از نظر مصالح

نوع شمع	طول معمول	حداقل طول	بار معمول	بار حداکثر تقریبی	توضیحات
فولاد	15-60 m (50-200 ft)	عملاً محدودیتی ندارد	300-1200kN (67-270kips)	رابطه‌ی ۸-۱	مزایا الف: سهولت حمل و افزایش طول با وصله ب: قدرت تحمل تنش‌های زیاد در حین کوبیدن پ: قدرت نفوذ در زمین سخت (تا سنگ نرم) ت: ظرفیت باربری بالا معایب الف: قیمت زیاد ب: سروصدای زیاد در حین کوبیدن پ: خوردگی ت: کمانش شمع‌های H در کوبیدن به لایه‌ی سخت
بتن پیش‌ساخته	10-15m پیش‌ساخته (30-50ft) 10-35m پیش‌ساخته (30-150ft)	30m پیش‌ساخته (100ft) 60m پیش‌ساخته (200ft)	300-3000kN (67-675kips)	800-900kN پیش‌ساخته (180-202 kips) 7500-8500kN پیش‌تنیده (1686-1910kips)	مزایا الف: قابل استفاده در شرایط کوبیدن سخت ب: مقاوم در مقابل خوردگی پ: یکپارچگی با روسازه‌ی بتنی معایب الف: عدم امکان افزایش طول ب: سختی حمل و نقل معایب الف: عدم امکان افزایش طول ب: سختی حمل و نقل
بتن درجای غلافدار	5-15 m (15-50 ft)	15-40 m (50-130 ft)	200-500kN (45-112kips)	800 kN (180 kips)	مزایا الف: قیمت نسبتاً ارزان ب: امکان بازدید قبل از بتن‌ریزی پ: امکان افزایش طول معایب الف: مشکل وصله بعد از بتن‌ریزی ب: غلاف نازک در حین کوبیدن ممکن است صدمه ببیند
بتن درجای بدون غلاف	5-15 m (15-50 ft)	30-40 m (100-130 ft)	300-500 kN (67-112 kips)	700 kN (157 kips)	مزایا الف: اقتصاد اولیه ب: امکان قطع در هر تراز معایب الف: ایجاد خلل و فرج در بتن ب: مشکل وصله بعد از بتن‌ریزی پ: ریزش جدار سوراخ
چوب	10-15 m (30-50 ft)	30 m (100 ft)	100-200 kN (22-45 kips)	270 kN (60 kips)	مزایا الف: اقتصاد ب: سهولت حمل و نقل پ: مقاوم در مقابل فساد (برای شمع‌های دائماً غوطه‌ور) معایب الف: فساد در بالای تراز آب ب: ایجاد صدمه در شرایط کوبیدن سخت پ: ظرفیت باربری کم ت: کاهش ظرفیت باربری بعدازوصله

Scanned with CamScanner



(الف) (ب) (پ)

شکل ۱۲-۸- (الف) و (ب) شمع اتکایی، (پ) شمع اصطکاکی

برای این نوع شمع، ظرفیت باربری نهایی ترکیبی از ظرفیت باربری نوک (Q_p) و ظرفیت باربری اصطکاک جلدی (Q_s) خواهد بود:

$$Q_u = Q_p + Q_s \qquad (۵-۱۲)$$

که در رابطه‌ی فوق:

Q_p = ظرفیت باربری اتکایی در نوک شمع

Q_s = ظرفیت باربری اصطکاکی جلدی

در صورتی که مشخصات خاک زیرسطحی در دست باشد، در این صورت نیز می‌توان تخمین مناسبی از طول شمع داشت.

در صورتی که Q_s در مقایسه با Q_p کوچک باشد (مثل حالت الف)، خواهیم داشت:

$$Q_u \approx Q_p \qquad (۶-۱۲)$$

شمع اصطکاکی

در صورتی که عمق بستر سنگی یا لایه‌ی شبیه به سنگ زیاد باشد، طول لازم برای شمع اتکایی غیراقتصادی خواهد شد. در چنین شرایطی مطابق شکل ۱۲-۸- پ شمع به عمق مناسبی در لایه‌ی نرم فوقانی بدون اینکه به لایه‌ی سخت برسد، کوبیده می‌شود. ظرفیت باربری نهایی این شمع را نیز می‌توان ازرابطه‌ی ۱۲-۵ به دست آورد. لیکن از آنجایی که مقدار ظرفیت اتکایی Q_p نسبتاً کوچک است، ظرفیت باربری نهایی شمع محدود به ظرفیت باربری اصطکاکی خواهد شد.

$$Q_u \approx Q_s \qquad (۷-۱۲)$$

Scanned with CamScanner

انتخاب نام اصطکاکی برای این شمع‌ها، از آنجا ناشی می‌شود که اکثر مقاومت آنها به وسیله‌ی اصطکاک جدار تامین می‌شود. البته این اسم بعضی مواقع می‌تواند گمراه کننده باشد، زیرا مقاومت شمع‌هایی که در لایه‌ی رسی کوبیده می‌شوند، بستگی به چسبندگی[1] بین جدار شمع و رس دارد.

طول لازم برای شمع اصطکاکی بستگی به مقاومت برشی خاک، بار وارده، و اندازه‌ی شمع دارد. برای تعیین طول لازم شمع، احتیاج به درک خوبی از اندرکنش خاک- شمع، قضاوت مهندسی، و تجربه است. در بخش بعد از این فصل، روش‌های تئوریک برای محاسبه‌ی ظرفیت باربری شمع‌ها ارائه خواهد شد.

شمع تراکمی[2]

در بعضی موارد خاص، شمع‌ها بدین منظور در لایه‌های دانه‌ای کوبیده می‌شوند که تراکم خوبی در لایه‌ی سطحی و زیرسطحی خاک به وجود آید. این شمع‌ها به شمع‌های تراکمی موسوم هستند. طول شمع‌های تراکمی به عوامل زیر بستگی دارد:

الف: تراکم نسبی[3] خاک قبل از تراکم

ب: تراکم نسبی مورد نیاز بعد از تراکم

پ: عمق لازم برای تراکم

شمع‌های تراکمی معمولاً کوتاه هستند، لیکن برای تعیین طول مناسبی برای آن‌ها، بعضی آزمایش‌های صحرایی لازم است.

۱۲-۵- شمعکوب

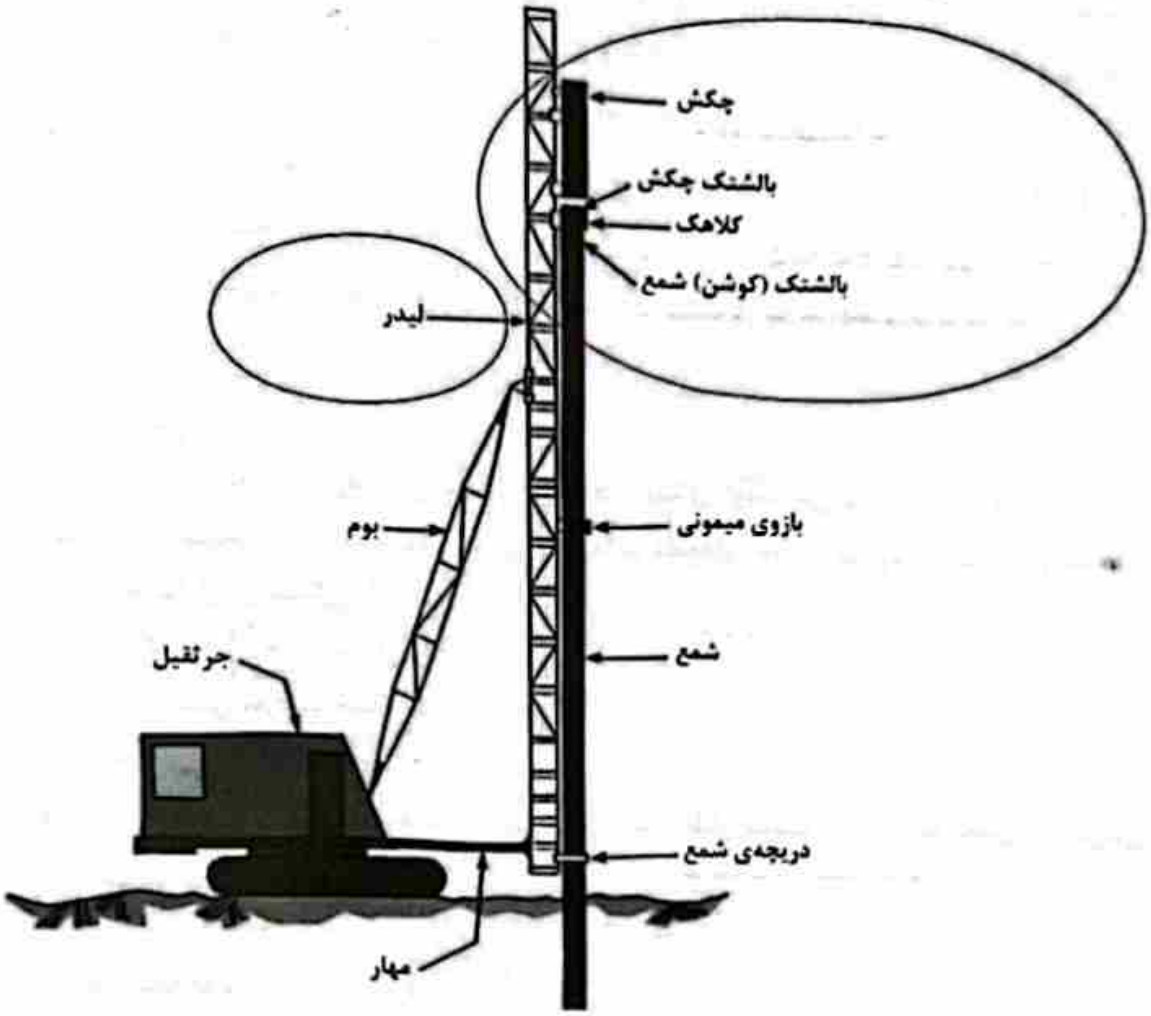
شکل ۱۲-۹ دستگاه شمعکوب را نشان می‌دهد که متشکل است از: ۱- جرثقیل چرخ زنجیری، ۲- لیدر، ۳- چکش. نحوه کار با شمعکوب بدین قرار است که پس از استقرار جرثقیل در محل موردنظر و تنظیم مختصات نقطه‌ی شمعکوبی، به کمک جرثقیل کمکی و یا استفاده از امکانات جرثقیل شمعکوب، شمع روی لیدر نصب می‌شود. شمع به کمک بازوهایی که به بازوهای میمونی معروف هستند، روی لیدر نگه‌داری می‌شود ولی از حرکت در امتداد قائم جلوگیری نمی‌شود. پس از تنظیم زاویه‌ی لیدر، شمعکوب در بالای شمع قرار گرفته و عملیات کوبیدن آغاز می‌شود.

حین عمل کوبیدن، کلاهکی در بالای شمع قرارداده می‌شود. بین کلاهک و شمع بالشتک یا کوشن قرار داده شود. عمل این بالشتک، کاهش اثر ضربه‌ی نیرو می‌باشد و از خرد شدن سرشمع جلوگیری می‌کند. بالشتک دومی نیز در بالای کلاهک در محل برخورد چکش قرار داده می‌شود. به طوری که چکش مستقیماً به کلاهک برخورد ننماید.

---

1 - Adhesion
2 - Compation pile
3 - Relative density

Scanned with CamScanner



شکل ۱۲-۹- شمع‌کوب و استقرار شمع در آن

۱۲-۶- شمعکوبی

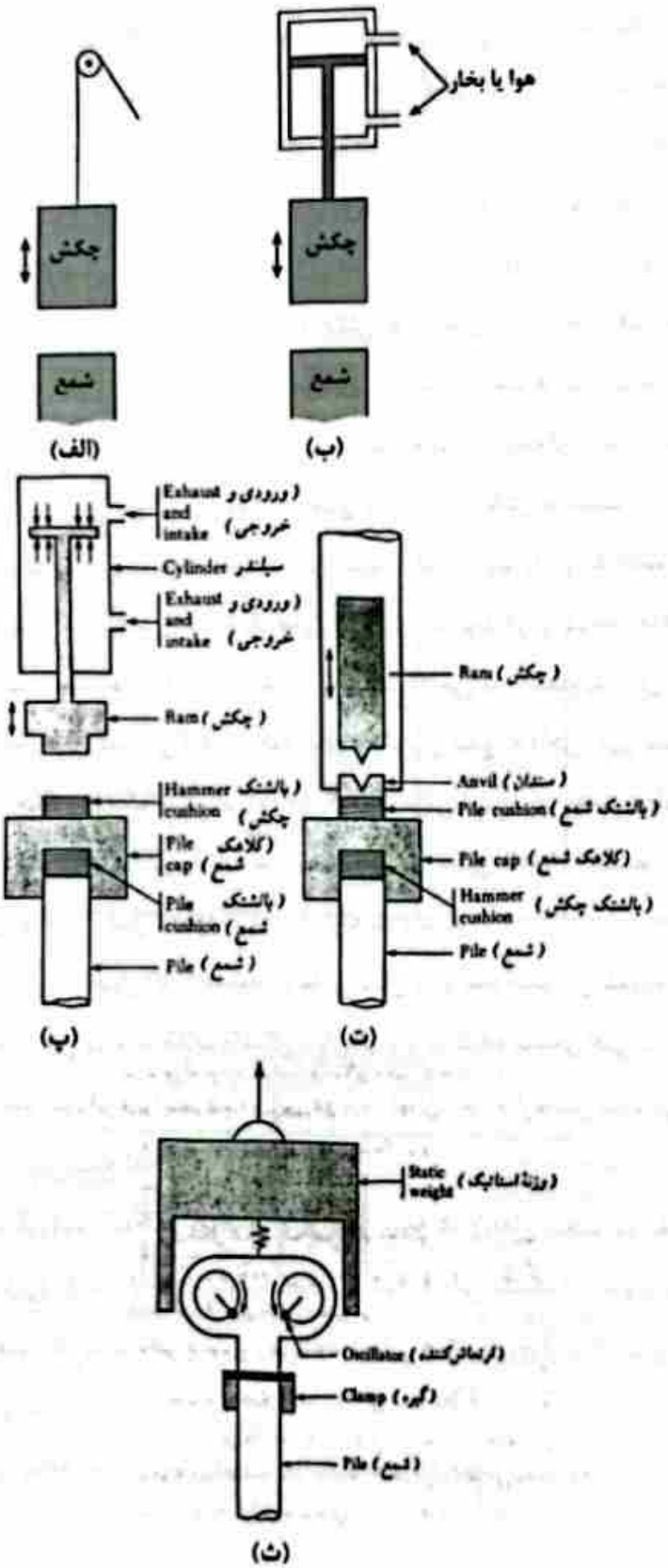
اکثر شمع‌ها به وسیله‌ی شمع‌کوب ضربه‌ای[1] و یا شمع‌کوب ارتعاشی[2] درزمین کوبیده می‌شوند. در بعضی از حالات خاص، شمع‌کوبی به وسیله‌ی جت‌آب و یا حفاری ناقص انجام می‌شود. شمع‌کوبی‌های ضربه‌ای در انواع مختلف وجود دارند که عبارتنداز: (الف) شمعکوب سقوطی[3]، (ب) شمعکوب بخار یا هوای فشرده با عمل یکطرفه[4]، (پ) شمعکوب بخار یا هوای فشرده با عمل دوطرفه[5]، (ت) شمعکوب دیزل[6].

در شکل ۱۲-۱۰، انواع چکش‌های مورد استفاده در شمع‌کوب‌ها نشان داده شده است.

---

1 - Hammer driver
2 - Vibratory driver
3 - Drop hammer
4 - Single acting
5 - Double acting
6 - Deisel hammer

Scanned with CamScanner



شکل ۱۲-۱۰- شمع‌کوب‌ها. (الف) شمعکوب سقوطی، (ب) شمعکوب هوای فشرده یا بخار با عمل یکطرفه، (پ) شمعکوب هوای فشرده یا بخار با عمل دوطرفه، (ت) شمعکوب دیزل، (ث) شمعکوب ارتعاشی

در شمعکوب سقوط آزاد (شکل ۱۲-۱۰- الف)، چکش به وسیله‌ی کابل بالا کشیده شده و از ارتفاع H رها می‌شود. این وسیله قدیمی‌ترین وسیله‌ی شمعکوبی است. عیب اصلی این شمعکوب سرعت کم رانش شمع به داخل زمین است. در شکل ۱۲-۱۰- ب اصول کار شمعکوب بخاری یا هوای فشرده با عمل یکطرفه نشان داده شده است. در این نوع شمعکوب، چکش به وسیله‌ی هوای فشرده یا بخار به سمت بالا برده شده و از آنجا به صورت ثقلی سقوط می‌کند. در شکل ۱۲-۱۰- پ عملکرد شمعکوب بخاری یا هوای فشرده با عمل دوطرفه نشان داده شده است. در این نوع شمعکوب، چکش به وسیله‌ی بخار یا هوای فشرده بالا برده شده و سپس تحت فشار هوا یا بخار به طرف پایین رانده می‌شود. این مسئله باعث افزایش سرعت برخورد می‌شود. جزئیات شمعکوب دیزل در شکل ۱۲-۱۰- ت نشان داده شده است. این شمعکوب اساساً متشکل از چکش، بلوک سندان و سیستم تزریق سوخت می‌باشد. در حین عمل، ابتدا چکش به سمت بالا رفته و در همین حین سوخت به نزدیک سندان تزریق می‌شود. سپس چکش رها می‌شود. وقتی که چکش سقوط می‌کند، مخلوط هوا و سوخت را متراکم می‌کند. به واسطه‌ی این عمل، مخلوط هوا و سوخت منفجر می‌شود. این انفجار شمع را به سمت پایین فشار داده و چکش را به سمت بالا می‌راند. شمعکوب دیزل در کوبیدن شمع به لایه‌های متراکم به خوبی عمل می‌کند. در خاک‌های نرم، رانش شمع به داخل زمین نسبتاً بزرگ بوده و حرکت رو به بالای چکش کوچک است. این حرکت کوچک ممکن است برای انفجار مخلوط هوا- سوخت کافی نباشد و لازم شود که چکش را با دست بالا ببریم. در جدول ۱۲-۱۱، مشخصات و نام تجارتی شمعکوب‌های دیزل، و بخار با عمل یکطرفه و دوطرفه ارائه شده است.

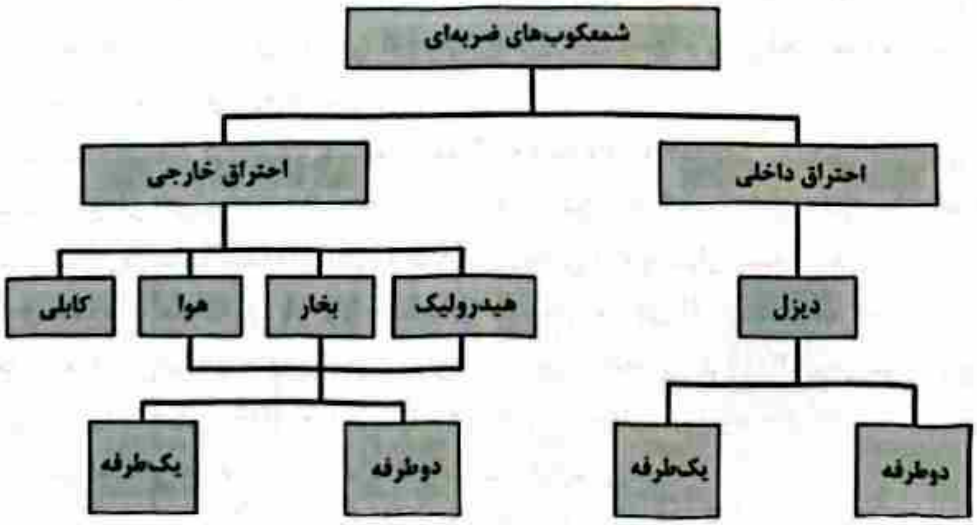
درشکل ۱۲-۱۰- ث اصول کار شمعکوب ارتعاشی نشان داده شده است. این شمعکوب متشکل از دو وزنه‌ی دورانی می‌باشد. این دو وزنه خلاف یکدیگر دوران کرده و در نتیجه مولفه‌ی افقی نیروی گریز از مرکز خود را خنثی می‌کنند. بنابراین، برآیند حرکت این دو وزنه دوران کننده، ارتعاشی سینوسی در امتداد قائم خواهد بود که باعث رانش شمع به دل خاک می‌شود.

جت آب تکنیکی است که گاهی مواقع برای کوبیدن شمع در لایه‌های سخت کم‌ضخامت (مثل ماسه و شن متراکم) که برروی لایه‌ی نرم قرار دارد، استفاده می‌شود. در این تکنیک آب به وسیله‌ی لوله‌ی ۵۰ تا ۷۵ میلیمتر با سرعت زیاد به نوع شمع تزریق می‌شود. آب در هنگام خروج از نوک شمع باعث شل کردن خاک جلوی خود می‌شود.

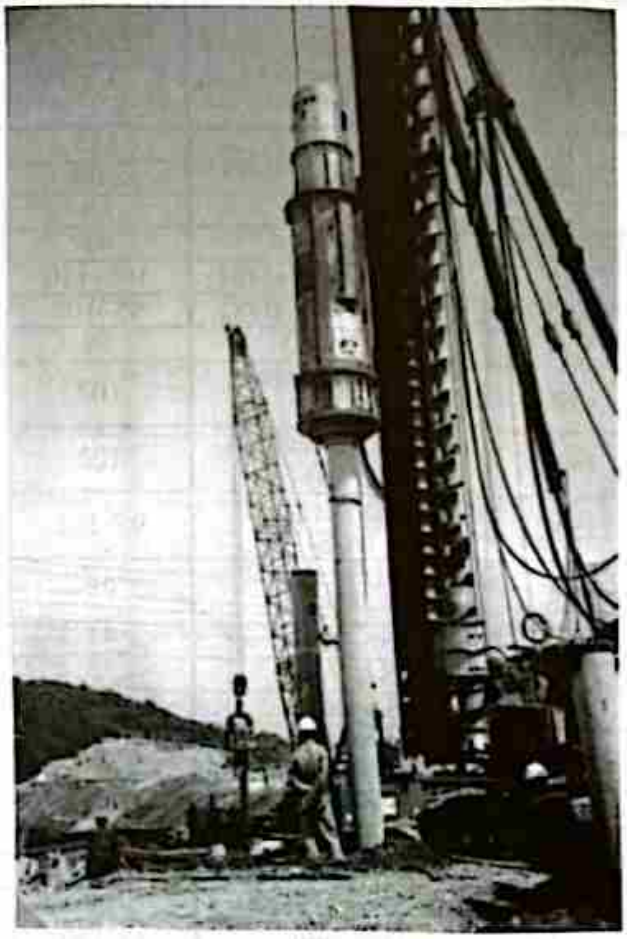
شمع‌ها گاهی مواقع تحت زاویه‌ای نسبت به امتداد قائم کوبیده می‌شوند. معمول‌ترین زوایا، ۱۴ تا ۲۰ درجه هستند.

Scanned with CamScanner

انرژی	چکش			ضربه/دقیقه	وزن پیستون (kN)	جابه‌جایی پیستون (m)
	نام تجاری	مدل	نوع			
11.9	MKT	9B3	DA (A/S)	145	7.1	0.432
17.8	MKT	10B3	DA (A/S)	105	13.3	0.483
20.3	Vulcan	305	SA (A/S)	60	22.2	0.914
26.0	MKT	11B3	DA (A/S)	95	22.2	0.483
26.44	Raymond	65C	DA/Differential (S)	100–110	28.93	0.406
33.2	Raymond	80C	DA/Differential (S)	95–105	35.6	0.419
44.1	Vulcan	010	SA (A/S)	50	44.5	0.991
44.6	Vulcan	100C	DA/Differential (A/S)	103	44.5	0.419
48.8	Vulcan	140C	DA/Differential (A/S)	103	62.3	0.394
66.1	Raymond	150C	DA/Differential (A/S)	95–105	66.75	0.457
68.1	Vulcan	200C	DA/Differential (A/S)	98	89.0	0.394
77.1	Raymond	5/O	SA (A/S)	44	77.9	0.991
81.3	Vulcan	320	SA (A/S)	55	89.0	0.914
107.1	Kobe	K-42	SA Diesel	45–60	41.2	2.600
110.2	Raymond	8/O	SA (A/S)	33–38	111.3	0.991
122.3	Delmag	D-44	SA Diesel	37–56	42.27	2.893
132.0	Junttan	HHK 9S	Hydraulic	30–100	88.29	1.500
135.6	Vulcan	520	SA (A/S)	42	89.0	1.524
141.3	Junttan	HHK 12A	Hydraulic	40–100	117.72	1.200
153.9	Vulcan	400C	DA (A/S)	100	178.0	0.419
165.0	Junttan	HHK 14A	Hydraulic	40–100	137.3	1.200
203.4	MKT	DE150	SA Diesel	40–50	66.75	3.05
204	Vulcan	530	SA (A/S)	42	133.5	1.524



شکل ۱۲-۱۱



شکل ۱۲-۱۲

به این شمع‌ها، **شمع‌های مایل**[1] می‌گویند. شمع‌های مایل در گروه شمع‌ها، وقتی که نیروی جانبی قابل توجه باشد، مورد استفاده قرار میگیرد. شمع‌ها را می‌توان به وسیله‌ی حفاری ناقص کوبید. در این حالت با استفاده از مته‌های مارپیچ قوی سوراخی کوچکتر از قطر و طول شمع در زمین ایجاد شده و سپس شمع در سوراخ رانده شده و تا عمق لازم کوبیده می‌شود.

برحسب طبیعت قرارگیری، شمع‌ها به دو گروه شمع‌های با جابه‌جایی[2] و بدون جابه‌جایی[3] تقسیم می‌شوند. شمع‌های کوبیده شده، شمع‌های با جابه‌جایی هستند، زیرا باعث رانش جانبی خاک اطراف و در نتیجه تراکم آن می‌شوند. شمع‌های بتنی و شمع‌های فولادی لوله با انتهای بسته، به علت حجم قابل توجه، در رده‌ی شمع‌ها با جابه‌جایی زیاد قرار دارند. لیکن شمع‌های فولادی H به علت حجم کم، باعث جابه‌جایی کم خاک اطراف می‌شوند و به همین جهت به آن‌ها شمع‌ها با جابه‌جایی کوچک گفته می‌شود. شمع‌هایی که به صورت درجا با حفاری خاک اجرا می‌شوند، در رده‌ی شمع‌های بدون جابه‌جایی قرار دارند. اجرای این شمع‌ها تغییرات کمی در حالت تنش خاک اطراف شمع ایجاد می‌کند.

---

1 - Batter pile
2 - Displacement
3 - Nondisplacement

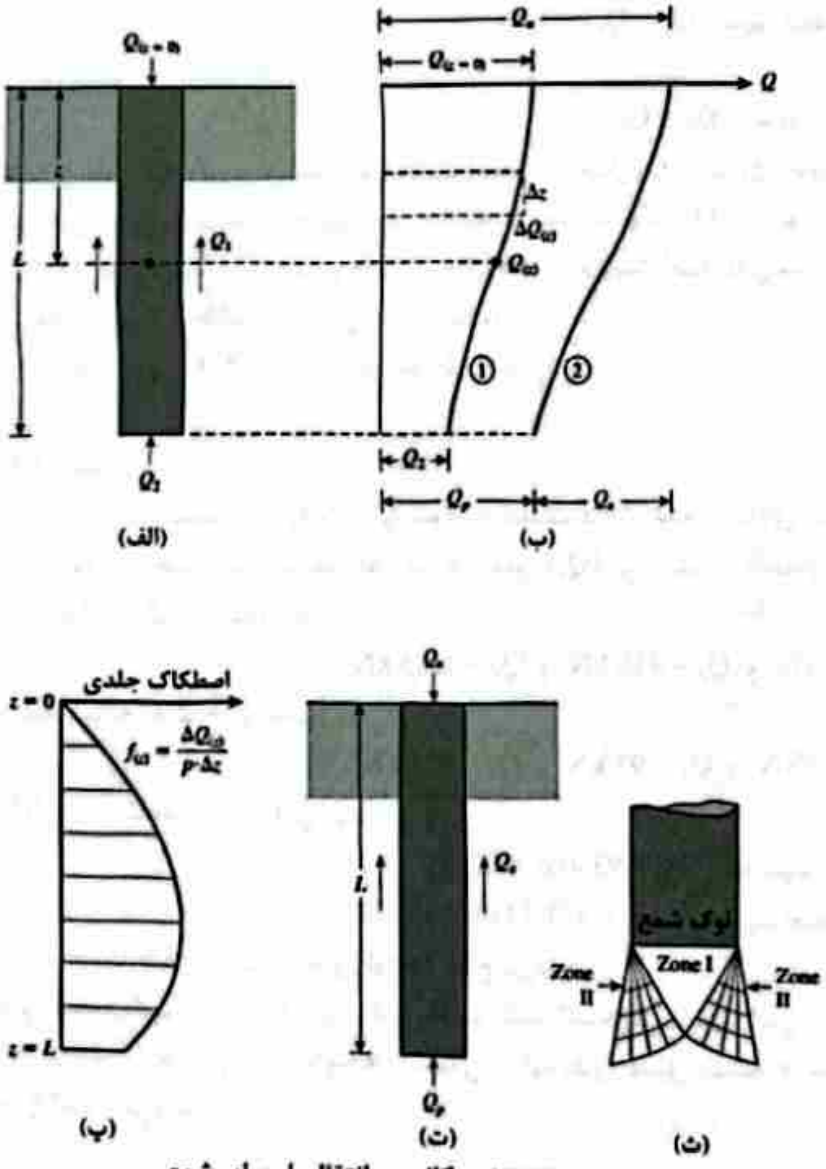
Scanned with CamScanner

۱۲-۷- مکانیسم انتقال بار

مکانیسم انتقال بار از شمع به خاک بسیار پیچیده است. برای فهم آن، مطابق شکل ۱۲-۱۳- الف، شمعی به طول L در نظر می‌گیریم. فرض کنید که بار وارد بر شمع در تراز سطح زمین، به تدریج از 0 تا $Q_{(z=0)}$ افزایش پیدا کند. قسمتی از این بار توسط اصطکاک جلدی (Q_1) و قسمت دیگر توسط مقاومت نوک شمع (Q_2) تحمل می‌شود. حال این سوال پیش می‌آید که مقادیر Q_1 و Q_2 برحسب بار وارده، چقدر می‌باشند. اگر به وسیله‌ی اندازه‌گیری، بار حمل شده توسط تنه‌ی شمع $[Q_{(z)}]$ در عمق z تعیین شود، تغییرات آن مطابق منحنی ۱ در شکل ۱۲-۱۳- ب خواهد شد. در نتیجه مقاومت اصطکاکی واحد سطح $[f_{(z)}]$ در عمق z به صورت زیر به دست می‌آید:

$$f(z) = \frac{\Delta Q_{(z)}}{(p)(\Delta z)} \qquad (۸-۱۲)$$

که در آن، p محیط مقطع شمع می‌باشد.



شکل ۱۲-۱۳- مکانیسم انتقال بار برای شمع

تغییرات $f_{(z)}$ برحسب عمق در شکل ۱۲-۱۳- پ نشان داده شده است. شکل ۱۲-۱۳-پ نشان‌دهنده‌ی تغییرات $f_{(z)}$ با عمق می‌باشد. توجه شود که بار شمع Q_z با عمق کاهش می‌یابد (یعنی شمع بار خود یعنی $Q_{(z=0)}$ را به خاک می‌دهد). رابطه‌ی ۱۲-۸ را می‌توان بصورت زیر نوشت:

$$f(z) = -\frac{1}{p}\frac{dQ_z}{dz} \qquad (۹-۱۲)$$

اگر بار Q در سطح زمین بتدریج افزایش یابد، وقتی که تغییرمکان نسبی بین شمع و خاک به حدود ۵ تا ۱۰ میلیمتر برسد، بدون توجه به اندازه و طول L شمع، حداکثر مقاومتی اصطکاکی در جدار شمع به وجود می‌آید.

لیکن حداکثر مقاومت نوک شمع $Q_2 = Q_p$، وقتی به وجود می‌آید که نوک شمع به اندازه‌ی ۱۰ تا ۲۵ درصد عرض (یا قطر) شمع حرکت کرده باشد. حد پایین برای شمع‌های کوبیده شده و حد بالا برای شمع‌های حفاری شده می‌باشد. در بار نهایی (شکل ۱۲-۱۳- ت و منحنی ۲ در شکل ۱۲-۱۳- ب) که $Q_{(z=0)} = Q_u$ می‌باشد، داریم:

$Q_1 = Q_s$ = سهم اصطکاک جلدی

و

$Q_2 = Q_p$ = سهم مقاومت نوک

از بحث انجام شده این طور نتیجه‌گیری می‌شود که مقاومت اصطکاکی جدار Q_s (یا نیروی اصطکاکی واحد سطح f) در تغییرمکان نسبی به مراتب کوچکتری در مقایسه با مقاومت نوک Q_p به وجود می‌آید. این مسئله در شکل ۱۲-۱۴ که از آزمایشات منصور و هانتر در خاک دانه‌ای به دست آمده، قابل مشاهده است.

در این آزمایش مشخصات شمع و خاک زیرسطحی به قرار زیر بود:

نوع شمع: فولادی به قطر خارجی ۴۰۶ میلیمتر و ضخامت ۸/۱۵ میلیمتر.

نوع خاک زیرسطحی = ماسه

طول فرورفت = ۱۶/۸ متر

شکل ۱۲-۱۴-الف، منحنی بار نشست $Q_{z=0}$ در بالای شمع به نشست قرائت شده در بالای شمع) و شکل ۱۲-۱۴-ب نشان‌دهنده‌ی بار حمل شده توسط جدار در هر عمق (Q_z) می‌باشد. در لحظه‌ی گسیختگی مقادیر قرائت شده به قرار زیر گزارش شده است:

$Q_u = 1601\ kN$ و $Q_p = 416\ kN$ و $Q_s = 1185\ kN$

در نشست ۲/۵ میلیمتر نتایج به شرح زیر بودند:

$Q_{(z=0)} = 667\ kN$ و $Q_2 = 93\ kN$ و $Q_1 = 574\ kN$

بنابراین در $S = 2.5mm$ نسبت‌های زیر برقرار است:

$Q_2/Q_p = 93/416 = 22.4\%$ = سهم مقاومت نوک

$Q_1/Q_s = 574/1185 = 48.4\%$ = سهم اصطکاک جلدی

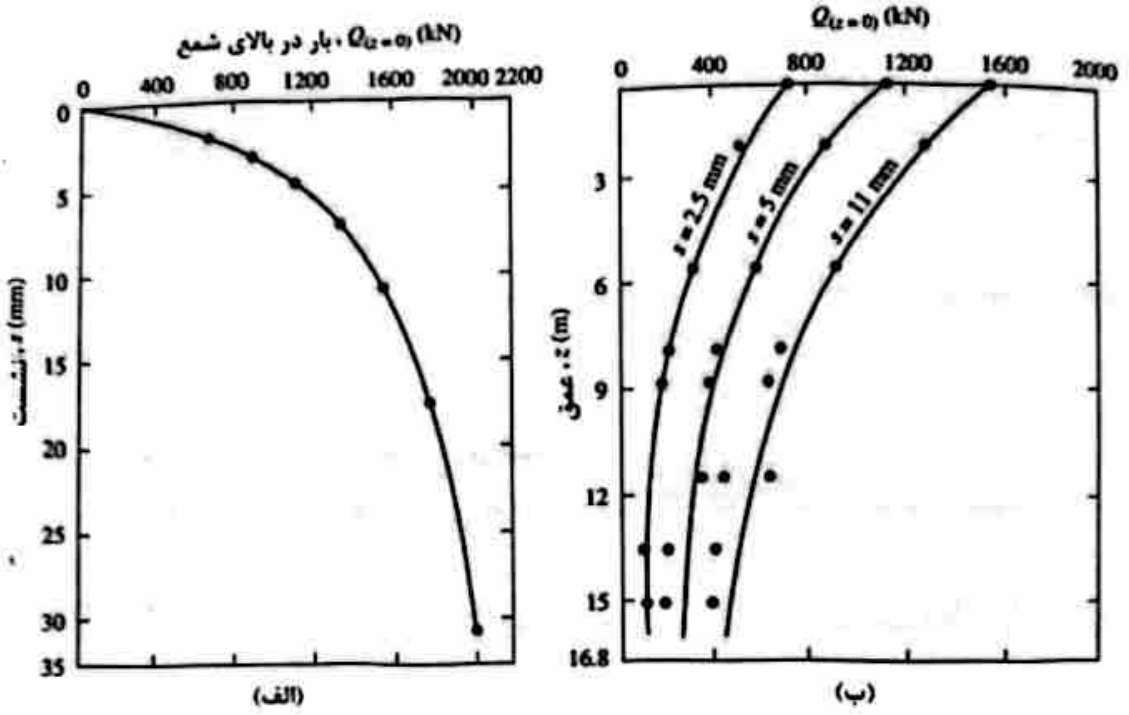
ملاحظه می‌شود که مقاومت جلدی در نشست‌های کوچک بسیج می‌شود.

در بار نهایی، سطوح گسیختگی خاک در نوک شمع به علت گسیختگی برشی ناشی از Q_p، مطابق شکل ۱۲-۱۳- ث می‌باشد. توجه شود که شالوده‌های شمعی، شالوده‌های عمیق هستند و شکست برشی خاک در مود سوراخ‌کننده[1] می‌باشد.

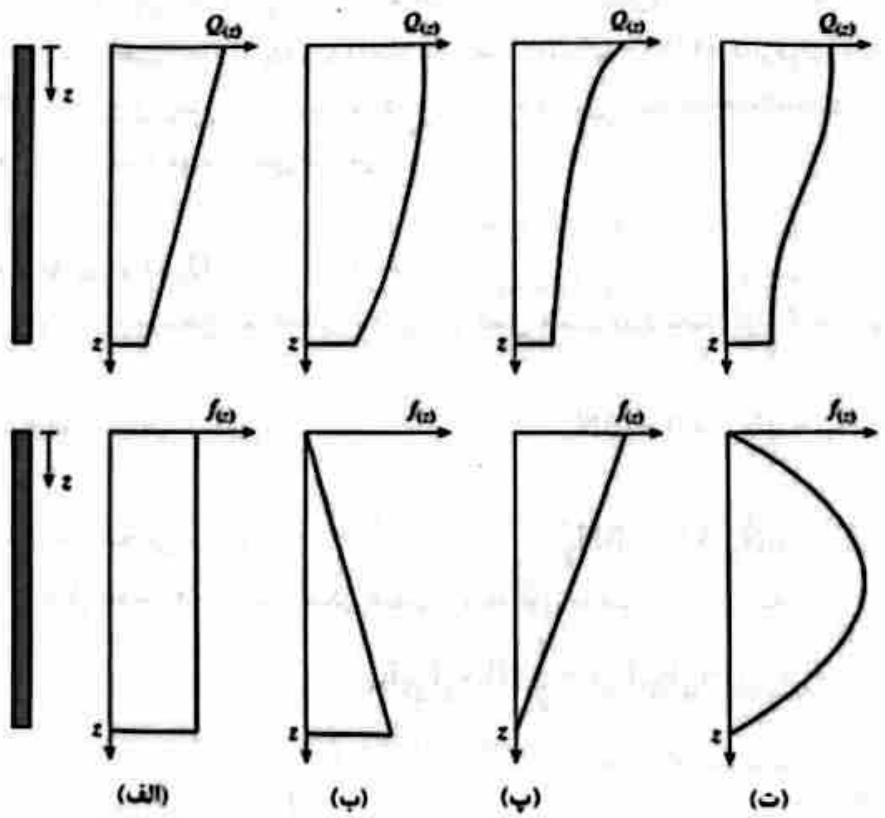
---

1 - Punching mode

Scanned with CamScanner



شکل ۱۲-۱۴



شکل ۱۲-۱۵- تغییرات بار شمع Q_z و اصطکاک جلدی $f_{(z)}$ با عمق

این بدان معنی است که ناحیه‌ی مثلثی[1] (ناحیه‌ی I) در نوک شمع شکل می‌گیرد و این ناحیه بدون ایجاد هرگونه سطح لغزش قابل مشاهده، به سمت پایین فرو می‌رود. در ماسه‌ی متراکم و رس سفت ممکن است ناحیه‌ی برشی شعاعی[2] (ناحیه‌ی II) به طور ناقص تشکیل شود. بنابراین، منحنی بار- تغییرمکان شمع شبیه به شکل ۶-۱- ج خواهد شد.

از رابطه‌ی ۱۲-۹ می‌توان مقاومت اصطکاک جلدی بر واحد سطح $f_{(z)}$ را برحسب بار شمع $Q_{(z)}$ در هر عمق بدست آورد (یا بطور معکوس $Q_{(z)}$ را برحسب $f_{(z)}$). در شکل ۱۲-۱۵ این استنتاج برای چهار نوع خاک نشان داده شده است.

۱۲-۸- روابطی برای تخمین ظرفیت باربری شمع

ظرفیت باربری نهایی شمع را می‌توان مجموع ظرفیت باربری نوک شمع و ظرفیت باربری اصطکاک جلدی شمع در نظر گرفت (شکل ۱۲-۸- ب):

$$Q_u = Q_p + Q_s \qquad (۱۰-۱۲)$$

که در آن:

Q_u = ظرفیت باربری نهایی شمع

Q_p = ظرفیت باربری نهایی نوک شمع

Q_s = ظرفیت باربری نهایی اصطکاکی جدار شمع (ظرفیت باربری جلدی)

مطالعات متعددی برای تعیین مقادیر Q_p و Q_s انجام شده است. وسیک[3] (۱۹۷۷)، مایرهوف[4] (۱۹۷۶)، کویل و کاستلو[5] (۱۹۸۱) جمع‌آوری‌های خوبی روی مقالات ارائه شده در این زمینه انجام داده‌اند. در ادامه تعدادی از روابط معتبر در این زمینه مورد بررسی قرار می‌گیرد.

ظرفیت باربری نهایی نوک Q_p

ظرفیت باربری نهایی واحد سطح شالوده‌های سطحی در فصل ششم مورد بحث قرار گرفت. طبق رابطه‌ی ترزاقی داریم:

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \qquad \text{(برای شالوده‌ی سطحی مربع)}$$

و

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \qquad \text{(برای شالوده‌ی سطحی دایره)}$$

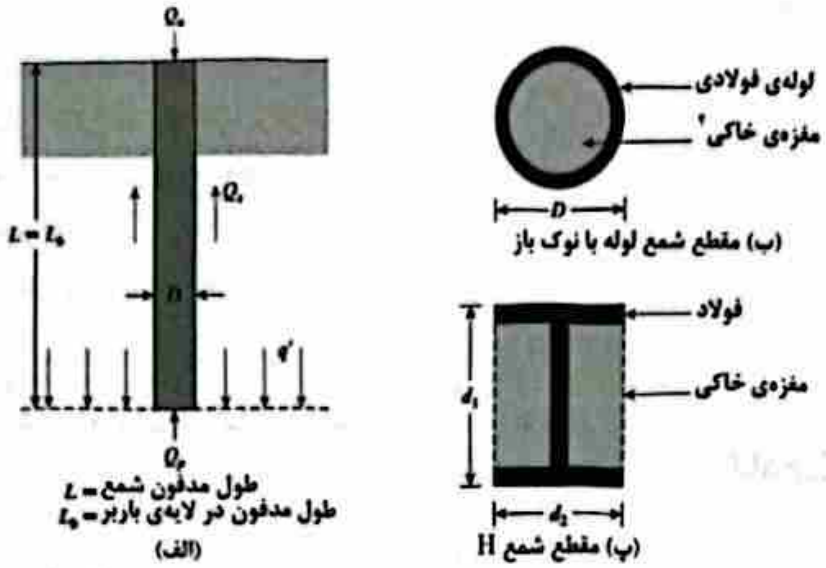
همان‌طور که در فصل ششم ملاحظه شد، شکل عمومی روابط فوق به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$q_u = c'N_cF_{cs}F_{cd} + qN_qF_{qs}F_{qd} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}$$

---

1 - Triangular zone
2 - Radial shear zone
3 - Vesic
4 - Meyerhof
5 - Coyle and Castello

Scanned with CamScanner



توجه: A_p = سطح مقطع مغزه‌ی خاکی + سطح مقطع شمع

شکل ۱۲-۱۶

ضرایب موجود در رابطه‌ی فوق، ضرایب شکل و عمق می‌باشند که به تفصیل در مورد آنها صحبت شد. با توجه به روابط فوق، ظرفیت باربری نهایی را می‌توان در شکل عمومی به شکل زیر نوشت:

$$q_u = c'N_c^* + qN_q^* + \gamma BN_\gamma^* \qquad (۱۱-۱۲)$$

که در آن N_c^*، N_q^*، و N_γ^* ضرایب ظرفیت باربری هستند که دربرگیرنده‌ی ضرایب شکل و عمق می‌باشند.

هر چند که شمع‌ها شالوده‌های عمیق هستند، لیکن ظرفیت باربری نوک آنها را می‌توان با رابطه‌ای شبیه به رابطه‌ی ۱۲-۱۱ تعیین کرد. البته ضرایب N_c^*، N_q^*، و N_γ^* تغییر می‌یابند. با توجه به اینکه در این فصل عرض شمع با حرف D نشان داده شده، با جایگزین کردن آن به جای حرف B در رابطه‌ی ۱۲-۱۱ به دست می‌آید:

$$q_u = q_p = c'N_c^* + qN_q^* + \gamma DN_\gamma^* \qquad (۱۲-۱۲)$$

از آنجایی که عرض D شمع نسبتاً کوچک است، ازجمله γDN_γ^* در رابطه‌ی فوق می‌توان صرفنظر کرد. بنابراین ظرفیت باربری نهایی واحد سطح نوک به صورت زیر خلاصه می‌شود:

$$q_p = c'N_c^* + q'N_q^* \qquad (۱۳-۱۲)$$

توجه شود که در رابطه‌ی فوق برای تاکید در استفاده از تنش موثر قائم، به جای q از q' استفاده شده است. در نهایت ظرفیت باربری نوک شمع به صورت زیر درمی‌آید:

$$Q_p = A_p q_p = A_p\left(c'N_c^* + q'N_q^*\right) \qquad (۱۴-۱۲)$$

---

1 - Soil plug

Scanned with CamScanner

که در آن:

A_p = سطح مقطع نوک شمع

c' = چسبندگی خاکی که نوک شمع بر آن متکی است.

q_p = ظرفیت باربری نهایی واحد سطح نوک

q' = تنش موثر قائم در تراز نوک شمع

N_c^* , N_q^* = ضرایب ظرفیت باربری

مقاومت جلدی، Q_s

مقاومت جلدی یک شمع به صورت رابطه‌ی زیر است:

$$Q_s = \Sigma p \Delta L f \qquad (۱۵-۱۲)$$

که در آن:

p = محیط مقطع شمع

ΔL = نمو افزایش طول شمع که در آن p و f مقادیر ثابتی منظور می‌شوند.

f = مقاومت اصطکاکی واحد

در قسمت‌های بعد روش‌های مختلف برای محاسبه‌ی Q_p و Q_s ارائه می‌شود. تاکید دوباره می‌شود که بسیج کامل Q_p در نشستی حدود ۱۰ تا ۲۵ درصد بعد شمع حاصل می‌شود.

بار مجاز، Q_{all}

بعد از تعیین ظرفیت باربری نهایی کل شمع، باید ضریب اطمینانی برای حصول بار مجاز به دست آید. برای هر شمع:

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{FS} \qquad (۱۶-۱۲)$$

که در آن:

Q_{all} = ظرفیت باربری مجاز برای هر شمع

FS = ضریب اطمینان مطابق جدول زیر:

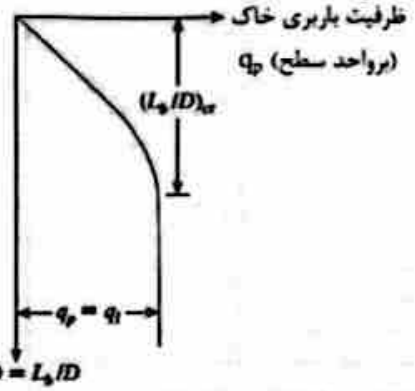
روش محاسبه	شرایط بارگذاری	حداقل ضریب اطمینان	
		در فشار	در کشش
روش تحلیلی + آزمایش بارگذاری استاتیکی	معمولی	2.00	2.00
	فوق‌العاده	1.50	1.50
	حداکثر	1.15	1.15
روابط تحلیلی + آزمایش PDA	معمولی	2.50	3.00
	فوق‌العاده	1.90	2.25
	حداکثر	1.40	1.70
روابط تحلیلی بدون آزمایش بارگذاری	معمولی	3.00	3.00
	فوق‌العاده	2.25	2.25
	حداکثر	1.70	1.70

Scanned with CamScanner

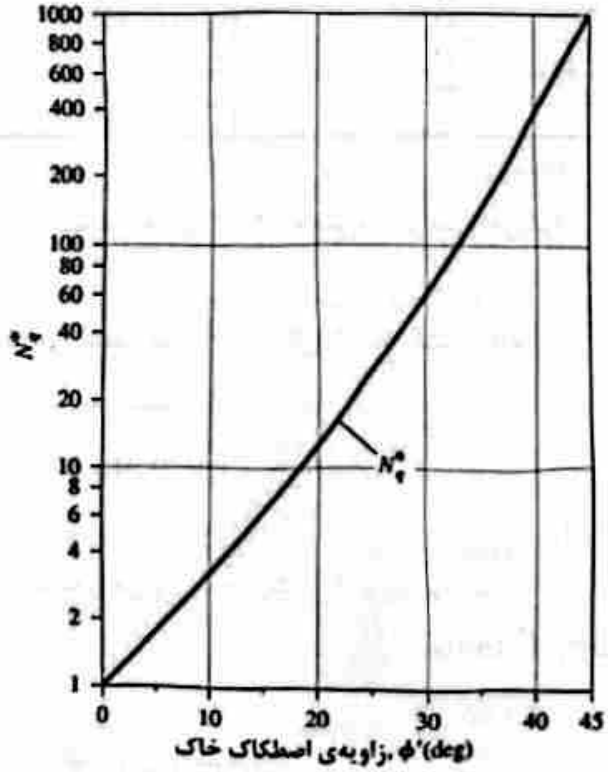
۱۲-۹- روش مایرهوف[1] برای تعیین Q_p

ماسه

ظرفیت باربری نوک (q_p) شمع در لایه ماسه‌ای، با عمق فرورفته‌ی شمع در لایه‌ی باربر افزایش پیدا می‌کند و در نسبت عمق $L_b/D = (L_b/D)_{cr}$ به مقدار حداکثر می‌رسد. توجه شود که در خاک همگن، L_b مساوی طول واقعی مدفون شمع یعنی L می‌باشد (به شکل ۱۲-۱۶- الف مراجعه شود). لیکن در صورتیکه طول محدودی از شمع وارد لایه‌ی باربر شود، L_b کوچکتر از L می‌باشد. بعد از نسبت بحرانی طول مدفون، $(L_b/D)_{cr}$، مقدار q_p ثابت می‌ماند (به عبارت دیگر $q_p = q_l$). این مسئله در شکل ۱۲-۱۷ برای خاک همگن (یعنی $L = L_b$) نشان داده شده است.



شکل ۱۲-۱۷- تغییرات ظرفیت باربری نوک شمع در ماسه‌ی همگن



شکل ۱۲-۱۸

1 - Meyer hof's method

جدول ۱۲-۶

N_q^*	ϕ' (deg) زاویه‌ی اصطکاک خاک
12.4	20
13.8	21
15.5	22
17.9	23
21.4	24
26.0	25
29.5	26
34.0	27
39.7	28
46.5	29
56.7	30
68.2	31
81.0	32
96.0	33
115.0	34
143.0	35
168.0	36
194.0	37
231.0	38
276.0	39
346.0	40
420.0	41
525.0	42
650.0	43
780.0	44
930.0	45

در خاک ماسه‌ای که $c' = 0$ است، رابطه‌ی ۱۲-۱۴ به صورت زیر ساده می‌شود:

$$Q_p = A_p q_p = A_p q' N_q^* \qquad (۱۲-۱۷)$$

تغییرات N_q^* برحسب زاویه‌ی اصطکاک ϕ' در شکل ۱۲-۱۸ نشان داده شده است. در جدول ۱۲-۶ نیز مقادیر عددی N_q^* نشان داده شده است.

از طرفی Q_p نباید از مقدار حدی $A_p q_l$ تجاوز کند. بنابراین:

$$Q_p = A_p q' N_q^* \le A_p q_l \qquad (۱۲-۱۸)$$

مقدار حدی ظرفیت باربری نوک را می‌توان به صورت رابطه‌ی زیر نوشت:

$$q_l \left(kN/m^2\right) = 0.5 p_a N_q^* \tan\phi' \qquad (۱۲-۱۹)$$

که در آن:

p_a = فشار جو (مساوی ۱۰۰ کیلونیوتن بر مترمربع)

ϕ' = زاویه موثر اصطکاک لایه‌ی خاک مقاوم نوک. مثال خوب از مفهوم نسبت مدفون بحرانی را می‌توان از آزمایش‌های بارگذاری گزارش شده توسط وسیک در منطقه‌ی رودخانه‌ی اوقی‌چی مشاهده نمود (۱۹۷۰).

Scanned with CamScanner

شمع‌های آزمایشی از نوع فولادی با قطر ۴۵۷ میلیمتر می‌باشد. جدول ۱۲-۷ نشان دهنده‌ی ظرفیت نوک با اعماق نفوذ مختلف می‌باشد.

جدول ۱۲-۷- مقاومت نوک نهایی q_p شمع‌های آزمایشی توسط وسیک

قطر شمع D (m)	عمق مدفون L (m)	L/D	q_p (kN/m^2)
0.457	3.02	6.61	3,304
0.457	6.12	13.39	9,365
0.457	8.87	19.4	11,472
0.457	12.0	26.26	11,587
0.457	15.00	32.82	13,971

شکل ۱۲-۱۹ نشان دهنده‌ی نمودار q_p با عمق که از آزمایش‌های میدانی همراه با عدد SPT حاصل شده، به نمایش درآمده است. با استفاده از این شکل می‌توان نتیجه‌گیری نمود:

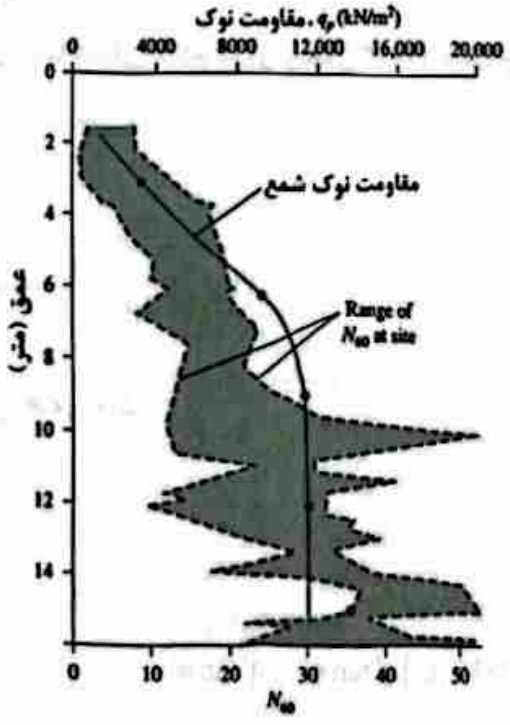
۱- مقدار محدود کننده‌ای برای q_p وجود دارد. برای این آزمایش‌ها این عدد 12000 kN/m^2 می‌باشد.

۲- مقدار $(L/D)_{cr}$ حدود ۱۶ تا ۱۸ می‌باشد.

۳- مقدار متوسط N_{60} برای $L/D \geq (L/D)_{cr}$ حدود ۳۰ می‌باشد. با استفاده از رابطه‌ی ۱۲-۳۹ مقدار مقاومت نوک حدی برابر است با:

$$4p_a N_{60} = 4 \times 100 \times 30 = 12000 \text{ kN/m}^2$$

این نتیجه با مقادیر میدانی اندازه‌گیری شده منطبق است.



شکل ۱۲-۱۹- نتایج آزمایش‌های وسیک (۱۹۷۰) - تغییرات q_p با عمق

خاک رس ($\phi = 0$)

برای شمع‌ها در رس اشباع تحت شرایط زهکشی نشده ($\phi = 0$)، ظرفیت باربری نهایی نوک برابر است با:

$$Q_p \approx N_c^* c_u A_p = 9 c_u A_p \qquad (۱۲-۲۰)$$

که در آن:

c_u = چسبندگی زهکشی نشده خاک زیر نوک شمع

۱۲-۱۰- روش وسیک برای محاسبه‌ی Q_p

ماسه

برپایه‌ی نظریه‌ی انبساط حفره‌ای[1] وسیک (۱۹۷۷)، روشی برای محاسبه‌ی ظرفیت باربری نوک پیشنهاد نمود. طبق این نظریه، بر پایه پارامترهای تنش موثر می‌توان نوشت:

$$Q_p = A_p q_p = A_p \bar{\sigma}'_o N_\sigma^* \qquad (۱۲-۲۱)$$

که در آن:

$\bar{\sigma}'_o$ = تنش موثر قائم متوسط در تراز نوک شمع

$$\bar{\sigma}'_o = \left(\frac{1+2K_o}{3}\right) q' \qquad (۱۲-۲۲)$$

$$K_o = 1 - \sin\phi' \qquad (۱۲-۲۳)$$

K_o = ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون

و

N_σ^* = ضریب ظرفیت باربری

ملاحظه می‌شود که رابطه‌ی ۱۲-۲۱ شکل اصلاح شده‌ی رابطه‌ی ۱۲-۱۷ با اصلاح زیر است:

$$N_\sigma^* = \frac{3N_q^*}{(1+2K_o)} \qquad (۱۲-۲۴)$$

طبق نظریه‌ی وسیک داریم:

$$N_\sigma^* = f(I_{rr}) \qquad (۱۲-۲۵)$$

که در آن:

I_{rr} = نشانه‌ی سختی کاهش یافته‌ی خاک

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1+I_r\Delta} \qquad (۱۲-۲۶)$$

که در آن:

$$I_r = \text{نشانه‌ی سختی} = \frac{E_s}{2(1+\mu_s)q'\tan\phi'} = \frac{G_s}{q'\tan\phi'} \qquad (۱۲-۲۷)$$

---

1 - Expansion of cavities

E_s = مدول الاستیسیته‌ی خاک

μ_s = نسبت پواسون خاک

G_s = مدول برشی خاک

Δ = متوسط کرنش حجمی در ناحیه‌ی خمیری زیر نوک شمع

محدوده‌ی عمومی I_r برای خاک‌های مختلف به قرار زیر است:

۷۵ تا ۱۵۰ برای ماسه با تراکم نسبی ۵۰ تا ۸۰ درصد.

۵۰ تا ۷۵ برای لای

برای محاسبه‌ی I_r (رابطه‌ی ۱۲-۲۷) و I_{cr} (رابطه‌ی ۱۲-۲۶) می‌توان از تقریبات زیراستفاده کرد:

$$\frac{E_s}{p_a} = m \qquad (۱۲-۲۸)$$

که در آن:

p_a = فشار جو ($100\ kN/m^2$)

$$m = \begin{cases} 100 \text{ تا } 200 & \text{(خاک شل)} \\ 200 \text{ تا } 500 & \text{(خاک با تراکم متوسط)} \\ 500 \text{ تا } 1000 & \text{(خاک متراکم)} \end{cases}$$

$$\mu_s = 0.1 + 0.3\left(\frac{\phi' - 25}{20}\right) \quad \text{(برای } 25° \le \phi' \le 45°\text{)} \qquad (۱۲-۲۹)$$

$$\Delta = 0.005\left(1 - \frac{\phi' - 25}{20}\right)\frac{q'}{p_a} \qquad (۱۲-۳۰)$$

برپایه آزمایش‌های نفوذ مخروط، بالدی و همکاران (۱۹۸۱) روابط همبستگی زیر را برای I_r پیشنهاد نمودند:

$$I_r = \frac{300}{F_r(\%)} \qquad \text{(برای آزمایش نفوذ مکانیکی)} \qquad (۱۲-۳۱)$$

و

$$I_r = \frac{170}{F_r(\%)} \qquad \text{(برای آزمایش نفوذ الکتریکی)} \qquad (۱۲-۳۲)$$

در روابط فوق، $F_r(\%)$ نسبت اصطکاک در آزمایش نفوذ استاندارد است. جدول ۱۲-۸ مقادیر N_σ^* را برحسب I_{cr} و ϕ' نشان می‌دهد.

رس ($\phi = 0$)

در رس اشباع ($\phi = 0$)، ظرفیت باربری نهایی خالص نوک شمع از رابطه‌ی زیر حاصل می‌شود:

$$Q_p = Q_p q_p = A_p c_u N_c^* \qquad (۱۲-۳۳)$$

که در آن:

c_u = چسبندگی زهکشی نشده

طبق نظریه‌ی انبساط حفره‌ای وسیک داریم:

$$N_c^* = \frac{4}{3}(\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 \qquad (۳۴-۱۲)$$

تغییرات N_c^* برحسب I_{rr} برای شرایط $\phi = 0$ در جدول ۱۲-۹ ارائه شده است.

با مراجعه به رابطه‌ی ۱۲-۲۶ برای رس اشباع بدون تغییر حجم، $\Delta = 0$ است. بنابراین:

$$I_{rr} = I_r \qquad (۳۵-۱۲)$$

جدول ۱۲-۸، ضریب باربری N_σ^* بر پایه نظریه وسیک

	I_{rr}									
ϕ'	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
25	12.12	15.95	20.98	24.64	27.61	30.16	39.70	46.61	52.24	57.06
26	13.18	17.47	23.15	27.30	30.69	33.60	44.53	52.51	59.02	64.62
27	14.33	19.12	25.52	30.21	34.06	37.37	49.88	59.05	66.56	73.04
28	15.57	20.91	28.10	33.40	37.75	41.51	55.77	66.29	74.93	82.40
29	16.90	22.85	30.90	36.87	41.79	46.05	62.27	74.30	84.21	92.80
30	18.24	24.95	33.95	40.66	46.21	51.02	69.43	83.14	94.48	104.33
31	19.88	27.22	37.27	44.79	51.03	56.46	77.31	92.90	105.84	117.11
32	21.55	29.68	40.88	49.30	56.30	62.41	85.96	103.66	118.39	131.24
33	23.34	32.34	44.80	54.20	62.05	68.92	95.46	115.51	132.24	146.87
34	25.28	35.21	49.05	59.54	68.33	76.02	105.90	128.55	147.51	164.12
35	27.36	38.32	53.67	65.36	75.17	83.78	117.33	142.89	164.33	183.16
36	29.60	41.68	58.68	71.69	82.62	92.24	129.87	158.65	182.85	204.14
37	32.02	45.31	64.13	78.57	90.75	101.48	143.61	175.95	203.23	227.26
38	34.63	49.24	70.03	86.05	99.60	111.56	158.65	194.94	225.62	252.71
39	37.44	53.50	76.45	94.20	109.24	122.54	175.11	215.78	250.23	280.71
40	40.47	58.10	83.40	103.05	119.74	134.52	193.13	238.62	277.26	311.50
41	43.74	63.07	90.96	112.68	131.18	147.59	212.84	263.67	306.94	345.34
42	47.27	68.46	99.16	123.16	143.64	161.83	234.40	291.13	339.52	382.53
43	51.08	74.30	108.08	134.56	157.21	177.36	257.99	321.22	375.28	423.39
44	55.20	80.62	117.76	146.97	172.00	194.31	283.80	354.20	414.51	468.28
45	59.66	87.48	128.28	160.48	188.12	212.79	312.03	390.35	457.57	517.58

جدول ۱۲-۹- تغییرات N_c^* برحسب I_{rr} برای شرایط $\phi = 0$ بر پایه‌ی نظریه‌ی وسیک

I_{rr}	N_c^*
10	6.97
20	7.90
40	8.82
60	9.36
80	9.75
100	10.04
200	10.97
300	11.51
400	11.89
500	12.19

Scanned with CamScanner

برای $\phi = 0$ داریم:

$$I_r = \frac{E_s}{3c_u} \qquad (۱۲-۳۶)$$

اونیل و ریسی (۱۹۹۹) روابط تقریبی زیر را برای I_r برحسب چسبندگی زهکشی نشده‌ی c_u پیشنهاد می‌کنند:

$\frac{c_u}{p_a}$	I_r
0.24	50
0.48	150
≥ 0.96	250-300

p_a= فشار اتمسفر مساوی $100\ kN/m^2$

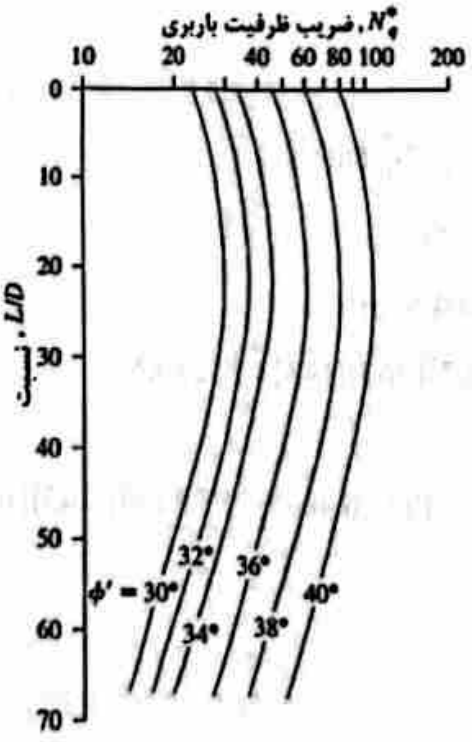
مقادیر جدول فوق را می‌توان توسط رابطه‌ی زیر بیان کرد:

$$I_r = 347\left(\frac{c_u}{p_a}\right) - 33 \le 300 \qquad (۱۲-۳۷)$$

۱۲-۱۱- روش کویل و کاستلو برای محاسبه‌ی Q_p در ماسه

کویل و کاستلو (۱۹۸۱) بر پایه‌ی تحلیل ۲۴ شمع آزمایشی در ماسه، رابطه‌ی زیر را پیشنهاد می‌کنند:

$$Q_p = q'N_q^* A_p \qquad (۱۲-۳۸)$$



شکل ۱۲-۲۰- تغییرات N_q^* برحسب L/D

که در آن:

q' = تنش قائم موثر در نوک شمع

N_q^* = ضریب ظرفیت باربری

شکل ۱۲-۲۰ نشان‌دهنده‌ی تغییرات N_q^* برحسب L/D و زاویه اصطکاک داخلی ϕ' است.

مثال ۱۲-۱

شمعی به طول ۲۰ متر با مقطع مربع به ضلع ۰/۴۰۷ متر در نظر بگیرید که در لایه‌ی ماسه‌ای فرورفته است. داریم:

$$\gamma = 18\ \text{kN/m}^3$$
$$\phi' = 35^\circ$$

مطلوبست تعیین مقاومت نوک Q_p براساس روش‌های زیر:

(الف) روش مایرهوف

(ب) روش وسیک

(پ) روش کویل و کاستلو

(ت) نتیجه‌گیری نهایی از سه روش فوق

حل:

قسمت الف (روش مایرهوف):

از روابط ۱۲-۱۸ تا ۱۲-۱۹ داریم:

$$Q_p = A_p q' N_q^* \le A_p \left(0.5 p_a N_q^* \tan\phi'\right)$$

$$\phi' = 35^\circ \Rightarrow N_q^* \approx 143 \quad \text{(جدول ۱۲-۶)}$$

$$q' = \gamma L = (18)(20) = 360\,\text{kN/m}^2$$

$$A_p q' N_q^* = (0.407 \times 0.407)(360)(143) \approx 8528\ \text{kN}$$

همچنین

$$A_p \left(0.5 p_a N_q^* \tan\phi'\right) = (0.407 \times 0.407)\left[(0.5)(100)(143)(\tan 35)\right] \approx 829\,\text{kN}$$

$$Q_p = 829\ \text{kN}$$

قسمت ب (روش وسیک)

از رابطه‌ی ۱۲-۲۱:

$$Q_p = A_p \bar{\sigma}_o' N_\sigma^*$$

Scanned with CamScanner

$$\bar{\sigma}'_o = \left[\frac{1+2(1-\sin\phi')}{3}\right]q' = \left[\frac{1+2(1-\sin 35)}{3}\right](18\times 20)$$
$$= 222.34\ \text{kN/m}^2$$

از رابطه‌ی ۱۲-۲۸:

$$\frac{E_s}{p_a} = m$$

$m \approx 250$ (فرض) (ماسه‌ی متوسط)

$$E_s = (250)(100) = 25{,}000\ \text{kN/m}^2$$

از رابطه‌ی ۱۲-۲۹:

$$\mu_s = 0.1 + 0.3\left(\frac{\phi'-25}{20}\right) = 0.1 + 0.3\left(\frac{35-25}{20}\right) = 0.25$$

از رابطه‌ی ۱۲-۳۰:

$$\Delta = 0.005\left(1-\frac{\phi'-25}{20}\right)\left(\frac{q'}{p_a}\right) = 0.005\left(1-\frac{35-25}{20}\right)\left(\frac{18\times 20}{100}\right) = 0.009$$

از رابطه‌ی ۱۲-۲۷:

$$I_r = \frac{E_s}{2(1+\mu_s)q'\tan\phi'} = \frac{25{,}000}{(2)(1+0.25)(18\times 20)(\tan 35)} = 39.67$$

از رابطه‌ی ۱۲-۲۶:

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1+I_r\Delta} = \frac{39.67}{1+(39.67)(0.009)} = 29.23$$

جدول ۱۲-۸ $\Rightarrow \phi' = 35^\circ$, $I_{rr} = 29.23 \Rightarrow N^*_\sigma \approx 47$

$$Q_p = A_p\bar{\sigma}'_o N^*_\sigma = (0.407\times 0.407)(222.34)(47) \approx 1731\ \text{kN}$$

قسمت پ (روش کویل و کاستلو)

از رابطه‌ی ۱۲-۳۸:

$$Q_p = q'N^*_q A_p$$

$$\frac{L}{D} = \frac{20}{0.407} = 49.1$$

$\phi' = 35^\circ$, $L/D = 49.1 \Rightarrow N^*_q = 34$ (شکل ۱۲-۲۰)

$$Q_p = q'N^*_q A_p = (20\times 18)(34)(0.407\times 0.407) \approx 2028\ \text{kN}$$

Scanned with CamScanner

قسمت ت (نتیجه‌گیری)

روش کویل و کاستلو عدد بزرگی نتیجه می‌دهد. آنرا کنار گذاشته و از متوسط دو روش مایرهوف و وسیک متوسط می‌گیریم:

$$\frac{829+1731}{2}=1280\ \text{kN}$$

$$\Rightarrow Q_p=1280\ \text{kN}$$

مثال ۱۲-۲

مطابق شکل ۱۲-۲- ت شمع لوله‌ای با انتهای بسته‌ی تخت در نظر بگیرید که قطر خارجی آن ۴۵۷ میلیمتر است. طول مدفون شمع ۲۰ متر است. سایر اطلاعات طرح به شرح زیر است:

عمق از سطح زمین	وزن مخصوص اشباع γ (kN/m^3)	c_u (kN/m^2)
0-3	16	25
3-10	17	40
10-30	18	90

سطح آب زیرزمین در عمق ۳ متری از سطح زمین است. مطلوبست محاسبه‌ی Q_p با استفاده از:

(الف) روش مایرهوف

(ب) روش وسیک

حل:

قسمت الف

از رابطه‌ی ۱۲-۲۰ داریم:

$$Q_p=9c_uA_p$$

نوک شمع روی لایه‌ی رس با چسبندگی زیر قرار دارد:

$$c_u=90\ \text{kN/m}^2$$

$$\Rightarrow Q_p=(9)(90)\left[\left(\frac{\pi}{4}\right)\left(\frac{457}{1000}\right)^2\right]=132.9\ \text{kN}$$

قسمت ب

از رابطه‌ی ۱۲-۳۳ داریم:

$$Q_p=A_pc_uN_c^*$$

Scanned with CamScanner

از رابطه‌ی ۱۲-۳۷ داریم:

$$I_r = I_{rr} = 347\left(\frac{c_u}{p_a}\right) - 33 = 347\left(\frac{90}{100}\right) - 33 = 279.3$$

$$\Rightarrow I_{rr} = 279.3$$

$$I_{rr} = 279.3 \Rightarrow N_c^* \approx 11.4 \quad \text{(جدول ۱۲-۹)}$$

$$\Rightarrow Q_p = A_p c_u N_c^* = \left[\left(\frac{\pi}{4}\right)\left(\frac{457}{1000}\right)^2\right](90)(11.4) = 168.3 \text{ kN}$$

مقدار متوسط Q_p برابر است با:

$$\frac{132.9 + 168.3}{2} \approx 151 \text{ kN}$$

۱۲-۱۲- روابط همبستگی برای محاسبه‌ی Q_p برحسب SPT و CPT در خاک ماسه‌ای

برپایه‌ی مشاهدات میدانی، مایرهوف (۱۹۷۶) مقاومت نهایی نوک q_p در خاک دانه‌ای همگن ($L = L_b$) برحسب عدد SPT بصورت زیر بیان نمود:

$$q_p = 0.4 p_a N_{60} \frac{L}{D} \le 4 p_a N_{60} \qquad (۱۲-۳۹)$$

که در آن:

N_{60} = مقدار متوسط عدد نفوذ استاندارد و در محدوده‌ی 10D بالای نوک و 4D زیر نوک شمع

p_a = فشار آتمسفر (مساوی 100 kN/m^2)

بریاد و همکاران (۱۹۹۵) رابطه‌ی زیر را پیشنهاد کردند:

$$q_p = 19.7 p_a (N_{60})^{0.36} \qquad (۱۲-۴۰)$$

مایرهوف (۱۹۵۶) رابطه‌ی زیر را پیشنهاد کرد:

$$q_p \approx q_c \qquad (۱۲-۴۱)$$

که در آن:

q_c = مقاومت نفوذ مخروط (CPT)

مثال ۱۲-۳

شمعی با مقطع مربع ۰/۳۰۵×۰/۳۰۵ متر در خاک ماسه‌ای در نظر بگیرید. طول شمع ۱۲ متر است. مقادیر N_{60} به قرار زیر است:

Scanned with CamScanner

عمق از سطح زمین (m)	N_{60}
1.5	8
3.0	10
4.5	9
6.0	12
7.5	14
9.0	18
10.5	11
12.0	17
13.5	20
15.0	28
16.5	29
18.0	32
19.5	30
21.0	27

(الف) محاسبه‌ی Q_p با استفاده از رابطه‌ی ۱۲-۳۹.

(ب) محاسبه‌ی Qp با استفاده از رابطه‌ی ۱۲-۴۰.

حل:

قسمت الف:

نوک شمع در عمق ۱۲ متری از سطح زمین است. با مقدار $D = 0.305\ m$، مقدار متوسط N_{60} در فاصله‌ی 10D بالای نوک و 5D زیر نوک برابر است با:

$$N_{60} = \frac{18+11+17+20}{4} = 16.5 \approx 17$$

از رابطه‌ی ۱۲-۳۹:

$$Q = A_p(q_p) = A_p\left[0.4p_aN_{60}\left(\frac{L}{D}\right)\right] \le A_p(4p_aN_{60})$$

$$A_p\left[0.4p_aN_{60}\left(\frac{L}{D}\right)\right] = (0.305\times0.305)\left[(0.4)(100)(17)\left(\frac{12}{0.305}\right)\right] = 2488.8\ kN$$

$$A_p(4p_aN_{60}) = (0.305\times0.305)[(0.4)(100)(17)] = 632.6\ kN \approx 633kN$$

$$\Rightarrow Q_p = 633kN$$

قسمت ب:

از رابطه‌ی ۱۲-۴۰ داریم:

$$Q_p = A_pq_p = A_p\left[19.7p_a(N_{60})^{0.36}\right] = (0.305\times0.305)\left[(19.7)(100)(17)^{0.36}\right] = 508.2kN$$

Scanned with CamScanner

۱۲-۱۳- مقاومت اصطکاکی Qs در ماسه

طبق رابطه‌ی ۱۲-۱۵، مقاومت اصطکاکی یا جلدی شمع برابر است با:

$$Q_s = \Sigma p \Delta L f$$

p = محیط مقطع شمع، ΔL = جزء طول شمع که در آن p و f ثابت فرض شده‌اند، f = مقاومت اصطکاکی واحد سطح در عمق z. محاسبه مقاومت اصطکاکی واحد سطح f مشکل است. مقدار آن بستگی به عوامل زیر دارد:

۱- طبیعت اجرای شمع، برای شمع‌های کوبیدنی در ماسه، ارتعاش حاصل در هنگام کوبیدن شمع باعث تراکم محیط اطراف شمع به اندازه‌ی ۲/۵ برابر قطر و در نتیجه بهبود f می‌شود.

۲- طبیعت تغییرات f مطابق شکل ۱۲-۲۱ است. مقدار f تا طول L' افزایش یافته و بعد از آن ثابت می‌ماند. مقدار L' حدود ۱۵ تا ۲۰ برابر قطر شمع است. مقدار محافظه‌کارانه‌ای آن برابر است با:

$$L' = 15D \qquad (۴۲-۱۲)$$

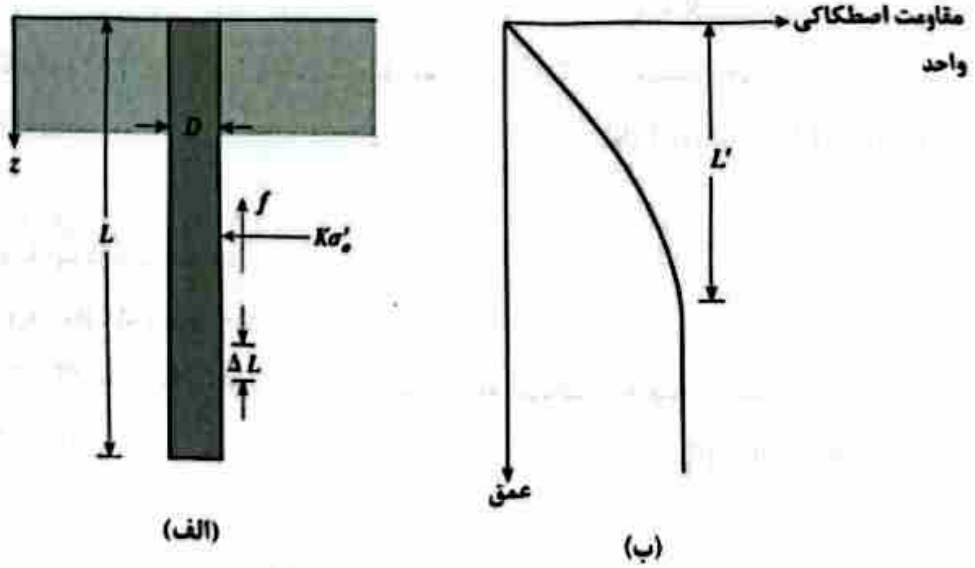
۳- در اعماق مشابه، اصطکاک واحد سطح در ماسه‌ی شل برای شمع‌ها با جابه‌جایی بزرگ، در مقایسه با شمع‌ها با جابه‌جایی کم، بزرگتر است.

۴- در اعماق مشابه، اصطکاک واحد سطح در شمع‌های درجا یا تزریقی (جت) در مقایسه با شمع‌های کوبیدنی کمتر است.

با منظور کردن عوامل ذکر شده، مقاومت اصطکاکی f طبق رابطه‌ی زیر قابل بیان است:

برای $z = 0$ تا L'

$$f = K\sigma'_o \tan\delta' \qquad (۴۳-۱۲)$$



شکل ۱۲-۲۱- مقاومت اصطکاکی f در ماسه

برای $z = L'$ تا L:

$$f = f_{z=L'} \qquad (۴۴-۱۲)$$

در این رابطه:

K= ضریب فشار جانبی موثر خاک

σ'_o = تنش قائم موثر در عمق موردنظر

δ' = زاویه اصطکاک شمع- خاک

مقدار K با عمق متغیر است. در بالای شمع مقدار آن نزدیک به ضریب فشار جانبی پاسیو K_p و در اعماق بزرگتر مساوی ضریب فشار جانبی سکون K_o است. بر پایه‌ی اطلاعات موجود مقدار آن را می‌توان مطابق جدول زیر بیان نمود:

نوک شمع	K
حفاری درجا و جت	$\approx K_o = 1-\sin\phi'$
کوبیدن با جابه‌جایی کم	$\approx K_o = 1-\sin\phi'$ تا $1.4K_o = 1.4(1-\sin\phi')$
کوبیدن با جابه‌جایی زیاد	$\approx K_o = 1-\sin\phi'$ تا $1.8K_o = 1.8(1-\sin\phi')$

مقدار δ' در محدوده‌ی $0.5\phi'$ تا $0.8\phi'$ قرار دارد. بر پایه‌ی آزمایشات میدانی، منصور و هانتر (۱۹۷۰) مقادیر زیر را برای K پیشنهاد نموده است:

$K = 1.65$: شمع‌های با مقطع H

$K = 1.26$:شمع‌های لوله‌ای فولادی

$K = 1.5$:شمع‌های بتنی پیش‌ساخته

کویل و کاستلو (۱۹۸۱) برحسب توضیحات ارائه شده در بخش ۱۲-۱۱ پیشنهاد می‌کنند:

$$Q_s = f_{av} pL = \left(K\overline{\sigma}'_o \tan\delta'\right) pL \qquad (۴۵-۱۲)$$

که در آن:

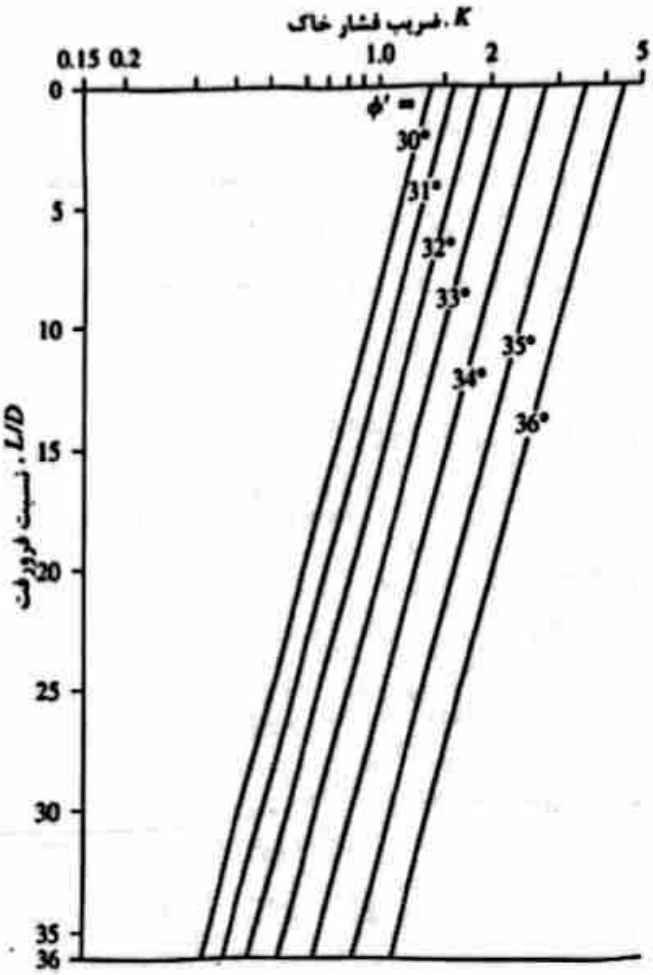
$\overline{\sigma}'_o$ = فشار سربار موثر متوسط

δ' = زاویه اصطکاک شمع- خاک

در شکل ۱۲-۲۲، مقدار K برحسب مشاهدات میدانی ارائه شده است. در صورت استفاده از این شکل داریم:

$$Q_s = K\overline{\sigma}'_o \tan(0.8\phi')pL \qquad (۴۶-۱۲)$$

Scanned with CamScanner



شکل ۱۲-۲۲- تغییرات K برحسب L/D

روابط همبستگی برحسب ضریب نفوذ استاندارد

مایرهوف (۱۹۷۶) مقاومت اصطکاکی متوسط f_{av} را برای شمع‌های کوبیدنی با جابه‌جایی زیاد، مطابق رابطه‌ی زیر برحسب عدد نفوذ استاندارد پیشنهاد نمود:

$$f_{av} = 0.02 p_a \left(\bar{N}_{60}\right) \qquad (۴۷-۱۲)$$

که در آن:

$\left(\bar{N}_{60}\right)$ = عدد نفوذ استاندارد متوسط

p_a = فشار اتمسفر (مساوی $100\ kN/m^2$)

برای شمع‌ها با جابه‌جایی کم:

$$f_{av} = 0.01 p_a \left(\bar{N}_{60}\right) \qquad (۴۸-۱۲)$$

برباد و همکاران رابطه‌ی زیر را پیشنهاد نمودند:

$$f_{av} \approx 0.224 p_a \left(\bar{N}_{60}\right)^{0.29} \qquad (۴۹-۱۲)$$

Scanned with CamScanner

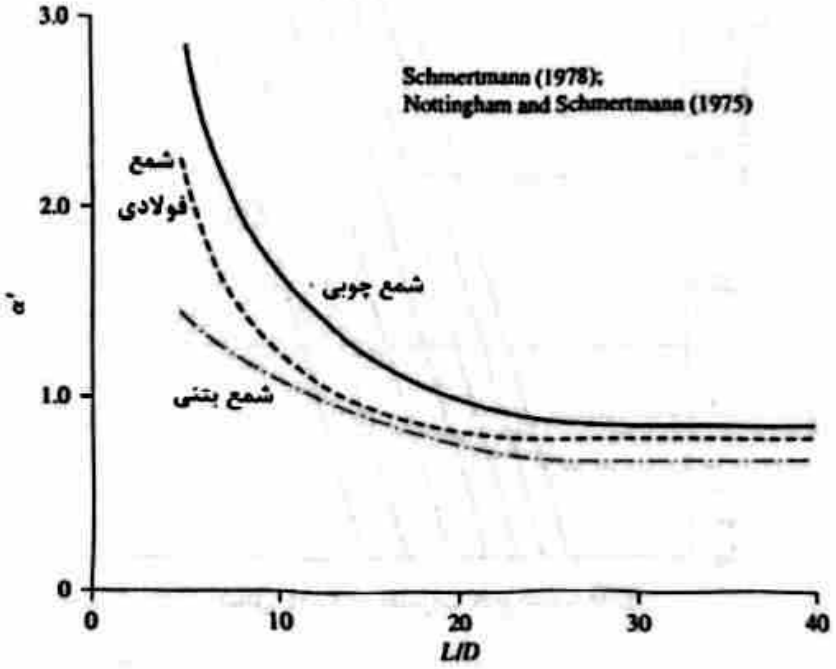
بنابراین:

$$Q_s = pLf_{av} \qquad (۵۰-۱۲)$$

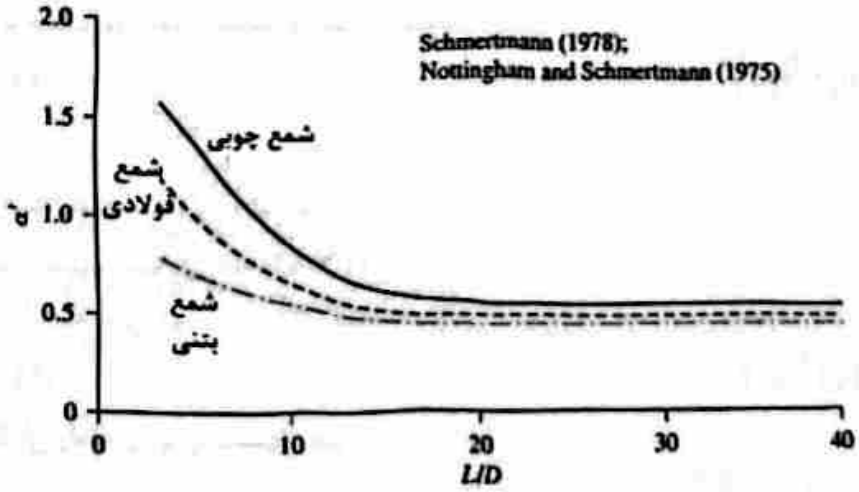
همبستگی با نتایج آزمایش نفوذ مخروط

ناتینگهام و اشمرتمن (۱۹۷۵) و اشمرتمن (۱۹۷۸) روشی برای تعیین Q_s با استفاده از مقاومت اصطکاکی f_c که حین آزمایش نفوذ مخروط به دست می‌آید، ابداع کردند. طبق این روش:

$$f = \alpha' f_c \qquad (۵۱-۱۲)$$



شکل ۱۲-۲۳- تغییرات α' برحسب نسبت فرورفت (L/D) برای شمع‌ها در خاک ماسه‌ای - نفوذ مخروط الکتریکی



شکل ۱۲-۲۴- تغییرات α' برحسب نسبت فرورفت (L/D) برای شمع‌ها درخاک ماسه‌ای - نفوذ مخروط مکانیکی

Scanned with CamScanner

تغییرات α' برحسب L/D برای آزمایش نفوذ مخروط الکتریکی و مکانیکی به ترتیب در اشکال ۱۲-۲۳ و ۱۲-۲۴ ارائه شده است.

$$Q_s = \Sigma p(\Delta L) f = \Sigma p(\Delta L) \alpha' f_c \qquad (۱۲-۵۲)$$

مثال ۱۲-۴

با مراجعه به مثال ۱۲-۳، مطلوبست محاسبه مقاومت اصطکاکی (جلدی) برای آن به کمک:

(الف) رابطه‌ی (۱۲-۴۷)

(ب) رابطه‌ی (۱۲-۴۹)

(پ) با ترکیب نتایج مثال ۱۲-۳، مطلوبست تعیین ظرفیت باربری مجاز شمع برپایه رابطه‌ی مایرهوف و برباد با استفاده از ضریب اطمینان ۳.

حل:

مقدار متوسط N_{60} برای محاسبه در ۱۲ متر فوقانی:

$$\bar{N}_{60} = \frac{8+10+9+12+14+18+11+17}{8} = 10.25 \approx 10$$

قسمت (الف)

با استفاده از رابطه‌ی (۱۲-۴۷)

$$f_{av} = 0.02 p_a \left(\bar{N}_{60}\right) = (0.02)(100)(10) = 20 kN/m^2$$

$$Q_s = pLf_{av} = (4 \times 0.305)(12)(20) = 292.8 \text{ kN}$$

قسمت (ب)

با استفاده از رابطه‌ی (۱۲-۴۹)

$$f_{av} = 0.224 p_a \left(\bar{N}_{60}\right)^{0.29} = (0.224)(100)(10)^{0.29} = 43.68 kN/m^2$$

$$Q_s = pLf_{av} = (4 \times 0.305)(12)(43.68) = 639.5 \text{ kN}$$

قسمت (پ)

روش مایرهوف: $Q_{all} = \frac{Q_p + Q_s}{FS} = \frac{633 + 292.8}{3} = 308.6 \text{ kN}$

روش برباد: $Q_{all} = \frac{Q_p + Q_s}{FS} = \frac{508.2 + 639.5}{3} = 382.6 kN$

ظرفیت باربری شمع ⇒ با متوسط‌گیری = 345kN

مثال ۱۲-۵

برای مثال ۱۲-۱، مقاومت اصطکاکی Q_s را محاسبه کنید:

(الف) برپایه رابطه‌ی ۱۲-۴۳ و ۱۲-۴۴ با استفاده از $K = 1.3$ و $\delta' = 0.8\phi'$

(ب) برپایه رابطه‌ی (۱۲-۴۶)

(پ) با استفاده از نتایج قسمت ت مثال ۱۲-۱ و ضریب اطمینان ۳، ظرفیت باربری مجاز شمع را به دست آورید.

حل:

(قسمت الف)

$$\text{رابطه‌ی ۱۲-۴۲} \Rightarrow L' = 15D = (15)(0.407) \approx 6.1\,\text{m}$$

$$z = 0 \qquad \sigma'_o = 0$$

$$f = 0$$

$$z = 6.1\,\text{m} \qquad \sigma'_o = (6.1)(18) = 109.8\ \text{kN/m}^2$$

در نتیجه:

$$f = K\sigma'_o \tan\delta' = (1.3)(109.8)\left[\tan(0.8\times 35)\right] \approx 75.9\ \text{kN/m}^2$$

بنابراین:

$$Q_s = \frac{(f_{z=0} + f_{z=6.1m})}{2} pL' + f_{z=6.1m} p(L - L')$$

$$= \left(\frac{0+75.9}{2}\right)(4\times 0.407)(6.1) + (75.9)(4\times 0.407)(20-6.1)$$

$$= 376.87 + 1717.56 = 2094.43\,\text{kN} \approx 2094\ \text{kN}$$

قسمت ب

با استفاده از رابطه‌ی ۱۲-۴۶:

$$Q_s = K\bar{\sigma}'_o \tan(0.8\phi')pL$$

$$\bar{\sigma}'_o = \frac{(20)(18)}{2} = 180\ \text{kN/m}^2$$

$$\frac{L}{D} = \frac{20}{0.407} = 49.1 \ , \ \phi' = 35^\circ$$

$$\text{شکل ۱۲-۲۲} \Rightarrow K \approx 0.41 \quad \text{(به کمک تصویر)}$$

$$Q_s = (0.41)(180)\tan\left[(0.8\times 35)\right](4\times 0.407)(20) = 1277.66\ \text{kN}$$

Scanned with CamScanner

قسمت پ

مقدار متوسط Q_s با استفاده از قسمت‌های الف و ب

$$Q_{s(average)} = \frac{2094 + 1277.66}{2} = 1685.83 \approx 1686\,kN$$

$Q_p = 1280$ kN قسمت ت مثال ۱۲-۱

$$Q_{all} = \frac{Q_p + Q_s}{FS} = \frac{1280 + 1686}{3} = 988.7\ kN$$

مثال ۱۲-۶

شمع بتنی به مقطع ۰/۳۰۵×۰/۳۰۵ متر و طول ۱۸ متر بطور کامل در لایه‌ی ماسه‌ای فرورفته است. برای لایه‌ی ماسه اطلاعات زیر از آزمایش نفوذ مخروط مکانیکی در دست است. مطلوبست محاسبه‌ی ظرفیت باربری مجاز با استفاده از ضریب اطمینان ۳.

عمق از سطح زمین (m)	q_c (kN/m^2)	f_c (kN/m^2)
0-5	3040	73
5-15	4560	102
15-25	9500	226

حل:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

از رابطه‌ی ۱۲-۴۱:

$$q_p \approx q_c$$

$q_c \approx 9500$ kN/m^2 (در نوک شمع یعنی در عمق ۱۸ متر)

$$\Rightarrow Q_p = A_p q_c = (0.305 \times 0.305)(9500) = 883.7\ kN$$

محاسبه‌ی Q_s:

$$L/D = 18/0.305 = 59$$

عمق از سطح زمین (m)	ΔL (m)	f_c (kN/m^2)	α' شکل ۱۲-۲۴	$p\Delta L\alpha' f_c$ (kN)
0-5	5	73	0.44	195.9
5-15	10	102	0.44	547.5
15-18	3	226	0.44	363.95
				Q_s = 1107.35 kN

بنابراین:

$$Q_u = Q_p + Q_s = 883.7 + 1107.35 = 1991.05\ kN$$

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{1991.05}{3} = 663.68 \approx 664\ kN$$

Scanned with CamScanner

۱۲-۱۴- مقاومت اصطکاکی (جلدی) در رس

به علت ظهور متغیرهای متعدد که به راحتی قابلیت کمی شدن ندارند، محاسبه‌ی مقاومت اصطکاکی شمع‌ها در خاک‌های رسی، مشکل‌تر از خاک‌های ماسه‌ای است. روش‌های متعددی برای محاسبه‌ی مقاومت اصطکاکی وجود دارد که در ادامه سه روشی که از همه متداول‌ترند، ارائه می‌شود.

روش λ

در این روش که توسط ویجای ورجیا و فوش (۱۹۷۲) پیشنهاد شده است، تنش اصطکاکی مقاوم از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$f_{av} = \lambda\left(\bar{\sigma}'_o + 2c_u\right) \qquad (۵۳-۱۲)$$

که در آن:

$\bar{\sigma}'_o$ = تنش قائم موثر متوسط برای طول فرورفته‌ی شمع

c_u = مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی متوسط $(\phi = 0)$

مقدار λ با افزایش عمق نفوذ شمع کاهش می‌یابد (جدول ۱۲-۱۰). بنابراین مقاومت اصطکاکی کل از رابطه‌ی زیر حاصل می‌شود:

$$Q_s = pLf_{av}$$

در محاسبه‌ی $\bar{\sigma}'_o$ و c_u در خاک‌های لایه‌ای باید دقت نمود. شکل ۱۲-۲۵- الف، شمعی را نشان می‌دهد که در خاک سه‌لایه نفوذ کرده است. طبق شکل ۱۲-۲۵- ب، مقدار متوسط c_u برابر است با:

$$c_u \text{ متوسط} = \left(c_{u(1)}L_1 + c_{u(2)}L_2 + \ldots\right)/L$$

به طور مشابه شکل ۱۲-۲۵-پ نمودار تغییرات تنش موثر را با عمق نشان می‌دهد. مقدار متوسط تنش موثر برابر است با:

$$\bar{\sigma}'_o = \frac{A_1 + A_2 + A_3 + \ldots}{L} \qquad (۵۴-۱۲)$$

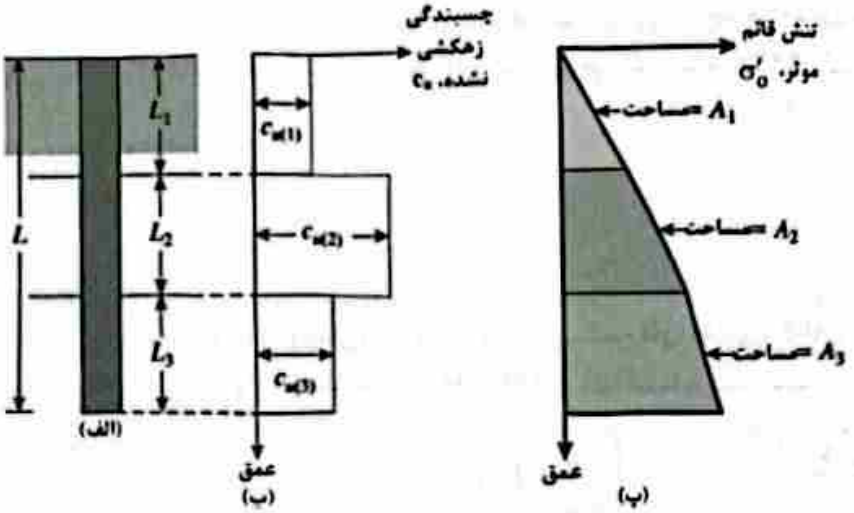
که در آن:

A_1، A_2 و A_3= مساحت نمودار تنش‌های قائم موثر

جدول ۱۲-۱۰- تغییرات λ برحسب طول فرروفت L

طول فرورفت L(m)	λ
0	0.5
5	0.336
10	0.245
15	0.200
20	0.173
25	0.150
30	0.136
35	0.132
40	0.127
50	0.118
60	0.113
70	0.110
80	0.110
90	0.110

Scanned with CamScanner



شکل ۱۲-۲۵- کاربرد روش λ درخاک‌های لایه‌ای

روش α

در این روش، مقاومت اصطکاکی (جلدی) از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$f = \alpha c_u \qquad (۵۵-۱۲)$$

که در آن α ضریب چسبندگی تجربی می‌باشد که مقدار آن بین ۰ تا ۱ قرار دارد و مقدار آن با افزایش c_u کاهش می‌یابد. رس‌های پیش‌تحکیم یافته c_u بزرگتری دارند و در نتیجه α آنها کوچکتر است. با این وجود نهشته‌های رسی در اعماق زیاد می‌توانند عادی تحکیم یافته باشند و به علت سربار زیاد c_u بزرگی داشته باشند. در این حالت با وجود بزرگی c_u، α می‌تواند نزدیک واحد باشد. در این حالت تاریخچه‌ی تنش نقش مهمی را بازی می‌کند.

جدول ۱۲-۱۱- تغییرات α برحسب c_u

$\frac{c_u}{p_a}$ *	α
≤ 0.1	1.00
0.2	0.92
0.3	0.82
0.4	0.74
0.6	0.62
0.8	0.54
1.0	0.48
1.2	0.42
1.4	0.40
1.6	0.38
1.8	0.36
2.0	0.35
2.4	0.34
2.8	0.34

* $p_a = 100\ kN/m^2$ (فشار جو)

Scanned with CamScanner

تغییرات تقریبی α در جدول ۱۲-۱۱ نشان داده شده است. توجه شود که در این جدول ارتباط α به فشار سربار دیده نمی‌شود. در واقع α علاوه بر c_u، تابعی از تنش قائم موثر نیز می‌باشد. سالدن(۱۹۹۲) نشان دادکه:

$$\alpha = C\left(\frac{\bar{\sigma}'_o}{c_u}\right)^{0.45} \qquad (۵۶-۱۲)$$

که در آن:

$\bar{\sigma}'_o$ = تنش قائم موثر متوسط

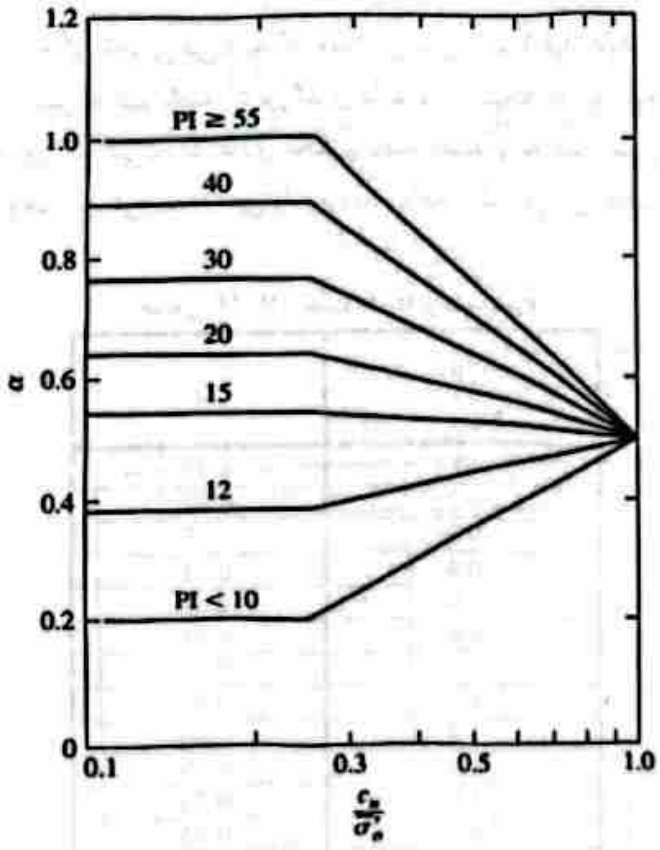
$C \approx 0.4$ تا 0.5 (برای شمع‌های حفاری) و ≥ 0.5 (برای شمع‌های کوبیدنی)

راندولف و مورفی روابط زیر را پیشنهاد نمودند که در API (1987) از آنها استفاده شده است:

$$\alpha = 0.5\left(\frac{c_u}{\bar{\sigma}'_o}\right)^{-0.5} \qquad \left(\frac{c_u}{\bar{\sigma}'_o} > 1 \text{ برای}\right) \qquad (۵۷-۱۲\text{- الف})$$

و

$$\alpha = 0.5\left(\frac{c_u}{\bar{\sigma}'_o}\right)^{-0.25} \qquad \left(\frac{c_u}{\bar{\sigma}'_o} > 1 \text{ برای}\right) \qquad (۵۷-۱۲\text{- ب})$$



شکل ۱۲-۲۶- تغییرات α برحسب $c_u/\bar{\sigma}'_o$ برای روش NGI-99 (روابط ۱۲-۵۹- الف و ب)

بعدها API (2007) آنها را بصورت زیر اصلاح کرد:

$$f_{av} = 0.5(c_u \bar{\sigma}'_o)^{0.5}$$

یا

$$f_{av} = 0.5(c_u)^{0.75}(\bar{\sigma}'_o)^{0.25} \qquad (۵۸-۱۲)$$

(هر کدام که کوچکترند)

کارلزرود و همکاران (۲۰۰۵) رابطه‌ی جدیدی برای α پیشنهاد نمودند که به روش انجمن ژئوتکنیک نروژ (NGI-99) معروف است:

$$\alpha = 0.32(PI - 10)^{0.3} \quad (1 \geq \alpha \geq 0.2) \quad (\text{برای } \frac{c_u}{\bar{\sigma}'_o} \leq 0.25) \qquad (۵۹-۱۲\text{-الف})$$

و

$$\alpha = 0.5 \quad (\text{برای } \frac{c_u}{\bar{\sigma}'_o} = 1) \qquad (۵۹-۱۲\text{-ب})$$

برای $c_u/\bar{\sigma}'_o$ بین ۰/۲۵ تا ۱، α ارتباط خطی- لگاریتمی با $c_u/\bar{\sigma}'_o$ دارد که در شکل ۱۲-۲۶ به نمایش درآمده است. برای $c_u/\bar{\sigma}'_o \geq 1$ داریم:

$$\alpha = 0.5\left(\frac{c_u}{\bar{\sigma}'_o}\right)^{-0.3} C \qquad (۶۰-۱۲)$$

که در آن C ضریب همبستگی است. در جدول ۱۲-۱۲ مقادیر درون‌یابی α برای شمع‌های با انتهای باز و انتهای بسته ارائه شده است.

با داشتن α، مقاومت اصطکاکی جلدی نهایی برابر خواهد شد با:

$$Q_s = \Sigma f\, p\, \Delta L = \Sigma \alpha c_u p \Delta L \qquad (۶۱-۱۲)$$

جدول ۱۲-۱۲- تغییرات α برحسب $c_u\sqrt{\sigma'_o}$

$\frac{c_u}{\sigma'_o}$	α	
	شمع با انتهای باز	شمع با انتهای بسته
1	0.5	0.5
2	0.4	0.44
3	0.355	0.41
4	0.33	0.395
5	0.31	0.38
6	0.29	0.365
7	0.28	0.35
8	0.26	0.33
9	0.255	0.32
10	0.25	0.31

Scanned with CamScanner

روش β

وقتی‌که شمع‌ها در رس اشباع کوبیده می‌شود، فشار حفره‌ای در خاک اطراف شمع افزایش می‌یابد. در رس‌های عادی تحکیم یافته، فشار آب حفره‌ای می‌تواند حدود ۴ تا ۶ برابر c_u گردد. لیکن بعد از یک ماه، این اضافه فشار از بین می‌رود. بنابراین مقاومت اصطکاکی را می‌توان برحسب پارامترهای تنش موثر $(c' = 0)$ رس در حالت بهم‌خورده (دوباره قالب‌گیری شده)[1] نوشت. بنابراین در هر عمق:

$$f = \beta \sigma'_o \qquad (۶۲-۱۲)$$

که در آن:

σ'_o = تنش قائم موثر

$$\beta = K \tan \phi'_R \qquad (۶۳-۱۲)$$

ϕ'_R = زاویه اصطکاک زهکشی شده‌ی رس بهم خورده

K = ضریب فشار جانبی خاک بطور محافظه‌کارانه در حالت سکون طبق روابط زیر:

$$K = 1 - \sin \phi'_R \qquad \text{(برای رس عادی تحکیم یافته)} \qquad (۶۴-۱۲)$$

و

$$K = (1 - \sin \phi'_R)\sqrt{OCR} \qquad \text{(برای رس پیش‌تحکیم یافته)} \qquad (۶۵-۱۲)$$

که در آن OCR نسبت پیش‌تحکیمی است.

با ترکیب روابط ۱۲-۶۲، ۶۳، ۶۴ و ۶۵، برای رس عادی تحکیم یافته به دست می‌آید.

$$f = (1 - \sin \phi'_R) \tan \phi'_R \sigma'_o \qquad (۶۶-۱۲)$$

و برای رس پیش‌تحکیم یافته خواهیم داشت:

$$f = (1 - \sin \phi'_R) \tan \phi'_R \sqrt{OCR}\,\sigma'_o \qquad (۶۷-۱۲)$$

با تعیین f، مقاومت اصطکاکی کل از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$Q_s = \Sigma f p \Delta L$$

روابط همبستگی با نتایج آزمایش نفوذ مخروط

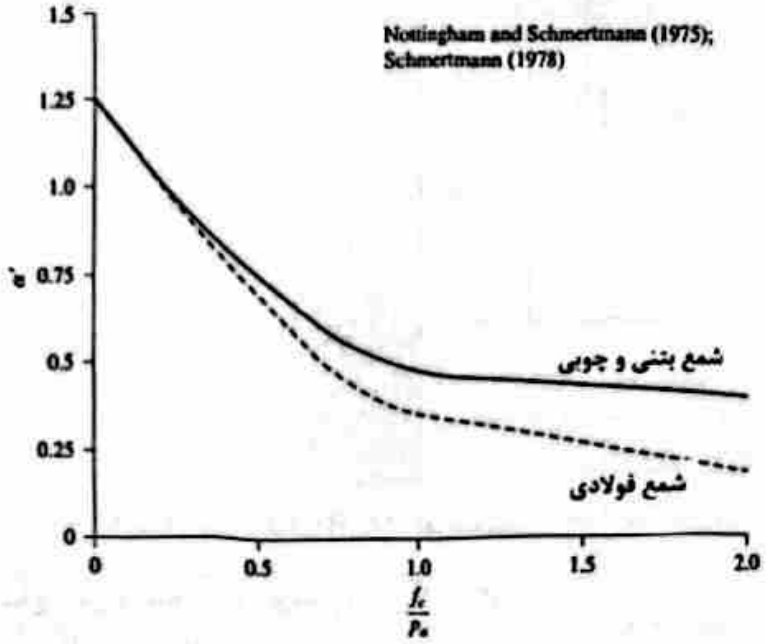
نانینگهام و اشمرتن (۱۹۷۵)، و اشمرتمن (۱۹۷۸) رابطه‌ی زیر را برای تنش اصطکاکی جلدی در رس پیشنهاد کردند (با $\phi = 0$):

$$f = \alpha' f_c \qquad (۶۸-۱۲)$$

---

1 - Remoulded

Scanned with CamScanner



شکل ۱۲-۲۷- تغییرات α' برحسب f_c/p_a برای شمع‌ها در رس ($p_a = 100\ kN/m^2$ فشار جو)

تغییرات σ' برحسب مقاومت اصطکاکی f_c در شکل ۱۲-۲۷ نشان داده شده است.

$$Q_s = \Sigma f\, p(\Delta L) = \Sigma \alpha' f_c p(\Delta L) \qquad (۶۹-۱۲)$$

۱۲-۱۵- ظرفیت نهایی شمع‌های متهای (پیچوار)

در بخش ۱۲-۳ توضیح مختصری از شمع‌های متهای (پیچوار) که بطور پیوسته به روش دورانی وارد زمین می‌شوند، ارائه شد. در این قسمت ظرفیت باربری نوک و جانبی اینگونه شمع‌ها که طی آزمایش‌های میدانی توسط کولمن و آرکمنت (۲۰۰۲) و FHWA (2007) ارائه شد، مورد بررسی قرار می‌گیرد.

خاک‌های دانه‌ای

میزان مقاومت اصطکاکی در خاک‌های ماسه‌ای و لای (شرایط زهکشی شده) از رابطه‌ی زیر حاصل می‌شود (کولمن و آرکمنت):

$$f = \beta \sigma'_o \le 200\ kN/m^2 \qquad (۷۰-۱۲)$$

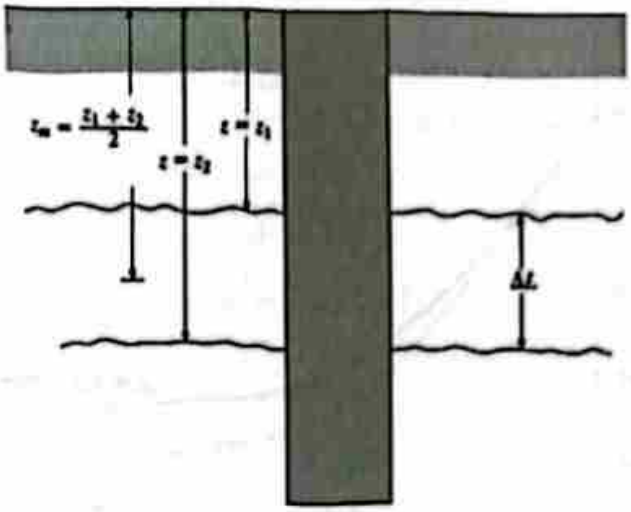
مقدار β از رابطه‌ی زیر قابل تعیین است.

$$\beta = 2.27 z_m^{-0.67} \qquad \text{(خاک لای‌دار)} \qquad (۷۱-۱۲)$$

و

$$\beta = 10.72 z_m^{-1.3} \qquad \text{(خاک ماسه‌ای)} \qquad (۷۲-۱۲)$$

Scanned with CamScanner



شکل ۱۲-۲۸- تعریف z_m

z_m = عمق از سطح زمین تا وسط لایه‌ی موردنظر (شکل ۱۲-۲۸).

مقدار β به $0.2 \le \beta \le 2.5$ محدود می‌شود. در نتیجه:

$$Q_s = \Sigma f\, p \Delta L \qquad (۱۲-۷۳)$$

p = محیط شمع

طبق FHWA (2007) مقاومت نوک از رابطه‌ی زیر حاصل می‌شود:

$$q_p\left(kN/m^2\right) \approx 57.5 N_{60} \qquad (0 \le N_{60} \le 75 \text{ برای}) \qquad (۱۲-۷۴\text{- الف})$$

و

$$q_p = 4300\ kN/m^2 \qquad (N_{60} > 75 \text{ برای}) \qquad (۱۲-۷۴\text{- ب})$$

که در آن:

N_{60}= متوسط N_{60} در محدوده‌ی ۲ تا ۳ برابر قطر شمع زیر نوک شمع

$$q_p\left(MN/m^2\right) = 0.375 q_c\left(MN/m^2\right) \qquad (۱۲-۷۵)$$

که در آن:

q_c = متوسط مقاومت نفوذ مخروط در محدوده‌ی ۲ تا ۳ برابر قطر زیر نوک شمع

خاک‌های چسبنده

برپایه مطالعات میدانی، کولمن و آرکمنت (۲۰۰۲) و FHWA (2007)، مقاومت اصطکاکی جلدی را طبق رابطه‌ی زیر پیشنهاد می‌کنند:

$$f = \alpha c_u = 56.2\ kN/m^2 \quad (25\ kN/m^2 \le c_u \le 150\ kN/m^2 \text{ برای}) \qquad (۱۲-۷۶)$$

همچنین FHWA (2007) مقاومت نوک را طبق رابطه‌ی زیر توصیه می‌نماید:

$$q_p = 0.15 q_c \qquad (۱۲-۷۷)$$

که در آن:

q_c = مقاومت نفوذ مخروط در محدود ۲ تا ۳ برابر قطر شمع زیر نوک شمع

Scanned with CamScanner

۱۲-۱۶- ظرفیت باربری نوک شمع‌های متکی بر سنگ

گاهی مواقع شمع‌ها تا بستر سنگی فرو می‌رود. در این حالات باید ظرفیت باربری سنگ به دست آید. ظرفیت باربری واحد سطح نوک شمع متکی بر سنگ به طور تقریبی از رابطه‌ی زیر قابل محاسبه است (گودمن ۱۹۸۰):

$$q_p = q_u\left(N_\phi + 1\right) \qquad (۷۸-۱۲)$$

که در آن:

$$N_\phi = \tan^2\left(45 + \phi'/2\right)$$

q_u = مقاومت فشاری محدود نشده‌ی سنگ

ϕ' = زاویه‌ی اصطکاک زهکشی شده

مقاومت محدود نشده‌ی سنگ با انجام آزمایش‌های آزمایشگاهی روی نمونه‌های اخذ شده از سنگ به دست می‌آید. لیکن دقت زیادی در انتخاب مقدار صحیح q_u باید به کار گرفته شود، چون آزمایش‌های آزمایشگاهی برروی نمونه‌های کم‌قطر انجام می‌شوند. با افزایش قطر نمونه، مقاومت فشاری محدود نشده کاهش می‌یابد. این پدیده به اثر مقیاس[1] معروف است.

جدول ۱۲-۱۳- مقاومت فشاری محدود نشده و زاویه اصطکاک داخلی سنگ

نوع سنگ	q_u آزمایشگاهی MN/m^2	ϕ'(deg)
Sandstone	70–140	27–45
Limestone	105–210	30–40
Shale	35–70	10–20
Granite	140–210	40–50
Marble	60–70	25–30

برای نمونه‌های به قطر بزرگتر از ۱ متر، مقدار q_u تقریباً ثابت می‌ماند. اثر مقیاس در سنگ‌ها در درجه‌ی اول ناشی از توزیع اتفاقی درزهای کوچک و بزرگ و همچنین گسیختگی‌های پیش‌رونده در امتداد خطوط لغزشی می‌باشد. بنابراین همیشه توصیه می‌شود که برای تعیین مقاومت فشاری محدود نشده‌ی طرح، از روی مقاومت فشاری محدود نشده‌ی آزمایشگاهی، از رابطه‌ی زیر استفاده شود:

$$q_{u(design)} = \frac{q_{u(lab)}}{5} \qquad (۷۹-۱۲)$$

به عنوان نمونه، در جدول ۱۲-۱۳ مقادیر مقاومت فشاری محدود نشده‌ی آزمایشگاهی و مقادیر زاویه‌ی اصطکاک داخلی تعدادی از سنگ‌ها ارائه شده است. با داشتن ظرفیت باربری نهایی، برای تعیین ظرفیت باربری مجاز، ضریب اطمینان حداقلی مساوی ۳ باید منظور شود. بنابراین:

$$Q_{p(all)} = \frac{\left[q_{u(design)}\left(N_\phi + 1\right)\right]A_p}{FS} \qquad (۸۰-۱۲)$$

1 - Scale effect

مثال

شمع بتنی پیش‌تنیده به طول ۱۵ متر به طور کامل در لایه‌ی رسی نفوذ کرده و نوک آن روی بستر سنگی از جنس ماسه سنگ متکی است. اطلاعات موجود به شرح زیر می‌باشند:

برای شمع:

$D = 406$ mm با مقطع مربع

$35\ N/mm^2$ (MPa) = مقاومت بتن

برای ماسه سنگ:

$71.4\ N/mm^2 = 71400\ kN/m^2$ = مقاومت فشاری محدود نشده‌ی آزمایشگاهی

$28°$ = زاویه‌ی اصطکاک داخلی ϕ

مطلوب است تعیین ظرفیت باربری مجاز با ضریب اطمینان ۴.

حل:

با استفاده از رابطه‌ی ۱۲-۷۹:

$$q_{u(design)} = \frac{q_{u(lab)}}{5} = \frac{71400}{5} = 14280\ kN/m^2$$

$$Q_{p(all)} = \frac{\left[q_u\left(N_\phi + 1\right)\right]A_p}{FS}$$

$$N_\phi = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45 + \frac{28}{2}\right) = 2.77$$

$$Q_{p(all)} = \frac{\left[14280\left(2.77 + 1\right)\right]}{4}(0.406)^2 = 2218\,kN$$

در جدول ۱۲-۳-الف ظرفیت باربری مجاز سازه‌ای این شمع ۱۴۲۵ کیلونیوتن می‌باشد که از مقدار فوق کمتر است، در نتیجه ظرفیت باربری مجاز شمع مساوی ۱۴۲۵ کیلونیوتن منظور می‌شود.

مثال ۱۲-۷

شمع لوله‌ای به قطر ۴۵۷ میلیمتر کوبیده شده در لایه‌ی رس اشباع را در نظر بگیرید (شکل ۱۲-۲۹). برای این شمع مطلوبست:

الف: محاسبه‌ی مقاومت اصطکاکی جلدی Q_s به وسیله: (۱) روش α، (۲) روش λ، (۳) روش β. برای روش β از $\phi'_R = 30°$ برای تمام لایه‌های رسی استفاده کنید. ۱۰ متر فوقانی عادی تحکیم یافته و لایه رس تحتانی با $OCR = 2$ می‌باشد.

ب: با استفاده از نتایج مثال ۱۲-۲، ظرفیت باربری مجاز شمع را با $FS = 3$ به دست آورید.

حل:

قسمت الف:

(۱) روش α از رابطه‌ی ۱۲-۶۱ داریم:

$$Q_s = \sum \alpha c_u p \Delta L$$

Scanned with CamScanner

ادامه محاسبات در جدول زیر ارائه می‌شود. $p = \pi(0.457) = 1.436\,m$

عمق (m)	ΔL (m)	c_u (kN/m²)	α (جدول ۱۲-۱۱)	$\alpha c_u p \Delta L$ (kN)
0-3	3	25	0.87	93.7
3-10	7	40	0.74	297.5
10-20	10	90	0.51	659.1
				$Q_s \approx 1050$ kN

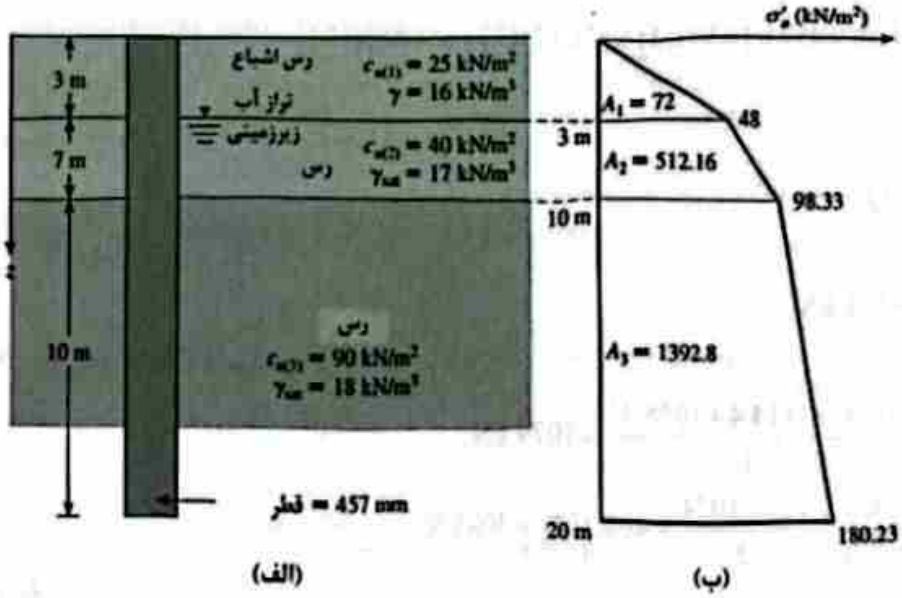
(۲) روش λ:

رابطه‌ی ۱۲-۵۳ $\Rightarrow f_{av} = \lambda(\bar{\sigma}'_o + 2c_u)$

c_u متوسط $\Rightarrow \dfrac{c_{u(1)}(3) + c_{u(2)}(7) + c_{u(3)}(10)}{20} = \dfrac{(25)(3) + (40)(7) + (90)(10)}{20} = 62.75\ kN/m^2$

با استفاده از نمودار تنش قائم موثر برحسب عمق، مطابق شکل ۱۲-۲۹- ب، از رابطه‌ی ۱۲-۵۴ داریم:

$$\bar{\sigma}'_o = \frac{A_1 + A_2 + A_3}{L} = \frac{72 + 512.16 + 1392.8}{20} = 98.85\ kN/m^2$$



شکل ۱۲-۲۹- محاسبه‌ی ظرفیت باربری شمع کوبیده شده

از جدول ۱۲-۱۰، مقدار λ مساوی ۰/۱۷۳ به دست می‌آید:

$$f_{av} = 0.173\left[98.85 + (2)(62.75)\right] = 38.81\ kN/m^2$$

بنابراین:

$$Q_s = pLf_{av} = \pi(0.457)(20)(38.81) = 1114.4\ kN$$

Scanned with CamScanner

(۳) روش β:

لایه‌ی ۱۰ متری فوقانی رس، عادی تحکیم یافته با $\phi'_R = 30°$ می‌باشد. برای عمق $z = 0 - 3m$ از رابطه‌ی ۱۲-۶۶ داریم:

$$f_{av(1)} = (1 - \sin\phi'_R)\tan\phi'_R \bar{\sigma}'_o$$

$$= (1 - \sin 30°)(\tan 30°)\left(\frac{0+48}{2}\right) = 6.93\ kN/m^2$$

بطور مشابه برای $z = 3 - 10m$ داریم:

$$f_{av(2)} = (1 - \sin 30°)(\tan 30°)\left(\frac{48+98.33}{2}\right) = 21.12\ kN/m^2$$

برای $z = 10\text{-}20\ m$ از رابطه ۱۲-۶۷ داریم:

$$f_{av} = (1 - \sin\phi'_R)\tan\phi'_R \sqrt{OCR}\,\bar{\sigma}'_o$$

$$OCR = 2$$

$$f_{av(3)} = (1 - \sin 30°)(\tan 30°)\sqrt{2}\left(\frac{98.33+180.23}{2}\right) = 56.86\ kN/m^2$$

بنابراین:

$$Q_s = p\left[f_{av(1)}(3) + f_{av(2)}(7) + f_{av(3)}(10)\right]$$

$$= (\pi)(0.457)\left[(6.93)(3) + (21.12)(7) + (56.86)(10)\right] = 1058.45\ kN$$

قسمت ب

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

از مثال ۱۲-۲ داریم:

$$Q_p \approx 151\ kN$$

برای Q_s از سه روش α، λ و β میانگین می‌گیریم:

$$Q_s = \frac{1050 + 1114.4 + 1058.45}{3} \approx 1074\ kN$$

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{151 + 1074}{3} = 408.3\,kN \approx 408\,kN$$

مثال ۱۲-۸

شمع بتنی به ابعاد ۳۰۵×۳۰۵ میلیمتر تا عمق ۲۰ متری از سطح زمین درون لایه‌ی رس اشباع کوبیده شده است. مقادیر مقاومت اصطکاکی f_c حاصل از آزمایش نفوذ مخروط به قرار زیر است:

عمق (m)	مقاومت اصطکاکی f_c (kg/cm²)
0-6	0.35
6-12	0.56
12-20	0.72

Scanned with CamScanner

مطلوبست محاسبه‌ی Q_s برای شمع.

حل:

اطلاعات زیر قابل تهیه است.

عمق (m)	f_c (kN/m^2)	α' (شکل ۱۲-۲۷)	ΔL (m)	$\alpha' f_c p(\Delta L)$ (رابطه ۱۲-۶۹) (kN)
0-6	34.34	0.84	6	211.5
6-12	54.94	0.71	6	285.5
12-20	70.63	0.63	8	434.2

$p = (4)(0.305) = 1.22\ m$ = محیط

بنابراین:

$$Q_s = \sum \alpha' f_c p(\Delta L) = 931\ kN$$

مثال ۱۲-۹

برای مثال ۱۲-۷ و شکل ۱۲-۲۹، با استفاده از رابطه‌ی ۱۲-۵۸ مطلوبست محاسبه‌ی مقاومت جلدی Q_s.

حل:

برای $z = 0$ تا $3\ m$

$$c_{u(1)} = 25\ kN/m^2\ ;\ \bar{\sigma}'_o = \frac{0+48}{2} = 24\ kN/m^2$$

$$f_{av} = 0.5(c_u \bar{\sigma}'_o)^{0.5} = 0.5\left[(25)(24)\right]^{0.5} = 12.25\ kN/m^2$$

مجدداً

$$f_{av} = 0.5(c_u)^{0.75}(\bar{\sigma}'_o)^{0.25} = 0.5(25)^{0.75}(24)^{0.25} = 12.37\ kN/m^2$$

$\Rightarrow f_{av} = 12.37\ kN/m^2$ استفاده می‌شود.

برای $z = 3$ تا $10\ m$

$$c_{u(2)} = 40\ kN/m^2\ ;\ \bar{\sigma}'_o = \frac{48+98.33}{2} = 73.165\ kN/m^2$$

$$f_{av} = 0.5(c_u \bar{\sigma}'_o)^{0.5} = 0.5\left[(40)(73.165)\right]^{0.5} = 27.05\ kN/m^2$$

$$f_{av} = 0.5(c_u)^{0.75}(\bar{\sigma}'_o)^{0.25} = 0.5(40)^{0.75}(73.165)^{0.25} = 23.26\ kN/m^2$$

$\Rightarrow f_{av} = 27.05\ kN/m^2$ استفاده می‌شود.

برای $z = 10$ تا $20\ m$

Scanned with CamScanner

$$c_{u(3)} = 90\,kN/m^2 \; ; \; \bar{\sigma}'_o = \frac{98.33 + 180.23}{2} = 139.28\,kN/m^2$$

$$f_{av} = 0.5\left(c_u \bar{\sigma}'_o\right)^{0.5} = 0.5\left[(90)(139.28)\right]^{0.5} = 55.98\ kN/m^2$$

$$f_{av} = 0.5\left(c_u\right)^{0.75}\left(\bar{\sigma}'_o\right)^{0.25} = 0.5(90)^{0.75}(139.28)^{0.25} = 50.19\ kN/m^2$$

$\Rightarrow f_{av} = 55.98\ kN/m^2$ استفاده می‌شود.

حال:

$$Q_s = \Sigma f_{av} p \Delta L = (\pi \times 0.457)\left[(12.37)(3) + (27.05)(7) + (55.98)(10)\right] = 1128.8 kN$$

مثال ۱۲-۱۰

شمع متهای در خاک دانه‌ای را در نظر بگیرید (بخش ۱۲-۱۵). قطر اسمی شمع ۰/۶ متر و طول آن ۱۲ متر است. در محدوده‌ی یک قطر بالا و سه قطر پایین نوک شمع، $N_{60} = 20$ می‌باشد. با استفاده از ضریب اطمینان ۳، ظرفیت باربری مجاز شمع را محاسبه کنید. وزن مخصوص خاک را ۱۶ کیلونیوتن برمترمکعب فرض کنید.

حل:

شمع را در سه قطعه‌ی ۴ متری اجرا خواهیم کرد:

قطعه‌ی شمع	عمق (m)	z_m	$\beta^{(الف)}$	β مورد استفاده
1	0-4	2	4.35	2.5
2	4-8	6	1.04	1.04
3	8-12	10	0.537	0.537

$\Rightarrow \beta = 10.72 z_m^{-1.3}$ رابطه‌ی ۱۲-۷۲ (الف) $\qquad (0.2 < \beta < 2.5)$

شکل ۱۲-۳۰ تغییرات σ'_o را با عمق نشان می‌دهد. مقدار متوسط σ'_o (به عبارت دیگر $\bar{\sigma}'_o$) برای هر قطعه برابر است با:

قطعه‌ی ۱ : $\dfrac{0 + 64}{2} = 32\ kN/m^2$

قطعه‌ی ۲ : $\dfrac{64 + 128}{2} = 96\ kN/m^2$

و

قطعه‌ی ۳ : $\dfrac{128 + 192}{2} = 160\ kN/m^2$

با استفاده از رابطه‌ی ۱۲-۷۰، مقدار f_{av} برابر است با:

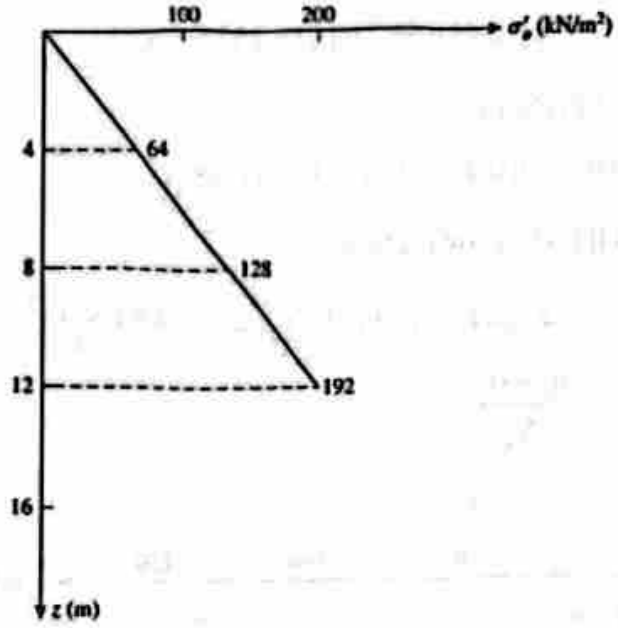
قطعه‌ی ۱ : $f_{av} = \beta \bar{\sigma}'_o = (2.5)(32) = 80\ kN/m^2$

Scanned with CamScanner

قطعه‌ی ۲ : $f_{av} = (1.04)(96) = 99.84\ kN/m^2$

و

قطعه‌ی ۳ : $f_{av} = (0.537)(160) = 85.92\ kN/m^2$



شکل ۱۲-۳۰

بنابراین:

$$Q_s = \sum f_{av} p \Delta L = (\pi \times 0.6)(4)(80 + 99.84 + 85.92) = 2003.8\ kN$$

از رابطه‌ی ۱۲-۷۴- الف داریم:

$$q_p = 57.5 N_{60} = (57.5)(20) = 1150 kN/m^2$$

$$Q_p = \frac{\pi}{4} D^2 q_p = \left(\frac{\pi}{4}\right)(0.6)^2 (1150) = 325.15 kN$$

و

$$Q_{all} = \frac{Q_s + Q_p}{FS} = \frac{2003.8 + 325.15}{3} = 776.3\ kN$$

مثال ۱۲-۱۱

شکل ۱۲-۳۱ تغییرات ایده‌ال شده‌ی c_u را در رس اشباع نشان می‌دهد. در نظر است شمع متهای (پیجوار) به قطر ۴۵۰ میلیمتر و طول ۱۰ متر در این خاک اجرا شود. مطلوبست محاسبه ظرفیت جلدی و نوک این شمع. وزن مخصوص رس مساوی ۱۸ کیلونیوتن برمترمکعب است.

Scanned with CamScanner

حل:

از رابطه‌ی ۱۲-۵۵ و ۱۲-۷۶ داریم:

$$f_{av} = \alpha c_u = 56.2\ \text{kN/m}^2$$

بنابراین:

$$Q_s = (\pi D)(f_{av})L = (\pi)(0.45)(56.2)(10) = 252.9\ \text{kN}$$

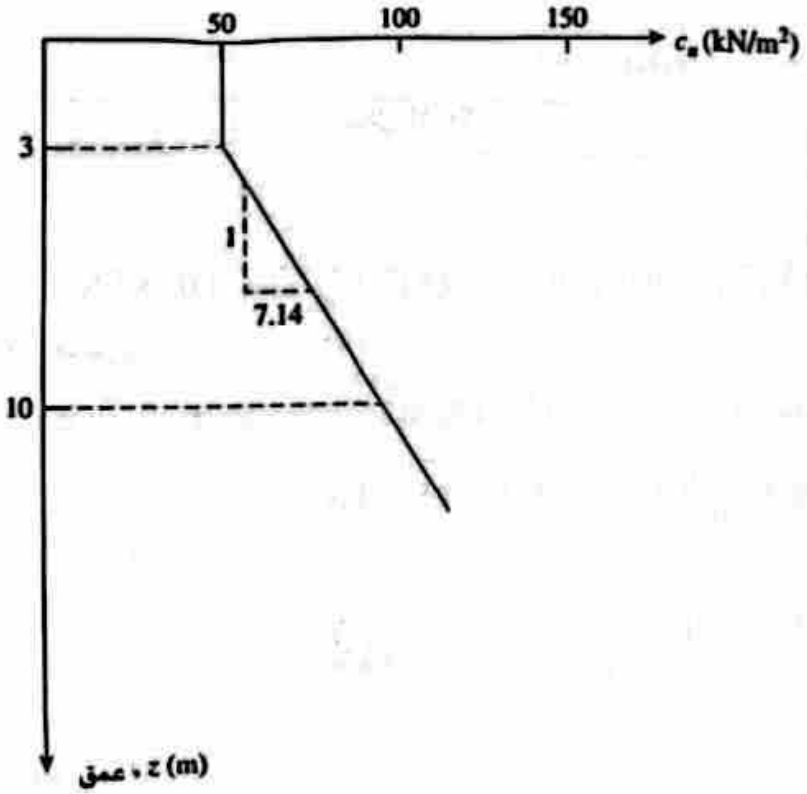
$$z = 10\text{m} \Rightarrow c_u = 100\,\text{kN/m}^2$$

$$z = 10\text{m} + 3D = 10 + (3)(0.45) = 10 + 1.35 = 11.35\text{m}$$

$$c_u = 100 + (7.14)(1.35) = 109.6\ \text{kN/m}^2$$

c_u متوسط (در سه برابر قطر زیر نوک) $= (100 + 109.6)/2 = 104.8\ \text{kN/m}^2$

رابطه‌ی ۳-۳۵ $\Rightarrow c_u = \dfrac{q_c - \sigma_o}{N_k}$



شکل ۱۲-۳۱

$$\text{در عمق ۱۱ متر} \Rightarrow \sigma'_o = (\gamma)(11) = (18)(11) = 198\ \text{kN/m}^2$$

برای مخروط الکتریکی، $N_k = 15$ است. داریم:

$$c_u = 104.8 = \frac{q_c - 198}{15}$$

و

$$q_c = (104.8)(15) + 198 = 1770\ \text{kN/m}^2$$

از رابطه‌ی ۱۲-۷۷:

$$q_p = 0.15 q_c = (0.15)(1770) = 265.5\ \text{kN/m}^2$$

و

$$Q_p = \frac{\pi}{4} D^2 q_p = \left(\frac{\pi}{4}\right)(0.45)^2 (265.5) = 42.2\ \text{kN}$$

۱۲-۱۷- آزمایش بارگذاری شمع

با توجه به وجود پراکندگی و عدم قطعیت‌های محاسبه‌ی ظرفیت باربری شمع‌ها به کمک پارامترها و روابط ژئوتکنیک، به منظور اطمینان از نتایج، در پروژه‌های بزرگ شمع، انجام آزمایش بارگذاری به منظور تعیین ظرفیت باربری نهایی Q_u لازمست و چه بسا باعث اقتصاد طرح گردد.

شکل ۱۲-۳۲ دو نوع چیدمان برای آزمایش فشار محوری شمع را نشان می‌دهد. در شکل الف تیر واکنش توسط بار خارجی و در شکل ب تیر واکنش توسط شمع‌های کششی متعادل می‌شود.

بار هدف تقریباً دو برابر بار بهره‌برداری انتخاب می‌شود (در بعضی موارد بارگذاری تا تسلیم ژئوتکنیکی شمع ادامه می‌یابد). سپس بار هدف بصورت پلکانی (معمولاً در چهار مرحله) افزایش داده می‌شود و در هر مرحله بعد از مقداری توقف نشست کل شمع S_t توسط گیج مخصوص اندازه‌گیری شده و ثبت می‌شود. بعد از رسیدن به بار هدف، باربرداری نیز در چهار مرحله انجام شده و مقادیر نشست‌ها در هر مرحله ثبت می‌شود. از نشست کل S_t اندازه‌گیری شده باید کاهش طول الاستیک شمع S_e کم شود تا نشست خالص S_{net} به دست آید: داریم:

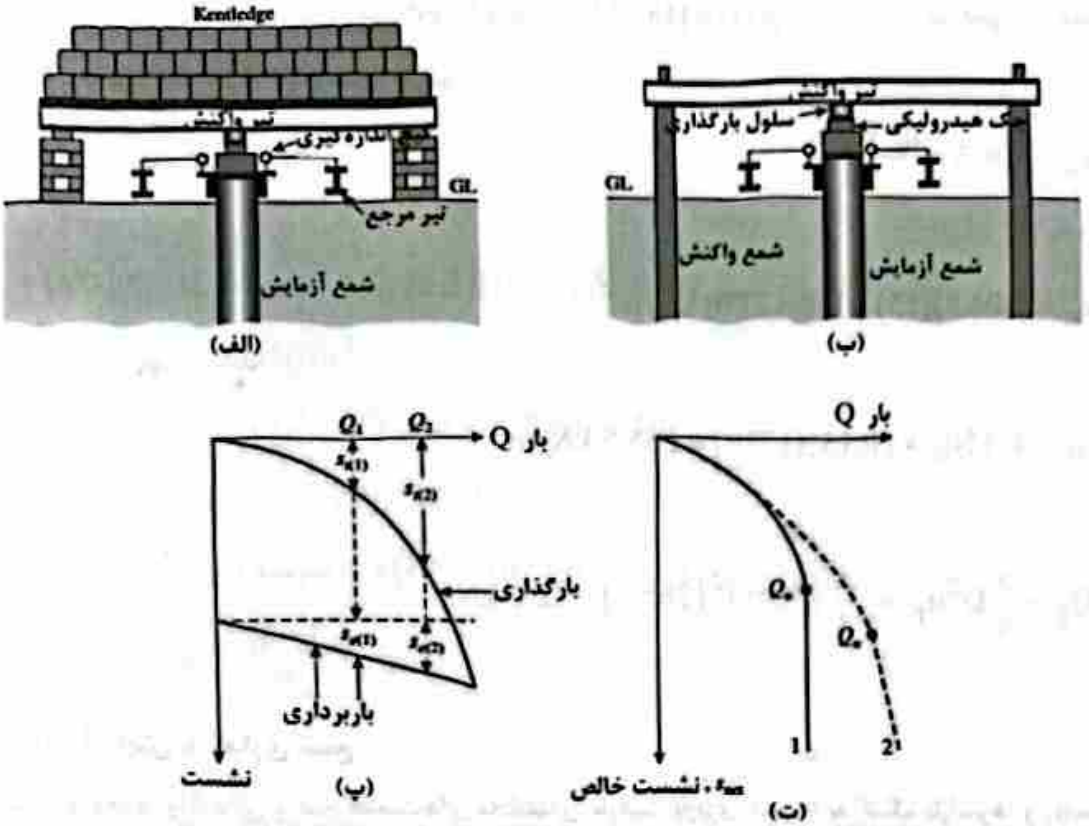
$$s_{net} = s_t - s_e \qquad (۱۲-۸۱)$$

در شکل ۱۲-۳۲- پ نمودار نیرو نشست ($Q\text{-}S_{net}$) رسم شده است. در هر مرحله نشست خالص از رابطه‌ی زیر حاصل می‌شود.

$$Q = Q_1 \text{ برای} \Rightarrow \text{(نشست خالص)}\ S_{net(1)} = s_{t(1)} - s_{e(1)}$$

$$Q = Q_2 \text{ برای} \Rightarrow \text{(نشست خالص)}\ s_{net(2)} = s_{t(2)} - s_{e(2)}$$

Scanned with CamScanner



شکل ۱۲-۳۲- آزمایش بارگذاری محوری فشاری شمع (الف) چیدمان با استفاده از بار خارجی، (ب) چیدمان با استفاده از شمع کششی، (پ) نمودار بار- نشست، (ت) نمودار بار نشست

حال مطابق شکل ۱۲-۳۲-پ می‌توان تغییرات Q را در مقابل نشست خالص رسم نمود. از این نمودار می‌توان ظرفیت باربری نهایی شمع را تعیین کرد. در محدوده‌ی ظرفیت باربری نهایی، با افزایش جزیی بار، مقدار نشست به مقدار زیادی افزایش یافته و نمودار بصورت قائم درمی‌آید. مطابق نمودار ۱ از شکل ۱۲-۳۲- ت بار نظیر نقطه آغاز شیب قائم نمودار، بار نهایی است. لیکن گاهی مواقع مطابق نمودار ۲ از شکل ۱۲-۳۲-ت، شیب نمودار به حالت قائم در نمی‌آید و بصورت خطی ولی شیب تند است. بار مربوط به آغاز این نقطه Q_u است. در عمل برای تعیین Q_u از روشی که توسط (دیویسون[1] (۱۹۷۳) ارائه شده، استفاده می‌شود. با مراجعه به شکل ۱۲-۳۳ بار مربوط به نشست s_u طبق رابطه‌ی زیر، بار نهایی Q_u می‌باشد:

$$s_u\,(\text{mm}) = 4 + \frac{D(\text{mm})}{120} + \frac{Q_u L}{A_p E_p} \qquad (۸۲-۱۲)$$

که در آن:

Q_u = بار نهایی (kN)

D = قطر یا عرض مقطع شمع (mm)

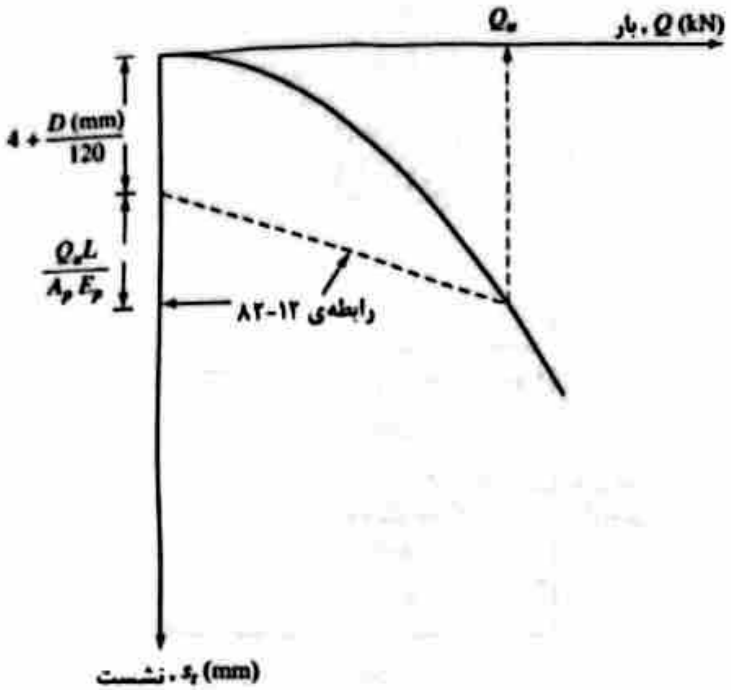
L = طول شمع (mm)

A_p = سطح مقطع شمع (mm^2)

E_p = مدول الاستیسیته‌ی مصالح شمع (kN/mm^2)

---

1 - Davission



شکل ۱۲-۳۳- روش دیویسون برای تعیین Q_u

در مثال ۱۲-۱۲ کاربرد این روش ارائه شده است. آزمایش بارگذاری ارائه شده برمبنای افزایش پله‌ای بار، روش بار- کنترل نامیده می‌شود. روش دیگر برای آزمایش، روش تغییرشکل کنترل است که در آن بار طوری اعمال می‌شود که نرخ نشست حدود ۰/۲۵ تا ۲/۵ میلیمتر بر دقیقه باشد. نمودار بار نشست در این حالت مطابق روش بار کنترل است.

نوع سوم، بارگذاری دینامیکی است که در آن بعد از اعمال بار مشخص، باری انتخاب شده و بصورت تناوبی بر شمع اعمال می‌شود.

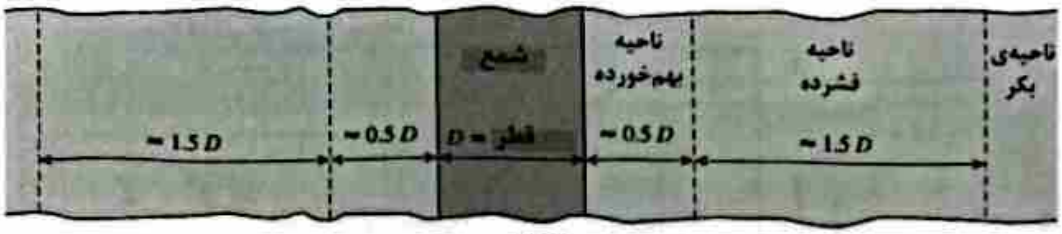
در آزمایش بارگذاری، باید اثر زمان در انتهای شمع‌کوبی منظور شود (EOD). وقتی‌که شمع در رس نرم کوبیده می‌شود، نواحی اطراف شمع مطابق شکل ۱۲-۳۴- الف بهم‌خورده[1] و فشرده می‌شوند. این پدیده باعث کاهش مقاومت برشی زهکشی نشده مطابق شکل ۱۲-۳۴- ب می‌شود. با گذشت زمان مقداری از این کاهش مقاومت به صورت جزیی و یا کامل کسب می‌شود. این اثر زمانی بین ۳۰ تا ۶۰ روز طول می‌کشد.

برای شمع‌های کوبیده شده در ماسه‌ی ریز اشباع متراکم یا خیلی متراکم (قابل اتساع)، امکان وقوع وادادگی وجود دارد. فشار منفی ایجاد شده، در صورت وقوع هنگام شمع‌کوبی، با گذشت زمان از بین می‌رود که حاصل آن کاهش ظرفیت باربری بعد از اتمام شمع‌کوبی است. در طرف مقابل در ماسه‌های ریز، در اثر شمع‌کوبی فشار حفره‌ای آب افزایش می‌یابد. فشار آب حفره‌ای با گذشت زمان از بین می‌رود که نتیجه‌ی آن افزایش ظرفیت باربری است.

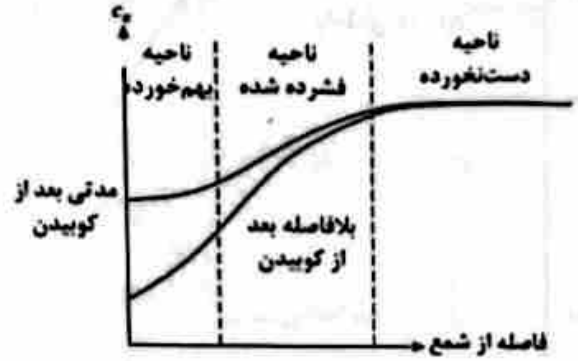
---

1 - Remold

Scanned with CamScanner



(الف)



(ب)

شکل ۱۲-۳۴- (الف) ناحیه‌ی بهم‌خورده و متراکم شده در اطراف شمع کوبیده شده در رس نرم، (ب) طبیعت تغییرات مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی c_u برحسب زمان در اطراف شمع کوبیده شده در رس نرم

روابط تجربی متعددی برای پیش‌بینی ظرفیت باربری شمع برحسب زمان وجود دارد. ساوانت و همکاران (۲۰۱۳) جمع‌آوری بسیار خوبی از این پدیده انجام داده‌اند.

مثال ۱۲-۱۲

شکل ۱۲-۳۵ نتایج آزمایش بارگذاری شمع بتنی به ابعاد ۴۰۶×۴۰۶ میلیمتر و طول ۲۰ متر را که در ماسه فرورفته است، نشان می‌دهد. با استفاده از روش دیویسون ظرفیت باربری نهایی را تعیین کنید.

حل:

از رابطه‌ی ۱۲-۸۲ داریم:

$$s_u = 4 + \frac{D}{120} + \frac{Q_u L}{A_p E_p}$$

$$D = 406\,mm, L = 20\,m = 20{,}000\,mm, A_p = 406mm \times 406mm = 164{,}836\,mm^2$$

$$E_p = 30 \times 10^6\,kN/m^2$$

در نتیجه:

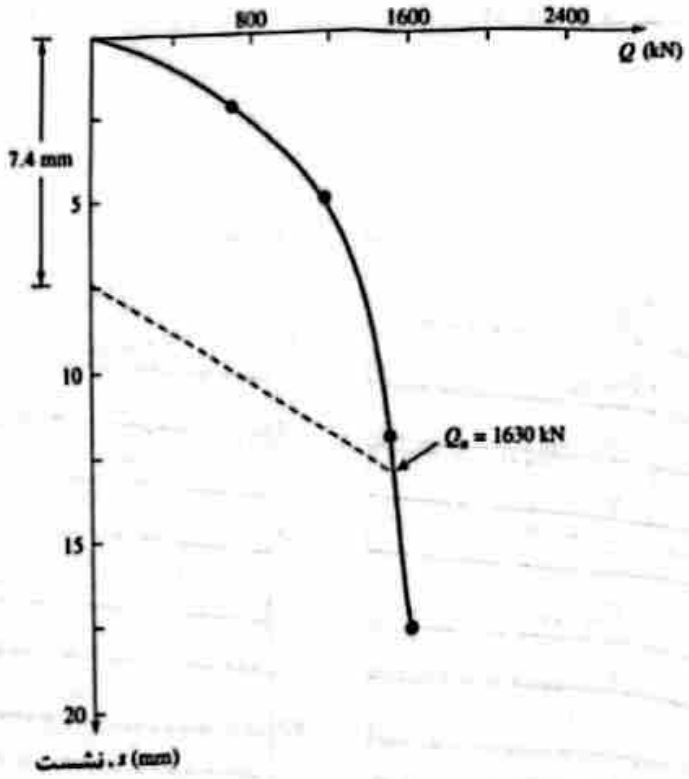
$$s_u = 4 + \frac{406}{120} + \frac{(Q_u)(20{,}000)}{(30)(164{,}836)}$$

$$= 4 + 3.4 + 0.004Q_u = 7.4 + 0.004Q_u$$

Scanned with CamScanner

معادله‌ی خط $\Rightarrow s_u(mm) = 7.4 + 0.004Q_u$

خط فوق روی نمودار بار نشست کشیده می‌شود. در محل تقاطع مقدار $Q_u = 1630$ kN به دست می‌آید.



شکل ۱۲-۳۵

۱۲-۱۸- نشست الاستیک شمع‌ها

نشست الاستیک شالوده‌های شمعی به مراتب کوچکتر از شالوده‌های سطحی است. تحت بارهای بهره‌برداری و طراحی شمع برمبنای ضریب اطمینان ۲ تا ۳، نشست الاستیک شمع در حدود ۱ درصد قطر است. در این قسمت دو روش برای محاسبه‌ی نشست الاستیک شمع‌ها ارائه می‌شود.

روش پولوس و دیویس

ابتدا با فرض شمع صلب ($S_e = 0$)، نشست بالای شمع که مساوی نشست نوک آن است، از رابطه‌ی زیر حاصل می‌شود:

$$s_{net} = \frac{Q}{LE_s} I_p \qquad (۱۲-۸۳)^*$$

---

* - از رابطه‌ی ۱۲-۸۳ می‌توان فنر جایگزین خاک در نوک شمع (فنر وینکلر) را تعیین نمود:

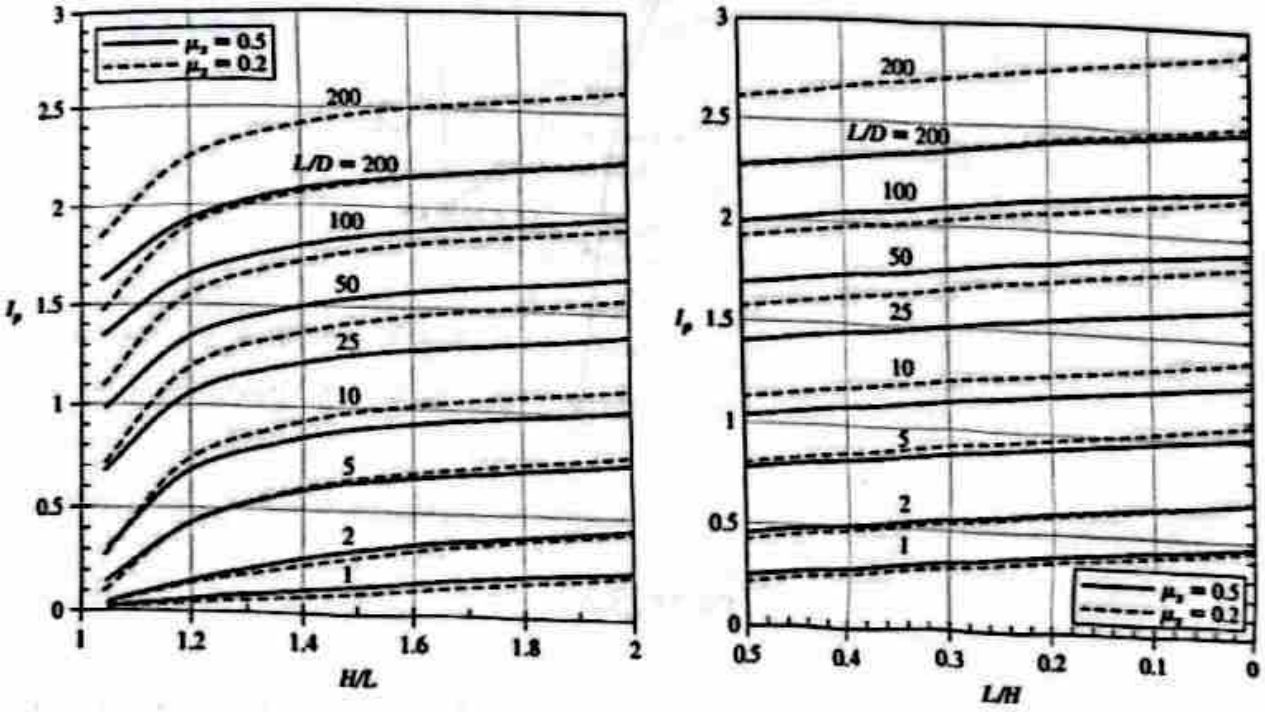
$$S_{net} = 1 \Rightarrow Q = K_s \Rightarrow K_s = \frac{LE_s}{I_p}$$

Scanned with CamScanner

در رابطه‌ی فوق:

Q= بار وارده در سرشمع، L = طول شمع، E_s = مدول الاستیسیته‌ی خاک، I_p = ضریب تاثیر (شکل ۱۲-۳۶) در نمودار ۱۲-۳۶، H مساوی عمق خاک از سطح زمین تا لایه‌ی سخت است. تغییر طول الاستیک شمع S_e را می‌توان از رابطه‌ی ۱۲-۸۴ محاسبه و به S_{net} حاصل از رابطه‌ی (۱۲-۸۳) اضافه نمود:

$$s_e = \frac{Q_{avg} L}{A_p E_p} \qquad (۱۲-۸۴)$$



شکل ۱۲-۳۶- ضریب تاثیر I_p

در رابطه‌ی فوق:

Q_{avg}= بار متوسط حمل شده توسط جدار شمع (جلدی)

E_p= مدول الاستیسیته‌ی مصالح شمع

Q_{avg} از رابطه‌ی زیر حاصل می‌شود:

$$Q_{avg} = \frac{Q + Q_{wp}}{2} \qquad (۱۲-۸۵)$$

Q_{wp}= بار بهره‌برداری در نوک شمع

بنابراین نشست کل s_t از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود.

$$s_t = \frac{Q}{LE_s} I_p + \frac{Q_{avg} L}{A_p E_p} \qquad (۱۲-۸۶)$$

Scanned with CamScanner

مثال ۱۲-۱۳

شمعی بتنی به قطر ۵۰۰ میلیمتر و طول ۲۰ متر، بار ۱۰۰۰ کیلونیوتن را حمل می‌کند. از بار وارده ۸۰۰ کیلونیوتن توسط جدار و ۲۰۰ کیلونیوتن توسط نوک شمع حمل می‌شود. مطلوبست محاسبه نشست سرشمع. داریم:

$$E_s = 20000\,kN/m^2$$

$$E_p = 30\times10^6\,kN/m^2\ ,\ \mu_s = 0.2$$

حل:

ابتدا فرض می‌کنیم شمع صلب است و رابطه‌ی ۱۲-۸۳ اعمال می‌شود. داریم:

$$D = 0.5m, \mu_s = 0.2 \Rightarrow L/D = 40 \text{ و } L/H = 0 \Rightarrow I_p = 1.85$$ شکل (۱۲-۳۶)

$$s_{net} = \frac{Q}{LE_s} I_p = \frac{1000\times10^3}{20\left(20\times10^6\right)}\times1.85m = 0.0046m = 4.6mm^*$$

$$Q_{av} = 0.5(1000+200) = 600\,kN$$

از رابطه‌ی ۱۲-۸۴ داریم:

$$s_e = \frac{Q_{avg}L}{A_pE_p} = \frac{\left(600\times10^3\right)(20)}{\left(\frac{\pi}{4}\times0.5^2\right)\left(30\times10^9\right)}m = 0.002037m \approx 2.0mm$$

نشست کل $s_t = 4.6 + 2.0 = 6.6mm$

روش وسیک

وسیک (۱۹۷۷) نشست الاستیک کل s_e را به سه مولفه تقسیم کرد و با استفاده از تحلیل الاستیک برای هر یک از مولفه‌ها رابطه‌ای ارائه نمود. این سه مولفه عبارتنداز:

۱- کوتاه شدن الاستیک طول شمع $[s_{e(1)}]$

۲- نشست شمع به علت بار بهره‌برداری Q_{wp} در نوک شمع $[s_{e(2)}]$

۳- نشست شمع به علت بار بهره‌برداری Q_{ws} در امتداد جدار شمع $[s_{e(3)}]$

بنابراین نشست کل شمع تحت بار بهره‌برداری Q_w برابر می‌شود با:

$$s_e = s_{e(1)} + s_{e(2)} + s_{e(3)} \qquad (۱۲-۸۷)$$

---

*- سختی فنر نوک:

$$s_{net} = 1 \Rightarrow Q = K_s = \frac{LE_s}{I_p} = \frac{20\times20\times10^3}{1.85} = 2.16\times10^5\,kN/m$$

Scanned with CamScanner

اگر اصطکاک جلدی درامتداد جدار شمع[1] موجود نباشد، نیروی شمع در طول آن ثابت بوده و کوتاه شدن الاستیک شمع برابر می‌شود با:

$$s_{e(1)} = Q_w L / A_p E_p$$

در صورت وجود اصطکاک جداره، نیروی شمع در امتداد آن ثابت نبوده و می‌توان کوتاه شدن الاستیک آن را از رابطه‌ی زیر تعیین نمود:

$$s_{e(1)} = \frac{\left(Q_{wp} + \xi Q_{ws}\right) L}{A_p E_p} \qquad (۸۸-۱۲)$$

که در آن:

Q_{wp} = بار بهره‌برداری در نوک شمع

Q_{ws} = بار بهره‌برداری در جدار شمع (به علت اصطکاک)

A_p = سطح مقطع شمع

L = طول شمع

E_p = مدول الاستیسیته‌ی مصالح شمع

ξ = ضریبی بین ۰/۵ تا ۰/۶۷ که بستگی به توزیع اصطکاک جداره دارد.

شکل ۱۲-۱۵ چهار حالت ممکن برای توزیع اصطکاک جلدی $f_{(z)}$ در ارتفاع شمع را نشان می‌دهد. می‌توان نشان داد که برای حالات الف و ت مقدار $\xi = 0.5$ و برای حالت ب و پ مقدار $\xi = 0.67$ است.

نشست شمع در نوک آن به علت بار وارده از رابطه‌ی زیر حاصل می‌شود (نشست الاستیک خاک):

$$s_{e(2)} = \frac{q_{wp} D}{E_s}\left(1 - \mu_s^2\right) I_{wp} \qquad (۸۹-۱۲)$$

که در آن:

D= عرض یا قطر مقطع شمع

q_{wp}= نیروی وارد بر واحد سطح مقطع شمع در نوک = Q_{wp}/A_p

E_s= مدول الاستیسیته‌ی خاک در نوک شمع

μ_s= ضریب پواسون خاک

I_{wp}= ضریب تاثیر

وسیک (۱۹۷۷) همچنین رابطه‌ی نیمه‌تجربی زیر را برای نشست $s_{e(2)}$ پیشنهاد کرد:

$$s_{e(2)} = \frac{Q_{wp} C_p}{D q_p} \qquad (۹۰-۱۲)$$

که در آن:

q_p = ظرفیت باربری نهایی نوک شمع

---

1 - Pile shaft

Scanned with CamScanner

C_p = ضریب تجربی

در جدول ۱۲-۱۴ مقادیر C_p برای خاک‌های مختلف ارائه شده است.

نشست شمع نیز به علت نیروی حمل شده توسط اصطکاک جداره به کمک رابطه‌ی زیر که شبیه رابطه ۱۲-۸۹ است به دست می‌آید:

$$s_{c(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{pL}\right)\frac{D}{E_s}\left(1-\mu_s^2\right)I_{ws} \qquad (۱۲-۹۱)$$

که در آن:

p= پیرامون شمع

L= طول فرورفته‌ی شمع

I_{ws}= ضریب تاثیر

توجه شود که جمله‌ی Q_{ws}/pL در رابطه‌ی ۱۲-۹۱ مقدار متوسط در امتداد طول شمع است. ضریب تاثیر I_{ws} از رابطه‌ی تجربی زیر حاصل می‌شود (وسیک ۱۹۷۷):

$$I_{ws} = 2 + 0.35\sqrt{\frac{L}{D}} \qquad (۱۲-۹۲)$$

جدول ۱۲-۱۴- مقادیر C_p برای خاک‌های مختلف

نوع خاک	شمع کوبیده	شمع حفاری شده
ماسه (متراکم تا شل)	0.02-0.04	0.09-0.18
رس (سخت تا نرم)	0.02-0.03	0.03-0.06
لای (متراکم تا شل)	0.03-0.05	0.09-0.12

وسیک (۱۹۷۷) رابطه‌ی تجربی ساده‌ای مشابه رابطه‌ی ۱۲-۹۰ برای محاسبه‌ی $s_{c(3)}$ ارائه نمود:

$$s_{c(3)} = \frac{Q_{ws}C_s}{Lq_p} \qquad (۱۲-۹۳)$$

در این رابطه:

$$C_s = \text{ضریب تجربی} = \left(0.93 + 0.16\sqrt{L/D}\right)C_p \qquad (۱۲-۹۴)$$

مقدار C_p در رابطه‌ی ۱۲-۹۴ را می‌توان از جدول ۱۲-۱۴ تعیین نمود.

مثال ۱۲-۱۴

بار بهره‌برداری وارد بر شمع بتنی پیش‌تنیده‌ای به طول ۲۱ متر که در خاک ماسه‌ای کوبیده شده، ۵۰۲ کیلونیوتن می‌باشد. مقطع شمع ۸ ضلعی با D = 356 mm می‌باشد (به جدول ۱۲-۳- الف مراجعه کنید). مقاومت اصطکاکی جلدی ۳۵۰ کیلونیوتن از بار بهره‌برداری می‌باشد و باقیمانده را مقاومت نوک تحمل می‌کند. به علاوه داریم:

Scanned with CamScanner

$E_p = 21\times10^6\ \text{kN/m}^2$

$E_s = 25\times10^3\ \text{kN/m}^2\ ,\ \mu_s = 0.35\ ,\ \xi = 0.62$

مطلوبست محاسبه‌ی نشست شمع.

حل:

از رابطه‌ی ۱۲-۸۸ داریم:

$$S_{e(1)} = \frac{\left(Q_{wp} + \xi Q_{ws}\right)L}{A_p E_p}$$

جدول ۱۲-۳- الف $\Rightarrow D = 356\text{mm} \Rightarrow A_p = 0.1045\ \text{m}^2$

(محیط) $p = 1.168\text{m}.\ Q_{ws} = 350\text{kN}$

$Q_{wp} = 502 - 350 = 152\ \text{kN}$

$$s_{e(1)} = \frac{\left[152 + 0.62(350)\right](21)}{\left(0.1045\text{m}^2\right)\left(21\times10^6\right)} = 0.00353\text{m} = 3.35\text{mm}$$

از رابطه‌ی ۱۲-۸۹:

$$s_{e(2)} = \frac{q_{wp}D}{E_s}\left(1-\mu_s^2\right)I_{wp} = \left(\frac{152}{0.1045}\right)\left(\frac{0.356}{25\times10^3}\right)\left(1-0.35^2\right)(0.85)$$
$$= 0.0155\text{m} = 15.5\text{mm}$$

مجدداً از رابطه‌ی ۱۲-۹۱ داریم:

$$s_{e(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{pL}\right)\left(\frac{D}{E_s}\right)\left(1-\mu_s^2\right)I_{ws}$$

$$I_{ws} = 2 + 0.35\sqrt{\frac{L}{D}} = 2 + 0.35\sqrt{\frac{21}{0.356}} = 4.69$$

$$s_{e(3)} = \left[\frac{350}{(1.168)(21)}\right]\left(\frac{0.356}{25\times10^3}\right)\left(1-0.35^2\right)(4.69)$$
$$= 0.00084\text{m} = 0.84\text{mm}$$

بنابراین نشست الاستیک کل برابر است با:

$$s_e = s_{e(1)} + s_{e(2)} + s_{e(3)} = 3.35 + 15.5 + 0.84 = 19.69\text{mm}$$

محاسبه سختی فنر نوک شمع با استفاده از روش پولوس و دیویس

جهت تعیین سختی شمع می‌توان از روابط ارائه شده توسط دیویس و پولوس مطابق زیر استفاده نمود که برای دو دسته شمع‌های اصطکاکی و شمع‌های متکی بر نوک ارائه شده است.

$$K_p = \frac{E_s d}{I}$$

Scanned with CamScanner

d: قطر شمع، E_s: مدول الاستیسیته متوسط خاک در طول شمع

الف) شمع‌های اصطکاکی $I = I_0 R_K R_h R_v$

ب) شمع‌های متکی بر نوک $I = I_0 R_K R_b R_v$

با توجه به رابطه فوق سختی شمع از گام‌های زیر به دست می‌آید:

گام ۱) تعیین مدول الاستیسیته متوسط خاک در طول شمع (E_s) و مدول الاستیسیته خاک در نوک شمع (E_b)

گام ۲) تعیین صلبیت نسبی شمع از رابطه زیر:

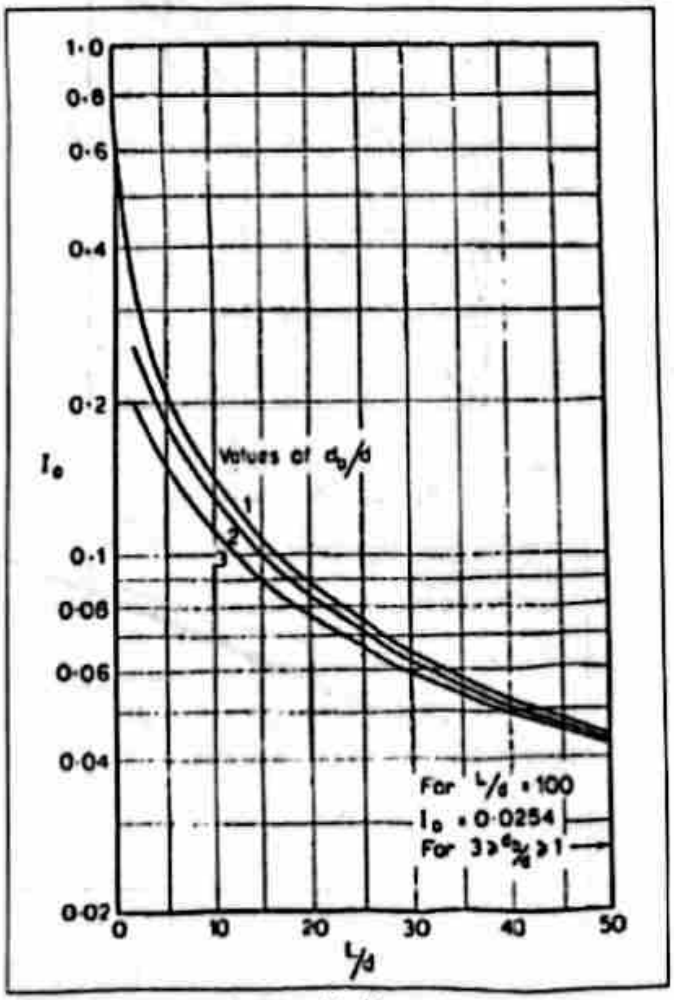
$$K = \frac{E_p R_A}{E_s} \quad , \quad R_A = \frac{A_p}{(\pi d^2 / 4)}$$

E_p : مدول الاستیسیته شمع، A_p : مساحت مقطع شمع، d: قطر محاط شده شمع

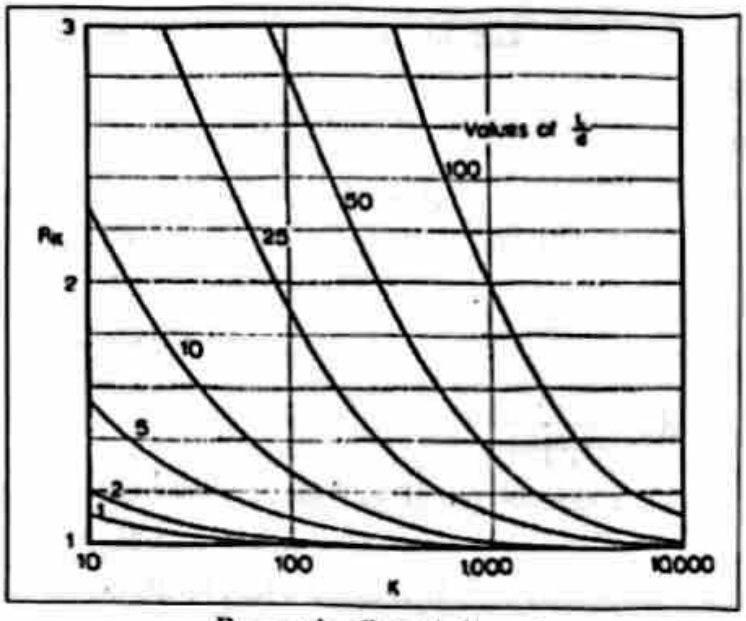
برای شمع‌های توپر می‌توان R_A را برابر ۱ فرض نمود.

گام ۳) تعیین ضرایب I_0، R_K، R_h، R_v و R_b با استفاده نمودارهای ارائه‌شده در زیر. پارامترهای استفاده شده در این نمودارها عبارتند از:

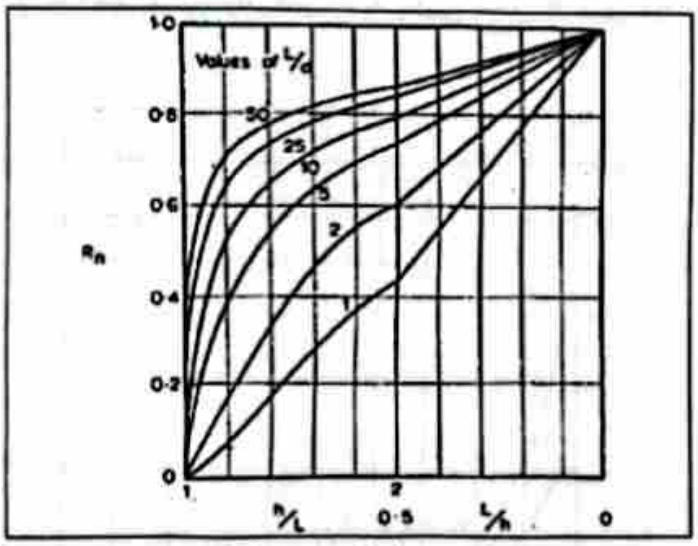
L : طول مدفون شمع، d : قطر شمع، d_b: قطر ناحیه پاشیلی شمع، h: عمق لایه خاک تا لایه سخت، ν_s : ضریب پواسون خاک



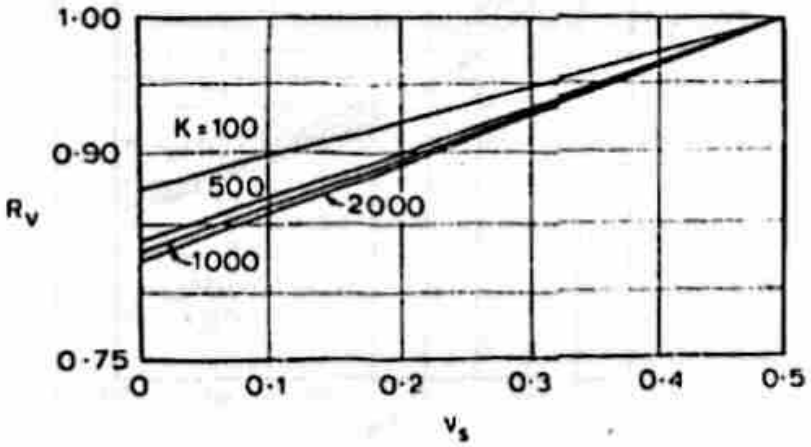
ضریب اثر نشست، I_0



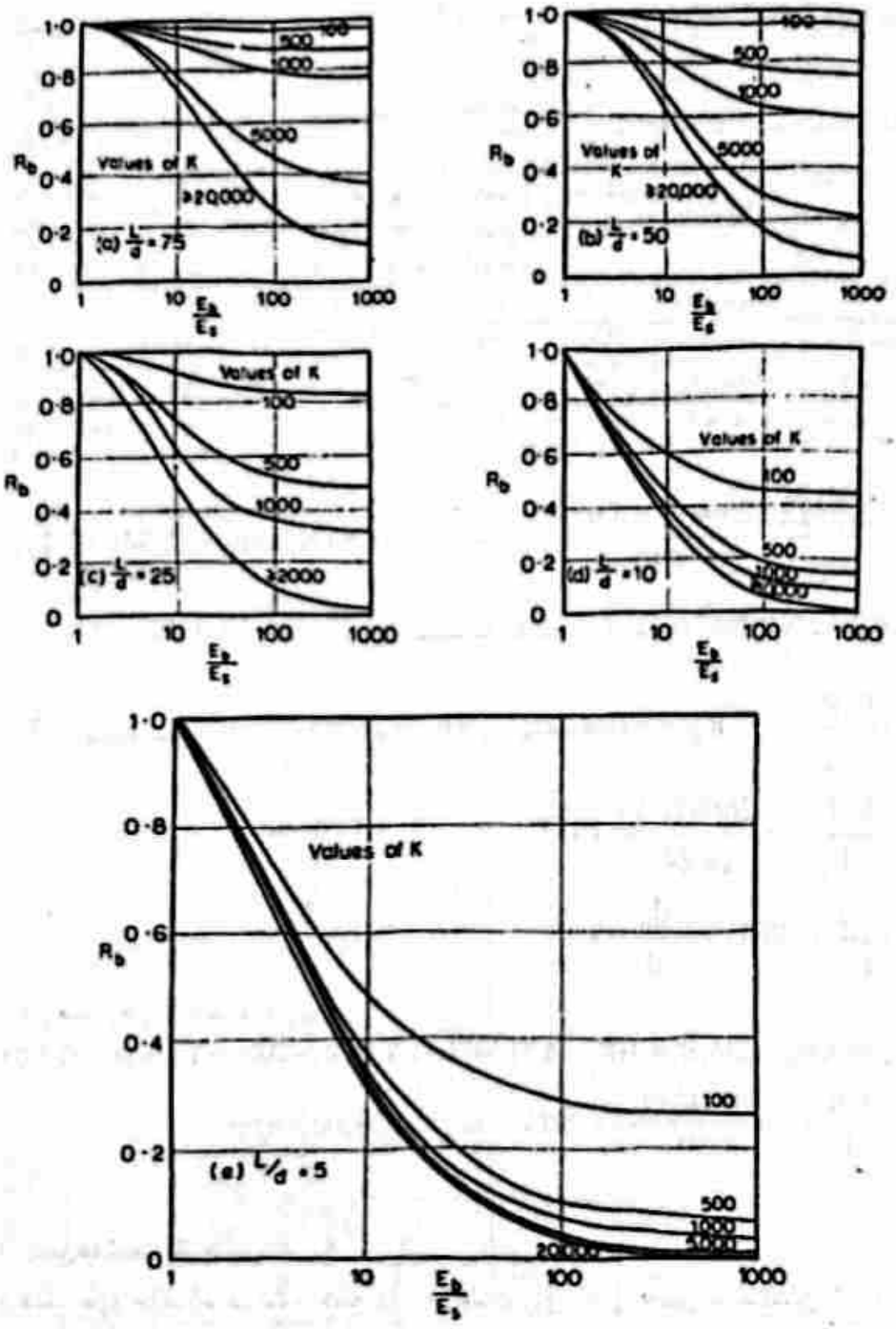
ضریب اصلاح تراکم‌پذیری، R_K



ضریب اصلاح عمق، R_h



ضریب اصلاح ضریب پواسون، R_v



ضریب اصلاح سختی لایه باربر، R_b

گام ۴) تعیین سختی شمع با استفاده از رابطه زیر:

$$K_p = \frac{E_s d}{I}$$

به عنوان مثال برای شمع 30 متری به قطر 1.5 متر که در خاک با لایه بندی مطابق جدول زیر قرار دارد،

سختی شمع محاسبه شده است. تراز روی شمع برابر 4.3- است و شمع متکی بر نوک می‌باشد.

مشخصات لایه‌های خاک

عمق از سطح زمین (m)	نام لایه	وزن مخصوص خشک kN/m^3	وزن مخصوص اشباع kN/m^3	چسبندگی kN/m^2		زاویه اصطکاک		ضریب پواسون	ضریب الاستیک N/mm^2
				کوتاه مدت	بلند مدت	کوتاه مدت	بلند مدت		
۰ – ۷	ماسه متوسط	۱۶/۵	۱۹	۱۰	۴	۲۶	۳۳	۰/۳۰	۱۲/۰
۷ – ۹	لای نرم	۱۵	۱۷/۵	۲۷	۱۱	۱۲	۱۸	۰/۳۵	۴/۰
۹ – ۱۱	لای سفت	۱۵/۵	۱۸	۳۲	۱۳	۱۳	۱۹	۰/۳۵	۴/۹
۱۱ – ۷۰/۵	ماسه متوسط	۱۶/۵	۱۹	۱۰	۴	۲۶	۳۳	۰/۳۰	۲۲/۱

$$E_s = \frac{2.7\times12+2\times4+2\times4.9+23.3\times22.1}{30} = 18.84\,N/mm^2 = 18.84\times10^3\,kN/m^2$$

$$E_b = 22.1\,N/mm^2 \text{ (مدول الاستیسیته خاک در نوک شمع)} \Rightarrow \frac{E_b}{E_s} = 1.17$$

$$K = \frac{E_p R_A}{E_s} \quad , \quad R_A = 1 \text{ (شمع توپر)} \quad , \quad E_p = 26667\,N/mm^2 \text{ (مدول الاستیسیته شمع)}$$

$$K = \frac{E_p R_A}{E_s} = \frac{26667\times1}{18.84} = 1415$$

$$\frac{L}{d} = \frac{30}{1.5} = 20 \quad , \quad \frac{d_b}{d} = 1$$

با استفاده از نمودارهای ارائه شده داریم:

$$I_0 = 0.089, R_K = 1.15, R_b = 1, R_v = 0.93 \rightarrow I = I_0 R_k R_b R_v = 0.089\times1.15\times1\times0.93 = 0.095$$

$$K_p = \frac{E_s d}{I} = \frac{18.84\times10^3\times1.5}{0.095} = 297473\ kN/m \approx 30000\ ton/m$$

۱۲-۱۹- شمع‌ها تحت بار جانبی

با بسیج فشار مقاوم خاک اطراف شمع، شمع قائم می‌تواند نیروی جانبی تحمل نماید (شکل ۱۲-۱- پ). طبیعت توزیع واکنش خاک بستگی دارد به: (الف) سختی شمع، (ب) سختی خاک، (پ) درجه گیرداری شمع. در حالت کلی شمع‌های تحت بار جانبی را می‌توان به دو دسته تقسیم نمود: (۱) شمع‌های کوتاه یا صلب، (۲) شمع‌های بلند یا الاستیک. شکل ۱۲-۳۷- الف و ب نشان‌دهنده طبیعت رفتار شمع‌های کوتاه و بلند تحت بار جانبی و نمودارهای نیروی برشی و لنگر خمشی آنها می‌باشد. در ادامه تحلیل شمع‌ها تحت بار جانبی ارائه می‌شود.

Scanned with CamScanner

حل الاستیک

متلاک و ریسی (۱۹۶۰) روش عمومی برای تعیین تغییرمکان جانبی و نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی شمع‌های قائم فرورفته در خاک‌های دانه‌ای ارائه نمودند. مطابق شکل ۱۲-۳۸- الف شمع قائمی به طول L را در نظر بگیرید که در سطح زمین ($z = 0$) تحت نیروی جانبی Q_g و M_g قرار دارد. شکل ۱۲-۳۸- ب شکل عمومی تغییرشکل جانبی شمع و مقاومت واکنش خاک را تحت بار و لنگر وارده نشان می‌دهد.

طبق مدل وینکلر محیط الاستیک خاک اطراف شمع را می‌توان با فنرهای الاستیک نزدیک به هم مدل نمود. برپایه‌ی این فرضیات می‌توان نوشت:

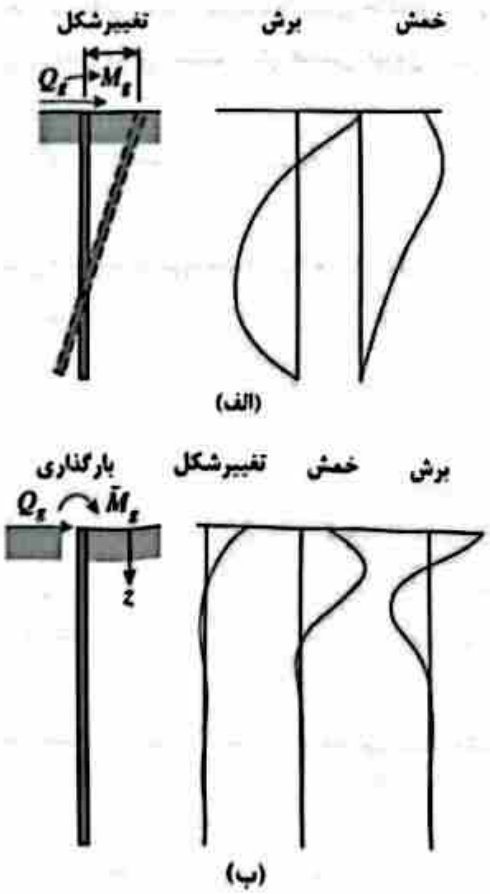
$$k = \frac{p'(kN/m)}{x(m)} \qquad (۱۲-۹۵)$$

که در آن:

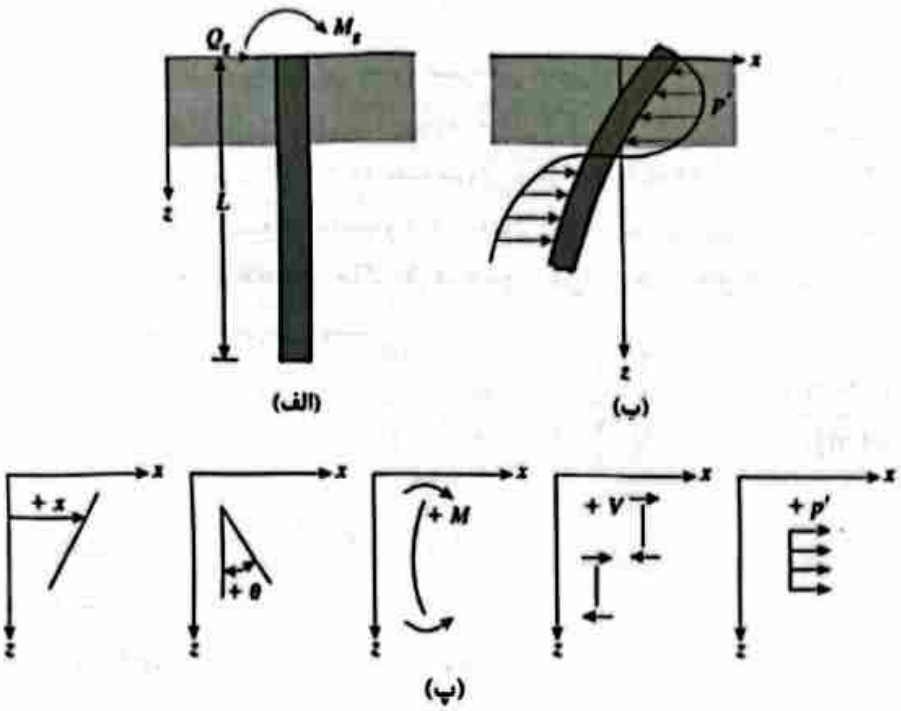
k = مدول واکنش بستر

p' = فشار خاک

x = تغییرشکل جانبی



شکل ۱۲-۳۷- طبیعت تغییرات تغییرشکل جانبی و نمودار نیروی برشی و لنگر خمشی برای (الف) شمع صلب، (ب) شمع بلند الاستیک



شکل ۱۲-۳۸- (الف) شمع تحت بارجانبی، (ب) مقاومت واکنشی خاک در مقابل شمع تحت بار جانبی، (پ) قرارداد علامت برای تغییرمکان، شیب، لنگر خمشی، نیروی برشی و واکنش خاک

مدول واکنش بستر برای خاک دانه‌ای در عمق z برابر است با:

$$k_z = n_h z \qquad (۹۶-۱۲)$$

که در آن n_h مدول ثابت واکنش افقی بستر می‌باشد. با مراجعه به شکل ۱۲-۳۸-ب و استفاده از تئوری تیر روی بستر الاستیک، می‌توان نوشت:

$$E_p I_p \frac{d^4x}{dz^4} = p' \qquad (۹۷-۱۲)$$

که در آن:

E_p = مدول الاستیک مصالح شمع

I_p = ممان اینرسی مصالح شمع

بر پایه‌ی مدل وینکلر می‌توان نوشت:

$$p' = -kx \qquad (۹۸-۱۲)$$

وجود علامت منفی بدین خاطر است که جهت واکنش خاک مخالف جهت مثبت تغییرمکان است. با ترکیب روابط ۱۲-۹۷ و ۹۸ می‌توان نوشت:

$$E_p I_p \frac{d^4x}{dz^4} + kx = 0 \qquad (۹۹-۱۲)$$

Scanned with CamScanner

حل معادله‌ی دیفرانسیل فوق به شرح زیر است. (توجه شود که جهت مثبت توابع مطابق شکل ۱۲-۳۸-پ می‌باشد):

تغییرمکان جانبی شمع در هر عمق

$$x_z(z) = A_x \frac{Q_g T^3}{E_p I_p} + B_x \frac{M_g T^2}{E_p I_p} \qquad (۱۲-۱۰۰)$$

شیب شمع در هر عمق

$$\theta_z(z) = A_\theta \frac{Q_g T^2}{E_p I_p} + B_\theta \frac{M_g T}{E_p I_p} \qquad (۱۲-۱۰۱)$$

لنگر خمشی شمع در هر عمق

$$M_z(z) = A_m Q_g T + B_m M_g \qquad (۱۲-۱۰۲)$$

نیروی برشی شمع در هر عمق

$$V_z(z) = A_v Q_g + B_v \frac{M_g}{T} \qquad (۱۲-۱۰۳)$$

واکنش خاک در هر عمق

$$p'_z(z) = A_{p'} \frac{Q_g}{T} + B_{p'} \frac{M_g}{T^2} \qquad (۱۲-۱۰۴)$$

که در آن:

$A_x, B_x, A_\theta, B_\theta, A_m, B_m, A_v, B_v, A_{p'}, B_{p'}$ = ضریب معادلات

T = طول مشخصه سیستم خاک- شمع برای خاک‌های دانه‌ای

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}} \qquad (۱۲-۱۰۵)$$

n_h در رابطه‌ی ۱۲-۹۶ تعریف شده است.

در صورتی‌که $L \geq 5T$ باشد، شمع از نوع بلند است. برای $L \leq 2T$ شمع صلب فرض می‌شود. در جدول ۱۲-۱۵ مقادیر ضرایب روابط ۱۲-۱۰۰ تا ۱۲-۱۰۴ برای شمع‌های بلند $(L/T \geq 5)$ ارائه شده است. توجه شود که ستون اول جدول، عمق بدون بعد است:

$$Z = \frac{z}{T} \qquad (۱۲-۱۰۶)$$

شکل ۱۲-۳۹ تغییرات A_x, B_x, A_m و B_m را برای مقادیر مختلف $L/T = Z_{max}$ نشان می‌دهد. ملاحظه می‌شود که برای L/Tهای بزرگتر از ۵، ضرایب تغییر نمی‌کنند که برای شمع‌های بلند صادق است. برای محاسبه‌ی طول مشخصه‌ی T در خاک‌های دانه‌ای، نیاز به مقادیر n_h است که در جدول ۱۲-۱۶ ارائه شده است.

Scanned with CamScanner

برای شمع‌های فرورفته در خاک‌های چسبنده، حل معادلات دیفرانسیل منجر به نتایج زیر می‌شود:

$$x_z(z) = A'_x \frac{Q_g R^3}{E_p I_p} + B'_x \frac{M_g R^2}{E_p I_p} \qquad (۱۰۷-۱۲)$$

و

$$M_z(z) = A'_m Q_g R + B'_m M_g \qquad (۱۰۸-۱۲)$$

که در آن A'_x، B'_x، A'_m و B'_m ضرایب و R طول مشخصه برای شمع‌های فرورفته در خاک‌های رسی می‌باشد که طبق رابطه‌ی ۱۲-۱۰۹ تعریف می‌شود:

و

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{k}} \qquad (۱۰۹-۱۲)$$

مقادیر ضرایب A' و B' در شکل ۱۲-۴۰ برحسب Z ارائه شده است. توجه شود که:

$$Z = \frac{z}{R} \qquad (۱۱۰-۱۲)$$

و

$$Z_{max} = \frac{L}{R} \qquad (۱۱۱-۱۲)$$

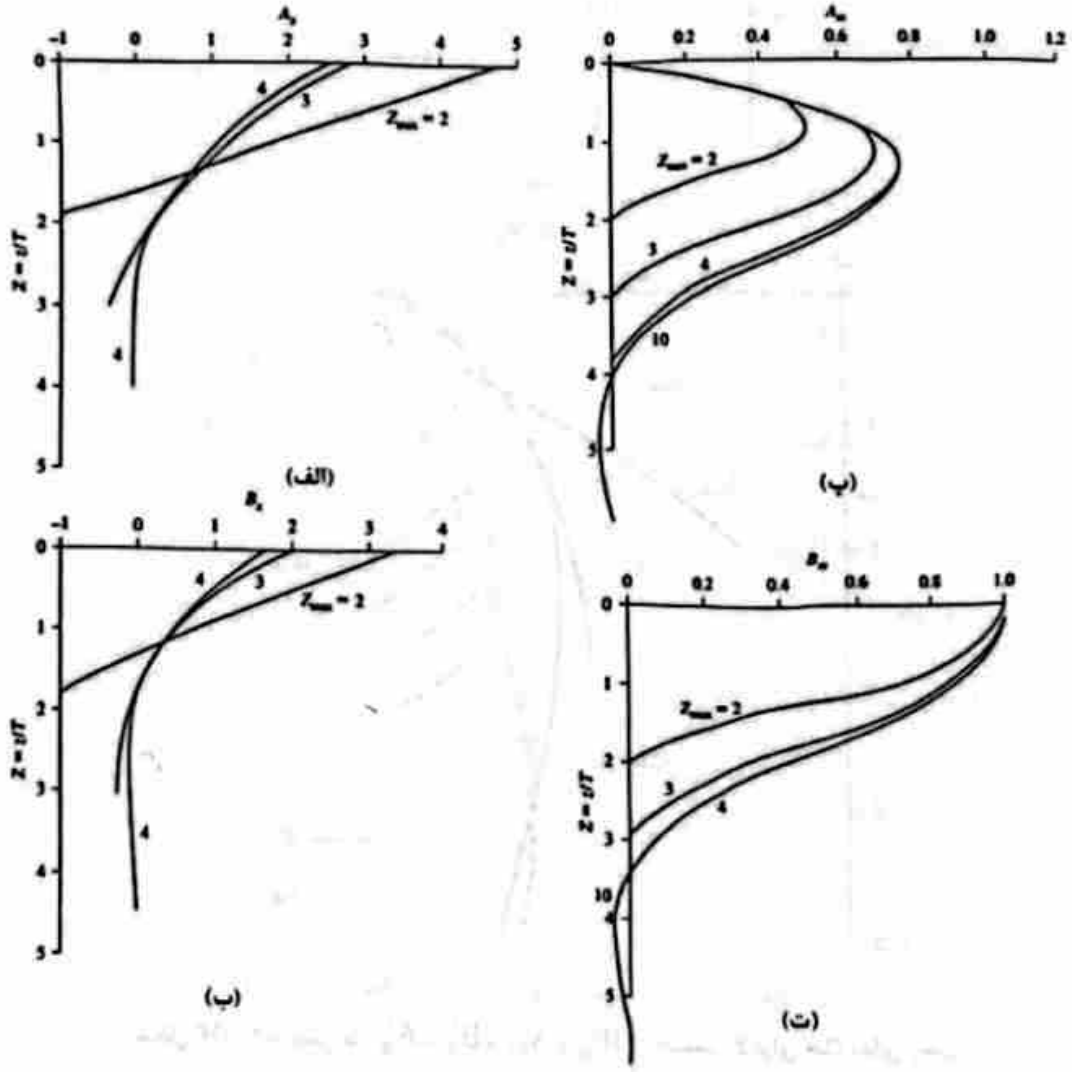
جدول ۱۲-۱۵- ضرایب شمع‌های بلند $k_z = n_h z$

Z	A_x	A_θ	A_m	A_v	$A_{p'}$	B_x	B_θ	B_m	B_v	$B_{p'}$
0.0	2.435	-1.623	0.000	1.000	0.000	1.623	-1.750	1.000	0.000	0.000
0.1	2.273	-1.618	0.100	0.989	-0.227	1.453	-1.650	1.000	-0.007	-0.145
0.2	2.112	-1.603	0.198	0.956	-0.422	1.293	-1.550	0.999	-0.028	-0.259
0.3	1.952	-1.578	0.291	0.906	-0.586	1.143	-1.450	0.994	-0.058	-0.343
0.4	1.796	-1.545	0.379	0.840	-0.718	1.003	-1.351	0.987	-0.095	-0.401
0.5	1.644	-1.503	0.459	0.764	-0.822	0.873	-1.253	0.976	-0.137	-0.436
0.6	1.496	-1.454	0.532	0.677	-0.897	0.752	-1.156	0.960	-0.181	-0.451
0.7	1.353	-1.397	0.595	0.585	-0.947	0.642	-1.061	0.939	-0.226	-0.449
0.8	1.216	-1.335	0.649	0.489	-0.973	0.540	-0.968	0.914	-0.270	-0.432
0.9	1.086	-1.268	0.693	0.392	-0.977	0.448	-0.878	0.885	-0.312	-0.403
1.0	0.962	-1.197	0.727	0.295	-0.962	0.364	-0.792	0.852	-0.350	-0.364
1.2	0.738	-1.047	0.767	0.109	-0.885	0.223	-0.629	0.775	-0.414	-0.268
1.4	0.544	-0.893	0.772	-0.056	-0.761	0.112	-0.482	0.688	-0.456	-0.157
1.6	0.381	-0.741	0.746	-0.193	-0.609	0.029	-0.354	0.594	-0.477	-0.047
1.8	0.247	-0.596	0.696	-0.298	-0.445	-0.030	-0.245	0.498	-0.476	0.054
2.0	0.142	-0.464	0.628	-0.371	-0.283	-0.070	-0.155	0.404	-0.456	0.140
3.0	-0.075	-0.040	0.225	-0.349	0.226	-0.089	0.057	0.059	-0.213	0.268
4.0	-0.050	0.052	0.000	-0.106	0.201	-0.028	0.049	-0.042	0.017	0.112
5.0	-0.009	0.025	-0.033	0.015	0.406	0.000	-0.011	-0.026	0.029	-0.002

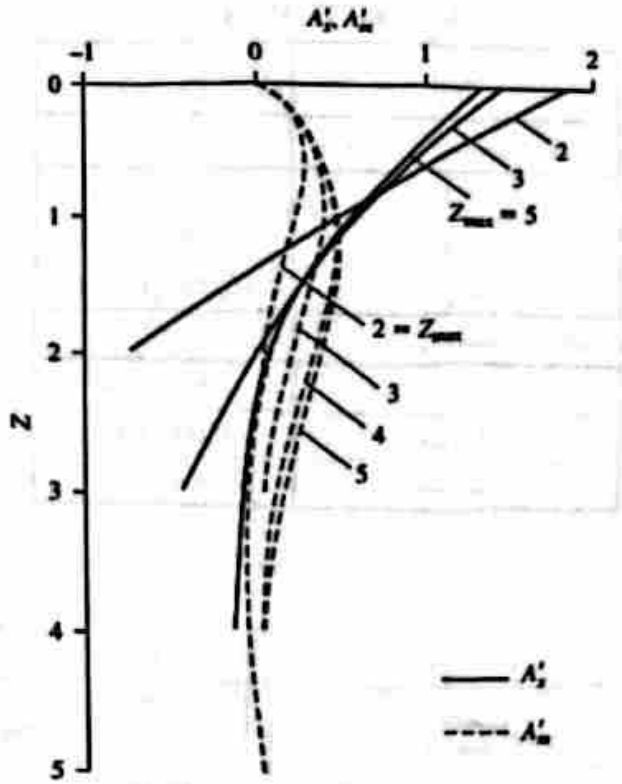
Scanned with CamScanner

جدول ۱۲-۱۶- مقادیر n_h

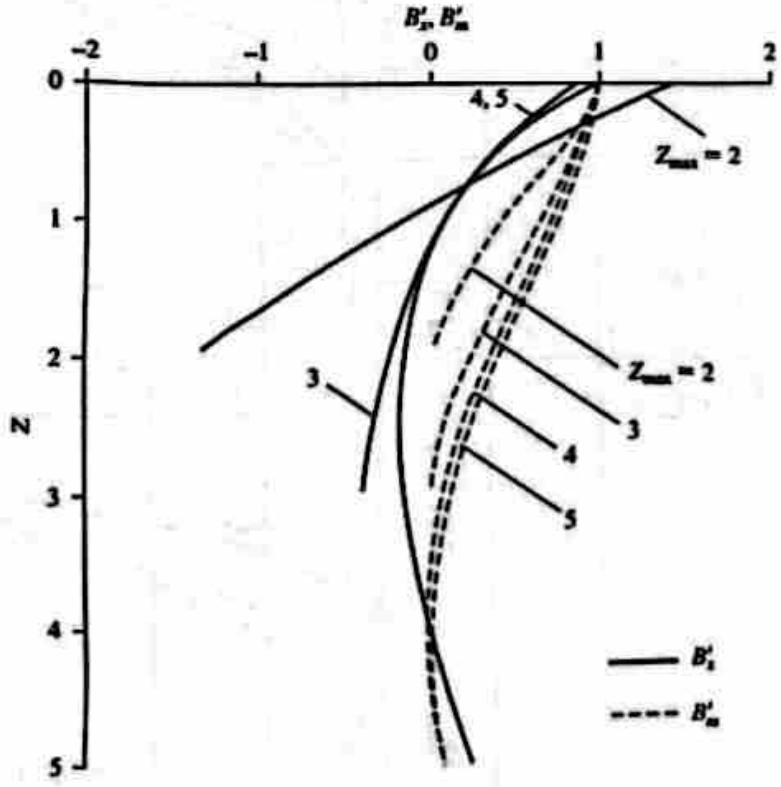
Soil	n_h kN/m³
ماسه‌ی خشک یا مرطوب	
شل	1800–2200
متوسط	5500–7000
متراکم	15,000–18,000
ماسه‌ی غوطه‌ور	
شل	1000–1400
متوسط	3500–4500
متراکم	9000–12,000



شکل ۱۲-۳۹- تغییرات A_x، B_x، A_m و B_m برحسب Z برای خاک‌های دانه‌ای



(الف)



(ب)

شکل ۱۲-۴۰- تغییرات A'_x، B'_x، A'_m و B'_m برحسب Z برای خاک‌های رسی

در هنگام استفاده از روابط ۱۲-۱۰۷ و ۱۲-۱۰۸ باید طول مشخصه‌ی R محاسبه شود. این کمیت را می‌توان از رابطه‌ی ۱۲-۱۰۹ محاسبه نمود، مشروط براینکه ضریب واکنش بستر معلوم باشد. برای ماسه ضریب واکنش بستر از رابطه‌ی ۱۲-۹۶ محاسبه می‌شود که دارای تغییرات خطی در ارتفاع شمع است. لیکن برای خاک رسی، ضریب واکنش بستر تقریباً در ارتفاع شمع ثابت است. وسیک (۱۹۶۱) رابطه‌ی زیر را برای محاسبه k در خاک‌های رسی ارائه نمود:

$$k = 0.65\sqrt[12]{\frac{E_s D^4}{E_p I_p}\frac{E_s}{1-\mu_s^2}} \qquad (۱۱۲-۱۲)$$

که در آن:

E_s = مدول الاستیسیته‌ی خاک

D = قطر یا عرض شمع

μ_s = ضریب پواسون خاک

برای مقاصد عملی رابطه‌ی ۱۲-۱۱۲ را می‌توان بصورت زیر ساده نمود:

$$k \approx \frac{E_s}{1-\mu_s^2} \qquad (۱۱۳-۱۲)$$

دو رابطه ۱۲-۱۱۲ و ۱۲-۱۱۳ مشابه روابط ۱۰-۴۵ و ۱۰-۴۶ برای شالوده‌های سطحی هستند.

تحلیل حدی (بار نهایی) برای شمع‌ها تحت بار جانبی- روش برامز (Broms)

برامز (۱۹۶۵) برای شمع‌ها تحت بار جانبی، راه حل ساده‌ای (الف) برحسب گسیختگی برشی برای شمع‌های کوتاه، (ب) مقاومت خمشی پلاستیک (خمیری) مقطع شمع برای شمع‌های بلند، ارائه نمود.

برای شمع‌های کوتاه ظرفیت نهایی بار جانبی Q_{ug} در خاک ماسه‌ای در شکل ۱۲-۴۱- الف و حل مشابه برای شمع‌های فرورفته در خاک ماسه‌ای در شکل ۱۲-۴۱- ب نشان داده شده است.

برای شکل ۱۲-۴۱- الف داریم:

$$K_p = \text{ضریب فشار مقاوم رانکین} = \tan^2\left(45+\frac{\phi'}{2}\right) \qquad (۱۱۴-۱۲)$$

بطور مشابه برای شکل ۱۲-۴۱- ب داریم:

$$c_u = \text{چسبندگی زهکشی نشده} = \approx \frac{0.75q_u}{FS} = \frac{0.75q_u}{2} = 0.375q_u \qquad (۱۱۵-۱۲)$$

که در آن:

FS = ضریب اطمینان (مساوی ۲)

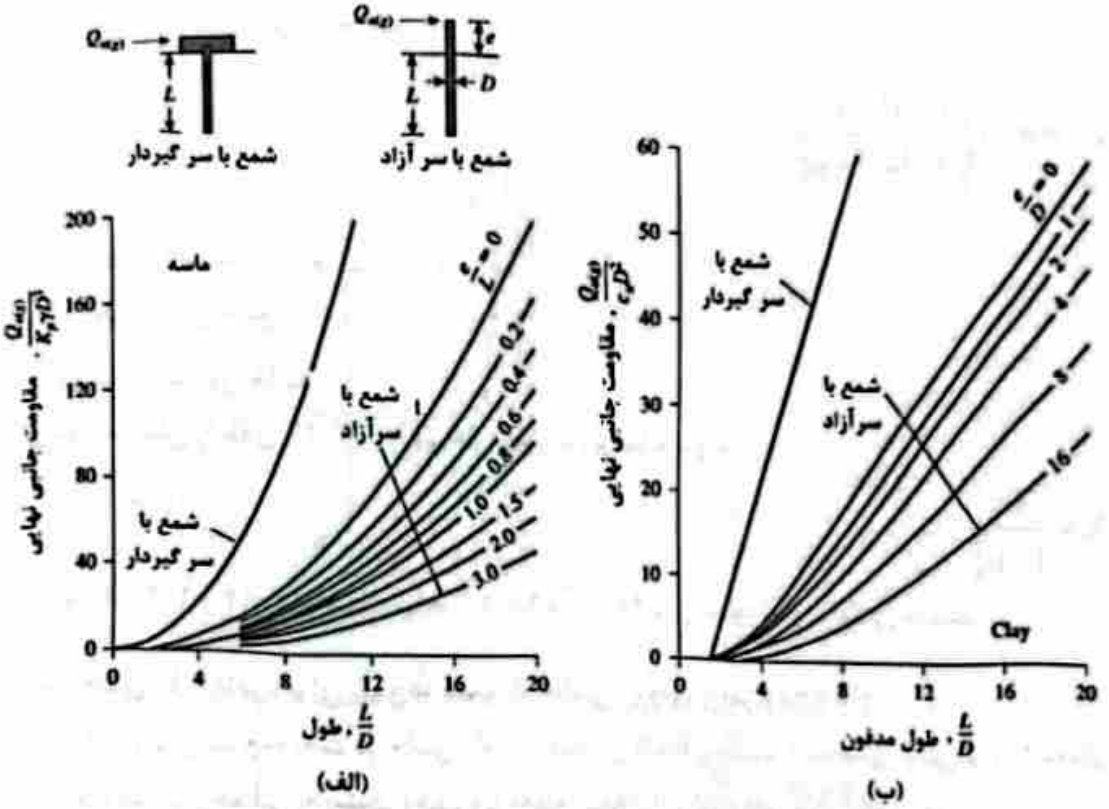
q_u = مقاومت فشاری محدود نشده

شکل ۱۲-۴۲ نتایج تحلیل برامز را برای شمع‌های بلند نشان می‌دهد. مقاومت خمشی تسلیم شمع برابر است با:

$$M_y = SF_Y \qquad (۱۱۶-۱۲)$$

Scanned with CamScanner

که در آن:
S = اساس مقطع شمع
F_y = تنش تسلیم مصالح شمع



شکل ۱۲-۴۱- حل برامز برای مقاومت نهایی جانبی شمع کوتاه (الف) در ماسه، (ب) در رس

برای حل مسئله هر دو حالت (به عبارت دیگر شکل ۱۲-۴۱ و شکل ۱۲-۴۲) باید مورد کنترل قرار گیرد. جابه‌جایی افقی سرشمع x_g (در $z = 0$)، تحت بار بهره‌برداری را می‌توان از شکل ۱۲-۴۳ محاسبه نمود. در شکل ۱۲-۴۳- الف، پارامتر η را می‌توان از رابطه‌ی زیر تعیین کرد:

$$\eta = \sqrt[5]{\frac{n_h}{E_p I_p}} \qquad (۱۱۷-۱۲)$$

تغییرات n_h برای خاک‌های دانه‌ای در جدول ۱۲-۱۶ ارائه شده است. بطور مشابه در شکل ۱۲-۴۳- ب، که برای خاک رس است، پارامتر K مدول افقی خاک است که از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$K = \frac{\text{فشار } (kN/m^2)}{\text{تغییرمکان } (m)} \qquad (۱۱۸-۱۲)$$

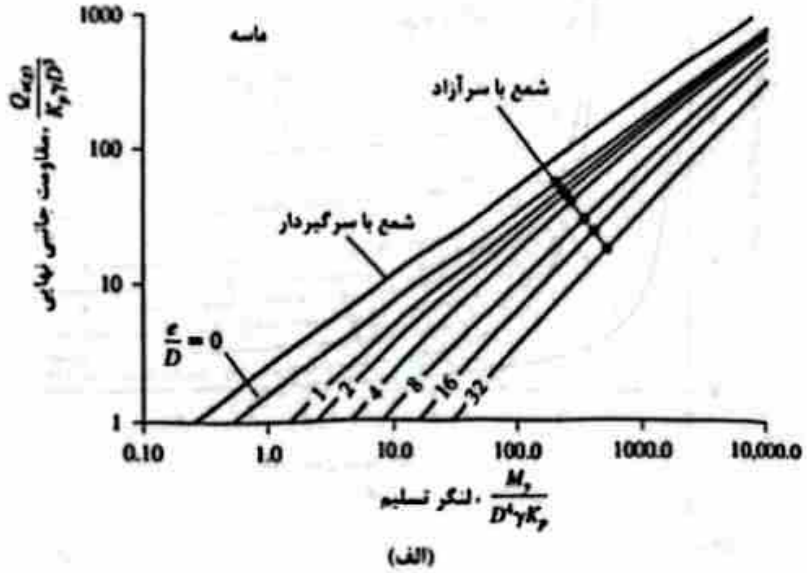
پارامتر β نیز از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{KD}{4E_p I_p}} \qquad (۱۱۹-۱۲)$$

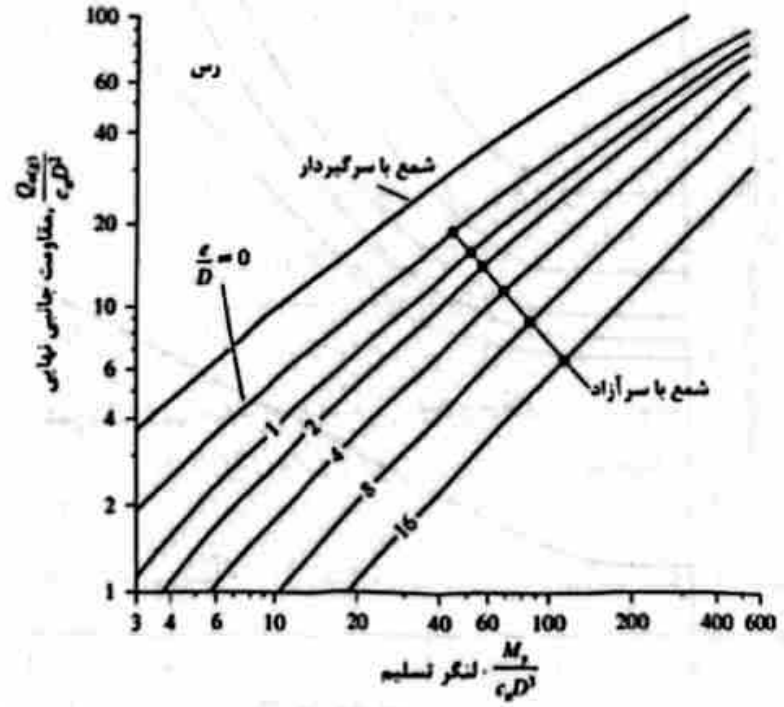
Scanned with CamScanner

توجه شود که در شکل ۱۲-۴۳، Q_g بار بهره‌برداری می‌باشد. مقادیر K برای خاک‌های رسی از جدول زیر قابل تعیین است.

مقاومت فشاری محدود نشده q_u (kN/m²)	K kN/m³
200	10,000-20,000
200-800	20,000-40,000
> 800	> 40,000

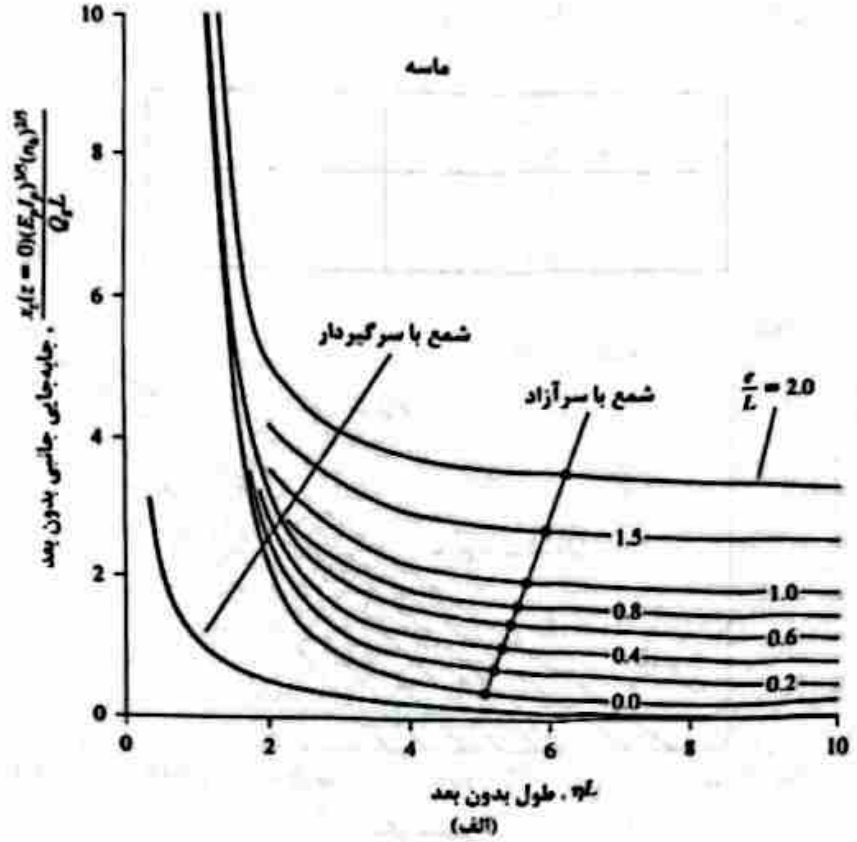


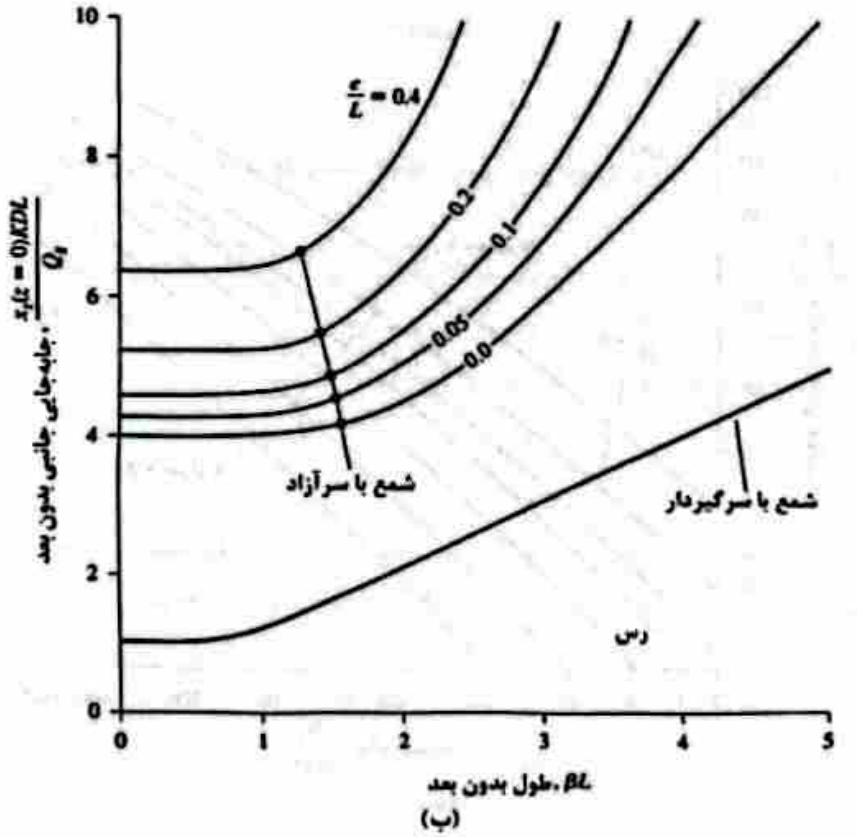
(الف)



(ب)

شکل ۱۲-۴۲- حل برامز برای مقاومت جانبی نهایی شمع بلند (الف) در ماسه، (ب) در رس





شکل ۱۲-۴۳- حل برامز برای محاسبه‌ی جابه‌جایی جانبی سرشمع (الف) در ماسه (ب) در رس

مثال ۱۲-۱۵

شمع با مقطع H (HP250×85) به طول ۲۵ متر در خاک دانه‌ای فرورفته است. فرض کنید $n_h = 12000\ kN/m^3$ می‌باشد. تغییرمکان جانبی مجاز سرشمع ۸ میلیمتر است. مطلوبست محاسبه نیروی مجاز جانبی سرشمع Q_g، مقدار $M_g = 0$ است. از حل الاستیک استفاده کنید.

حل:

از جدول ۱۲-۱- الف، برای شمع HP250×15 داریم:

$$I_p = 123\times10^{-6}\,m^4 \qquad \text{(حول محور قوی)}$$

به علاوه:

$$E_p = 207\times10^{6}\,kN/m^2$$

از رابطه‌ی ۱۲-۱۰۵ داریم:

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_pI_p}{n_h}} = \sqrt[5]{\frac{\left(207\times10^{6}\right)\left(123\times10^{-6}\right)}{12{,}000}} = 1.16\ m$$

$$L/T = 25/1.16 = 21.55 > 5 \Rightarrow \text{شمع بلند است}$$

از رابطه‌ی ۱۲-۱۰۰ با فرض $M_g = 0$ داریم:

$$x_z(z) = A_x\frac{Q_gT^3}{E_pI_p}$$

$$Q_g = \frac{x_z(z)E_pI_p}{A_xT^3}$$

$$\text{جدول ۱۲-۱۵} \Rightarrow z = 0\ ,\ x_z = 8mm = 0.008m\ \text{ و }\ A_x = 2.435$$

$$Q_g = \frac{(0.008)\left(207\times10^{6}\right)\left(123\times10^{-6}\right)}{(2.435)\left(1.16^3\right)} = 53.59\,kN$$

مقدار Q_g فوق برپایه محدود کردن جابه‌جایی جانبی به مقدار ۸ میلیمتر حاصل شد. اکنون Q_g را برمبنای ظرفیت خمشی شمع محاسبه می‌نماییم. برای $M_g = 0$ از رابطه‌ی ۱۲-۱۰۲ داریم:

$$M_z(z) = A_mQ_gT$$

با توجه به جدول ۱۲-۱۵، حداکثر A_m برای اعماق مختلف ۰/۷۷۲ است. بنابراین حداکثر لنگر خمشی در شمع برابر خواهد شد با:

$$M_{z(max)} = F_ys = F_y\frac{I_p}{\frac{d_1}{2}}$$

Scanned with CamScanner

$$F_Y = 248\,N/mm^2 = 248{,}000\,kN/m^2$$

$d_1 = 0.254m$ (ارتفاع مقطع شمع)

$$S = \frac{I_p}{\left(\frac{d_1}{2}\right)} = \frac{123\times10^{-6}}{\left(\frac{0.254}{2}\right)} = 968.5\times10^{-6}\,m^3$$

حال:

$$Q_g = \frac{M_{z(max)}}{A_m T} = \frac{\left(968.5\times10^{-6}\right)(248{,}000)}{(0.772)(1.16)} = 268.2\,kN$$

$$Q_g = 268.2\,kN > 53.59\,kN \Rightarrow Q_g = 53.59\,kN$$

پس تغییرشکل جانبی ۸ میلیمتر کنترل کننده است.

مثال ۱۲-۱۶

مثال ۱۲-۱۵ را با روش برامز حل کنید. فرض کنید که شمع انعطاف‌پذیر است و سر آن آزاد می‌باشد. تنش تسلیم شمع $F_y = 248\ N/mm^2$ و وزن مخصوص خاک $\gamma = 18\ kN/m^3$ و زاویه اصطکاک خاک $\phi' = 35°$ است.

حل:

ابتدا از رابطه‌ی ۱۲-۱۱۶ تسلیم خمشی کنترل می‌شود.

$$M_y = SF_y$$

از جدول ۱۲-۱- الف:

$$S = \frac{I_p}{\frac{d_1}{2}} = \frac{123\times10^{-6}}{\frac{0.254}{2}}$$

همچنین:

$$M_y = \left[\frac{123\times10^{-6}}{\frac{0.254}{2}}\right]\left(248\times10^3\right) = 240.2\ kN.m$$

و

$$\frac{M_y}{D^4\gamma K_p} = \frac{M_y}{D^4\gamma\tan^2\left(45+\frac{\phi'}{2}\right)} = \frac{240.2}{(0.254)^4(18)\tan^2\left(45+\frac{35}{2}\right)} = 868.8$$

Scanned with CamScanner

با استفاده از شکل ۱۲-۴۲-الف، برای $M_y/D^4\gamma K_p = 868.8$ مقدار $Q_{u(g)}/K_pD^3\gamma$ برای شمع با سر آزاد با $e/D = 0$ مساوی ۱۴۰ به دست می‌آید.

$$Q_{u(g)} = 140K_pD^3\gamma = 140\tan^2\left(45+\frac{35}{2}\right)(0.254)^3(18) = 152.4\ \text{kN}$$

حال از رابطه‌ی ۱۲-۱۱۷، تغییرشکل جانبی شمع کنترل می‌شود:

$$\eta = \sqrt[5]{\frac{n_h}{E_pI_p}} = \sqrt[5]{\frac{12{,}000}{\left(207\times10^6\right)\left(123\times10^{-6}\right)}} = 0.86\,\text{m}^{-1}$$

$$\eta L = (0.86)(25) = 21.5$$

از اشکال ۱۲-۴۳- الف برای $e/L = 0$ ، $\eta L = 21.5$ (شمع با سرآزاد و $e/D = 0$) داریم:

$$\frac{x_o\left(E_pI_p\right)^{3/5}\left(n_h\right)^{2/5}}{Q_gL} \approx 0.15 \qquad \text{(توسط درون‌یابی)}$$

و

$$Q_g = \frac{x_o\left(E_pI_p\right)^{3/5}\left(n_h\right)^{2/5}}{0.15L}$$

$$= \frac{(0.008)\left[\left(207\times10^6\right)\left(123\times10^{-6}\right)\right]^{3/5}(12{,}000)^{2/5}}{(0.15)(25)} = 40.2\,\text{kN}$$

$$\Rightarrow Q_g = 40.20\,\text{kN}\,(<152.4\,\text{kN})$$

تغییرشکل جانبی کنترل کننده است.

مثال ۱۲-۱۷

قرض کنید شمع مثال ۱۲-۱۵ به طول ۲۵ متر در سر گیردار است و در خاک رس کوبیده شده است. داریم: $K = 5000\ \text{kN/m}^3$ و $c_u = 100\ \text{kN/m}^2$ تغییرشکل جانبی مجاز سرشمع ۱۰ میلیمتر می‌باشد. با فرض $M_g = 0$، مطلوبست تعیین Q_g مجاز. از روش برامز استفاده کنید.

حل:

از مثال ۱۲-۱۶، $M_y = 240.2\ \text{kN.m}$ است.

$$\frac{M_y}{c_uD^3} = \frac{240.2}{(100)(0.254)^3} = 146.6$$

برای شمع گیردار از شکل ۱۲-۴۲-ب داریم:

Scanned with CamScanner

$$\frac{Q_{u(g)}}{c_u D^2} \approx 65$$

یا

$$Q_{u(g)} \approx (65)(100)(0.254)^2 = 419.3\,kN$$

کنترل تغییرشکل جانبی سرشمع

از رابطه‌ی ۱۲-۱۱۹ داریم:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{KD}{4E_p I_p}} = \sqrt[4]{\frac{(5000)(0.254)}{(4)(207\times10^6)(123\times10^{-6})}} = 0.334$$

$$\beta L = (0.334)(25) = 8.35$$

از شکل ۱۲-۴۳-ب با $\beta L = 8.35$ با برون‌یابی داریم:

$$\frac{x_z(z=0)KDL}{Q_g} \approx 8$$

$$Q_g = \frac{x_z(z=0)KDL}{8} = \frac{\left(\frac{10}{1000}\right)(5000)(0.254)(25)}{8} = 39.7\,kN$$

در نتیجه:

$$Q_g = 39.7\,kN (< 419.3\,kN)$$

۱۲-۲۰- روابط کوبیدن شمع

وقتی که شمع به زمین کوبیده می‌شود، مقدار نفوذ نوک شمع به زمین به ازای هر ضربه، نرخ کوبش نامیده شده و با حرف S نمایش داده می‌شود. اگر وزن چکش W_R باشد که از ارتفاع h سقوط می‌کند و E راندمان باشد، کار انجام شده مساوی EW_Rh می‌شود. اگر ظرفیت نهایی شمع Q_u باشد، کار انجام شده توسط شمع Q_uS می‌شود. از تساوی انرژی چکش و شمع نتیجه می‌شود:

$$Q_uS = EW_Rh \qquad (۱۲۰-۱۲)$$

رابطه‌ی فوق رابطه‌ی منطقی ظرفیت باربری شمع با استفاده از نتایج کوبش می‌باشد. جمله W_Rh با حرف H_E نمایش داده شده و با نام انرژی اسمی چکش، از آن برای طبقه‌بندی چکش‌ها استفاده می‌گردد.

با منظور کردن رابطه‌ی پایه ۱۲-۱۲۰، روابط مختلفی تحت عنوان روابط کوبش شمع‌ها ارائه شده است که با استفاده از ضرایب اطمینان مختلف، ظرفیت باربری مجاز شمع را نتیجه می‌دهند. با داشتن رابطه‌ی مناسب، با اندازه‌گیری نرخ کوبش در حین عملیات کوبش (بخصوص در ضربات انتهایی) می‌توان بطور سریع ظرفیت باربری نهایی شمع را تعیین نمود.

روابط کوبش از سال ۱۹۰۰ پایه‌گذاری شدند که در آن موقع شمع اغلب چوبی با قطر ۳۰۰ میلیمتر و چکش‌ها از نوع سقوطی بودند و چکش‌های دوطرفه یا دیزل را شامل نمی‌شدند.

Scanned with CamScanner

از قدیمی‌ترین روابط، رابطه‌ی EN [1] برای شمع‌های چوبی با چکش‌های سقوطی بود که بصورت زیر ارائه گردید.

$$Q_u = \frac{W_R h}{S + C} \qquad (۱۲۱-۱۲)$$

که در آن:

W_R = وزن چکش (ram)

h = ارتفاع سقوط چکش

S = نرخ کوبش شمع (میزان نفوذ به علت یک ضربه)

C = ثابت

نرخ کوبش S معمولاً متوسط مقادیر اندازه‌گیری شده در ضربات انتهایی است. مقدار ثابت C مساوی مقادیر زیر منظور می‌شود.

برای چکش‌های سقوطی

C = 25.4 mm (S و h برحسب mm هستند)

برای چکش‌های بخار

C = 2.54 mm (S و h برحسب mm هستند)

ضریب اطمینان توصیه شده برای رابطه‌ی فوق ۶ می‌باشد. برای چکش‌های یک‌طرفه و دوطرفه‌ی بخار یا دیزل و یا هیدرولیک جمله‌ی $W_R h$ با EH_E جایگزین می‌شود که E بازده چکش و H_E انرژی چکش می‌باشد. بنابراین:

$$Q_u = \frac{EH_E}{S + C} \qquad (۱۲۲-۱۲)$$

رابطه‌ی EN طی سال‌های متمادی مورد تجدیدنظر قرار می‌گیرد که در جدول ۱۲-۱۷ چند تجدیدنظر آن ارائه شده است. در روابط ارائه شده، n ضریب بازگشت [2] می‌باشد که نشانه‌ای از تنومندی چکش است و مقدار آن بین ۰ تا ۱ منظور می‌شود. این ضریب نسبت سرعت نسبی بین شمع و چکش بعد و قبل از ضربه است.

حداکثر تنش ایجاد شده در شمع حین کوبش را می‌توان از روابط ارائه شده در جدول ۱۲-۱۷ تعیین نمود. برای نشان دادن روش کار از رابطه‌ی EN اصلاح شده داریم:

$$Q_u = \frac{EW_R h}{S + C} \frac{W_R + n^2 W_p}{W_R + W_p}$$

---

1 - Engineering news
2 - Coefficient of restitution

Scanned with CamScanner

جدول ۱۲-۱۷- روابط کوبش شمع

نام رابطه	رابطه
رابطه‌ی EN اصلاح شده	$Q_a = \frac{EW_R h}{S + C} \frac{W_R + n^2 W_P}{W_R + W_P}$ که در آن: E = efficiency of hammer C = 2.54 mm if the units of S and h are in mm W_P = weight of the pile n = coefficient of restitution between the ram and the pile cap Typical values for E Single- and double-acting hammers 0.7–0.85 Diesel hammers 0.8–0.9 Drop hammers 0.7–0.9 Typical values for n Cast-iron hammer and concrete piles (without cap) 0.4–0.5 Wood cushion on steel piles 0.3–0.4 Wooden piles 0.25–0.3
رابطه هلندی (۱۹۶۷)	$Q_a = \frac{EH_E}{S + \sqrt{\frac{EH_E L}{2A_P E_P}}}$ where E = efficiency of hammer H_E = rated hammer energy E_P = modulus of elasticity of the pile material L = length of the pile A_P = cross-sectional area of the pile
رابطه جانبو (۱۹۵۳)	$Q_a = \frac{EH_E}{K'_u S}$ where $K'_u = C_d\left(1 + \sqrt{1 + \frac{\lambda'}{C_d}}\right)$ $C_d = 0.75 + 0.14\left(\frac{W_P}{W_R}\right)$ $\lambda' = \left(\frac{EH_E L}{A_P E_P S^2}\right)$
رابطه هایلی	مثل رابطه‌ی EN با اصلاح ضریب C بصورت زیر: $C = (C_1 + C_2 + C_3)/2$; C_1 = Temporary elastic compression of the pile cushion, head and cap (≈ 1–5 mm); C_2 = Temporary elastic compression of the pile length [≈(0.2–1.0) × 10^{-3} L]; C_3 = Temporary elastic compression in the soil surrounding the pile and that lies beneath the tip, known as *quake* (≈1–6 mm).

جدول ۱۲-۱۷- ادامه

نام رابطه	رابطه	ضریب اطمینان
Eytelwein (Dutch)	$R_u = \frac{e_h E_h}{s\left(1+\frac{P}{W}\right)}$ (drop hammers)	6
	$R_u = \frac{e_h E_h}{s+0.1\frac{W}{P}}$ (steam hammers)	
Weisbach	$R_u = -\frac{AE}{L} + \sqrt{\frac{2e_h E_h AE}{L} + \left(\frac{AE}{L}\right)^2}$	
Redtenbacher	$R_u = \frac{AE}{L}\left[-1 + \sqrt{1^2 + e_h E_h \frac{W}{PW} \cdot \frac{2L}{AE}}\right]$	3
Engineering News-Record (ENR)	$R_u = \frac{e_h E_h}{s+2}$	6
Navy-McKay	$R_u = \frac{e_h E_h}{s\left(1+0.3\frac{P}{W}\right)}$	
Gates	$R_u = 27\sqrt{e_h E_h}\,(1-\log s)$ $e_h = 0.75$ for drop hammers $e_h = 0.85$ for all other hammers R_u (kips), s (in), E_h (ft-kips)	3
Ranking	$R_u = \frac{2AEs}{L}\left[\sqrt{1+\frac{e_h E_h L}{s^2 EA}}-1\right]$	
Hiley	$R_u = \frac{e_h E_h}{s+\frac{1}{2}(C_1+C_2+C_3)} \cdot \frac{W+n^2 P}{W+P}$	3
Janbu	$R_u = \frac{e_h E_h}{C_d s}$ $\quad C_d = \lambda\left[1+\sqrt{1+\frac{1}{\lambda}}\right]$ $C_d = 0.75 + 0.15\frac{W}{P}$ $\lambda = \frac{e_h E_h L}{AEs^2}$	3-6
Pacific Coast Uniform Building Code (PCUBC)	$R_u = \frac{e_h E_h + \frac{W^2 + nP}{W+P}}{s+\frac{CL}{AE}}$ $\quad C = 0.25$ for steel piles $= 0.10$ for all other piles	6
Gow	$R_u = \frac{e_h E_h}{s+2\cdot\frac{W}{P}}$	
Danish	$R_u = \frac{e_h E_h}{s+\sqrt{\frac{e_h E_h L}{2AE}}}$	3-6
Hobe	$R_u = \frac{e_h E_h}{s+C} \cdot \frac{W}{W+\frac{P}{2}} \cdot \eta$	2
Modified ENR*	$\frac{e_h E_h}{s+2} \cdot \frac{W+n^2 P}{W+P}$	6
Canadian National Building Code	$R_u = \frac{e_h E_h \cdot \frac{W+n^2(0.9P)}{W+P}}{s+\frac{1}{2}\left(\frac{1}{2}+0.0001\right)}$	3

A = cross-sectional area of pile.
A' = cross-sectional area of cushion block.
B = static supplement factor in Hobe's formula
C = temporary compression loss in the cap, pile, and soil;
C_1, C_2, C_3 = coefficients for Hiley equation.
eh = efficiency of striking hammer (<1.0).
E = Young's modulus of elasticity of pile.
E' = Young's modulus of elasticity of the cushion block.
E_h = manufacturer's hammer energy rating.
F = factor of safety.
h = height of free fall of hammer.
k = a coefficient to account for elastic compression
L = length of pile
L' = axial length of cushion block.
n = coefficient of restitution.
R_u = ultimate bearing capacity of pile in soil.
R_a = safe bearing capacity of pile.
s = pile penetration for last blow, also called "set"
w = weight of pile.
W = weight of hammer.
λ = 0.1 for steam hammers; 1.0 for drop hammers.

در این رابطه، S نرخ متوسط نفوذ شمع به ازای هر ضربه می‌باشد که از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید.

$$S=\frac{25.4}{N} \qquad (۱۲۳-۱۲)$$

که در آن:

S= نرخ متوسط نفوذ برحسب میلیمتر

N= تعداد ضربات برای نفوذ ۲۵/۴ میلیمتر (یک اینچ)

بنابراین:

$$Q_u=\frac{EW_R h}{(25.4/N)+0.1}\frac{W_R+n^2W_p}{W_R+W_p} \qquad (۱۲۴-۱۲)$$

با فرض معلوم بودن سایر پارامترها، به ازای مقادیر مختلف N مقدار Q_u محاسبه شده و با تقسیم آن بر A_p، تنش Q_u/A_p برحسب مقادیر مختلف N مشخص می‌شود. برای نشان دادن روش کار، مثالی ارائه می‌شود. فرض کنید شمع پیش‌تنیده‌ی بتنی به طول ۲۴/۴ متر با شمعکوب کوبیده می‌شود. ابعاد شمع ۲۵۴ میلیمتر است. از جدول ۱۲-۳-ب برای این شمع داریم:

$$A_p=645\times10^{-4}\,m^2$$

وزن شمع برابر است با:

$$A_pL\gamma_c=\left(645\times10^{-4}\,m^2\right)(24.4\,m)\left(23.58\,kN/m^3\right)=37.1\,kN$$

اگر وزن کلاهک شمع ۲/۹۸ کیلونیوتن باشد، می‌توان نوشت:

$$W_p=37.1+2.98=40.08\,kN$$

برای مشخصات شمعکوب داریم:

انرژی = $26.03\,kN.m=H_E=W_Rh$

وزن چکش (ram) = $22.24\,kN$

$E=0.85$ و $n=0.35$

با قراردادن دررابطه ۱۲-۱۲۴ حاصل می‌شود.

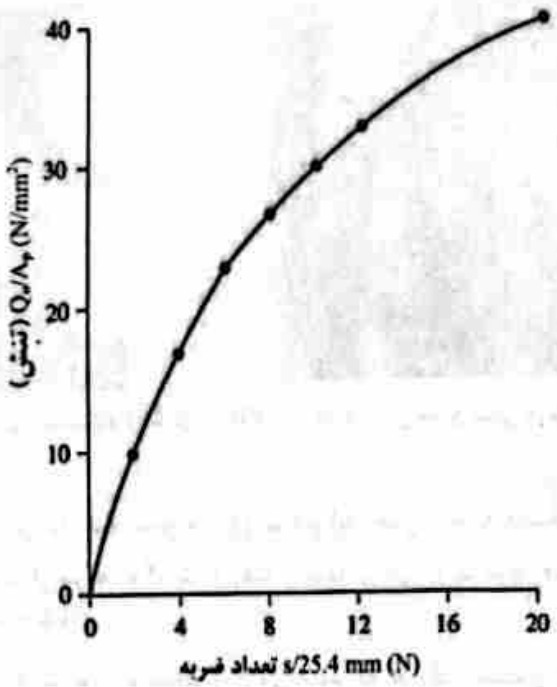
$$Q_u=\left[\frac{(0.85)(26.03\times1000)}{\frac{25.4}{N}+2.54}\right]\left[\frac{22.24+(0.35)^2(40.08)}{22.24+40.08}\right]=\frac{9639.08}{\frac{25.4}{N}+2.54}\,kN$$

از رابطه‌ی فوق جدول زیر قابل تنظیم است:

N	Q_u (kN)	A_p (m^2)	Q_u/A_p (N/mm^2)
0	0	645×10^{-4}	0
2	632	645×10^{-4}	9.79
4	1084	645×10^{-4}	16.8
6	1423	645×10^{-4}	22.06
8	1687	645×10^{-4}	26.16
10	1868	645×10^{-4}	29.43
12	2070	645×10^{-4}	32.12
20	2530	645×10^{-4}	39.22

N = تعداد ضربه برای نفوذ یک اینچ (۲۵/۴ میلیمتر)

Scanned with CamScanner



شکل ۱۲-۴۴- نمودار تنش شمع در مقابل تعداد ضربه برای نفوذ یک اینچ (۲۵/۴ میلیمتر)

اطلاعات حاصل از جدول، مطابق شکل ۱۲-۴۴ روی نمودار ارائه می‌شود. این نمودار نشان دهنده‌ی تنش ایجاد شده در شمع برای نفوذ یک اینچ (25.4 mm) می‌باشد. مقادیر مجاز تنش شمع در حین کوبش به قرار زیر است:

شمع چوبی : $0.7\ f_u$

شمع بتنی : $0.6 f'_c$

شمع فولادی : $0.85\ f_y$

شمع‌های چوبی با انرژی کمتر از ۶۰ کیلونیوتن متر کوبیده می‌شوند و این شمع‌ها مقاومت ۴ تا ۵ ضربه برای نفوذ یک اینچ دارند. مقاومت کوبشی شمع‌های بتنی حدود ۶ تا ۸ ضربه برای نفوذ یک اینچ و شمع‌های فولادی حدود ۱۲ تا ۱۴ ضربه برای هر اینچ می‌باشد.

آزمایش PDA[1]

امروزه استفاده از آزمایش PDA در شمع‌کوبی بسیار متداول شده است. این آزمایش جایگزینی برای روابط کوبیدن هستند و به کمک آنها می‌توان ظرفیت باربری شمع را حین کوبش تعیین نمود. شکل ۱۲-۴۵ دستگاه آزمایش PDA را نشان می‌دهد.

1 - Pile driving analyzer

Scanned with CamScanner




شکل ۱۲-۴۵- (الف) دستگاه آزمایش PDA (ب) ابزاربندی شمع بتنی مربع برای آزمایش PDA

برای آزمایش، حس‌گرهایی به بدنه شمع متصل شده و این حس‌گرها به دستگاه PDA وصل می‌شوند. با شروع کوبش، امواج ضربه از سر به نوک شمع رفته و منعکس می‌شوند. موج رفت و برگشت توسط دستگاه ضبط می‌شود.

حس‌گرها شامل کرنش‌سنج و شتاب‌سنج می‌باشند که به یک کامپیوتر قابل حمل وصل هستند. با ثبت موج ضربه توسط دو حس‌گر فوق و انجام تحلیل توسط نرم‌افزار CAPWAP[1]، ظرفیت باربری و هم‌چنین سلامت شمع اندازه‌گیری می‌شود. در گذشته اگر ۱ درصد شمع‌های پروژه توسط بارگذاری استاتیکی انجام می‌شد، امروزه قادریم ۵ تا ۱۰ درصد شمع‌ها را آزمایش PDA نماییم.

مثال ۱۲-۱۸

شمع پیش‌ساخته‌ی بتنی به مقطع ۳۰۵×۳۰۵ میلیمتر توسط چکشی با مشخصات زیر کوبیده می‌شود.

انرژی چکش = 40.67 kN.m

بازده چکش = 0.8

وزن چکش (رم) = 33.36 kN

طول شمع = 24.39 m

ضریب بازگشت = 0.4

وزن کلاهک شمع = 2.45 kN

$E_p = 20.7 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$

تعداد ضربات برای نشست یک اینچ (۲۵/۴ میلیمتر) = 8

مطلوبست تعیین ظرفیت باربری:

(الف) رابطه‌ی EN اصلاح شده (FS = 6)

(ب) رابطه‌ی دانمارکی (FS = 4)

1 - Case pile wave analysis program

Scanned with CamScanner

حل:

قسمت الف:

$$Q_u = \frac{EW_R h}{S+C}\frac{W_R + n^2 W_p}{W_R + W_p}$$

وزن شمع و سرشمع $= (0.305\times 0.305\times 24.39)\left(23.58\,kN/m^3\right) + 2.45 = 55.95\,kN$

داریم:

$$W_R h = 40.67\ kN.m$$

$$Q_u = \frac{(0.8)(40.67\times 1000)}{\frac{25.4}{8}+2.54}\times\frac{33.36+(0.4)^2(55.95)}{33.36+55.95} = 2697\,kN$$

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{2697}{6} \approx 449.5\ kN$$

قسمت ب:

$$Q_u = \frac{EH_E}{S+\sqrt{\frac{EH_E L}{2A_p E_p}}}$$

$$E_p = 2.7\times 10^6\ kN/m^2$$

$$\sqrt{\frac{EH_E L}{2A_p E_p}} = \sqrt{\frac{(0.8)(40.67)(24.39)}{2(0.305\times 0.305)\left(20.7\times 10^6\ kN/m^2\right)}} = 0.01435m = 14.35mm$$

$$Q_u = \frac{(0.8)(40.67)}{\frac{25.4}{8\times 1000}+0.01435} \approx 1857\,kN$$

$$Q_{all} = \frac{1857}{4} \approx 464\,kN$$

۱۲-۲۱- ظرفیت شمع برای شمع‌های کوبیده شده با ارتعاش

اصول شمع‌کوب‌های ارتعاشی (شکل ۱۲-۱۰- ث) در بخش۱۲-۶ بطور خلاصه ارائه شد. همانطور که بیان شد، شمعکوب ارتعاشی از دو جرم برون‌محور که در خلاف هم دوران می‌کنند، تشکیل یافته است. دامنه‌ی نیروی رانش سانتریفوژ (به سمت مرکز) که توسط چکش ارتعاشی تولید می‌شود، از رابطه‌ی زیر حاصل می‌شود:

$$F_c = me\omega^2 \qquad (۱۲۵-۱۲)$$

که در آن:

m = کل جرم برون محور دوار

e = فاصله‌یی مرکز هر جرم دوار و مرکز دوران

ω = فرکانس دایروی جرم دوار

چکش‌های ارتعاشی معمولاً دارای وزنه‌ای جدا از ناحیه دوار هستند که به آن وزنه بیاس گفته می‌شود و به کمک فنر از ناحیه‌ی ارتعاشی جدا شده و مقدار آن بین ۴ تا ۴۰ کیلونیوتن است و وظیفه‌ی آن افزایش کارایی دستگاه برای رانش شمع در توده‌ی خاکی است.

استفاده از شمع‌کوب‌های ارتعاشی از دهه‌ی ۱۹۳۰ آغاز شد و مزیت آن نسبت به شمعکوب‌های ضربه‌ای، صدای کمتر و صدمه‌ی کمتر به شمع است. ولی از آنجایی‌که در صورت استفاده از شمع‌کوب‌های ارتعاشی روابطی برای ظرفیت باربری نبود، استفاده از آنها خیلی رونق پیدا نکرد.

دیویسون (۱۹۷۰) رابطه‌ای برای ظرفیت نهایی شمع‌کوب‌های ارتعاشی در خاک‌های ماسه‌ای ارائه داد.

$$Q_u\,(\text{kN}) = \frac{0.746\left(H_p\right) + 98\left(\upsilon_p\ \text{m/s}\right)}{\left(\upsilon_p\ \text{m/s}\right) + \left(S_L\ \text{m/cycle}\right)\left(f\ \text{Hz}\right)} \qquad (۱۲۶\text{-}۱۲)$$

که در آن:

H_p = توان القایی به شمع برحسب اسب بخار

υ_p = نرخ نفوذ نهایی

S_L = ضریب اتلاف

f = فرکانس برحسب هرتز

باول (۱۹۹۶) میزان ضریب اتلاف S_L را به شرح زیر پیشنهاد نمود.

شمع‌های لوله‌ای با نوک بسته

- ماسه‌ی شل 0.244×10^{-3} m/cycle
- ماسه‌ی متوسط 0.762×10^{-3} m/cycle
- ماسه‌ی متراکم 2.438×10^{-3} m/cycle

شمع‌های H

- ماسه‌ی شل -0.213×10^{-3} m/cycle
- ماسه‌ی متوسط 0.762×10^{-3} m/cycle
- ماسه‌ی متراکم 2.134×10^{-3} m/cycle

در سال ۲۰۰۰، فنگ و دشامپ رابطه‌ی زیر را برای ظرفیت نهایی شمع‌های کوبیده شده با شمعکوب ارتعاشی ارائه نمودند:

$$Q_u = \frac{3.6\left(F_c + 11W_B\right)}{1 + 1.8\times10^{10}\,\frac{\upsilon_p}{c}\sqrt{OCR}}\,\frac{L_E}{L} \qquad (۱۲۷\text{-}۱۲)$$

Scanned with CamScanner

که در آن:

F_c = نیروی گریز از مرکز

W_B = وزن بیاس

υ_p = نرخ نفوذ نهایی شمع

c = سرعت نور $\left[1.8\times10^{10}\ \text{m/min}\right]$

OCR = نسبت پیش‌تحکیمی

L_E = طول فرورفته‌ی شمع

L = طول شمع

مثال ۱۲-۱۹

شمع فولادی به طول ۲۰ متر را در نظر بگیرید که توسط چکش ارتعاشی در ماسه‌ی متوسط کوبیده می‌شود. داریم:

$$H_p = 350\,\text{hp}\ ,\ \upsilon_p = 0.0016\,\text{m/s}$$
$$f = 115\,\text{Hz}$$

مطلوبست محاسبه‌ی ظرفیت نهایی Q_u شمع.

حل:

از رابطه‌ی ۱۲-۱۲۶ داریم:

$$Q = \frac{0.746H_p + 98\upsilon_p}{\upsilon_p + S_L f}$$

برای شمع H در ماسه‌ی متوسط $S_L \approx 0.762\times10^{-3}\ \text{m/cycle}$

$$Q_u = \frac{(0.764)(350)+(98)(0.0016)}{0.0016+\left(0.762\times10^{-3}\right)(115)} = 2928\ \text{kN}$$

۱۲-۲۲- تحلیل رابطه‌ی موج

روابط کوبیدن ارائه شده در بخش قبل از قابلیت اطمینان بالایی برخوردار نیستند و در محدوده‌ی خاصی از طول و نوع شمع قابل استفاده‌اند. از این نظر برپایه نظریه انتشار موج تنش در هنگام کوبش شمع که مشابه انتشار موج تنش در میله‌ی نازک است، روش‌های دقیقتری که به تحلیل دینامیکی شمع معروف هستند، برای تعیین ظرفیت باربری ارائه شده است. طبق نظریه انتشار موجب تنش داریم:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \upsilon_c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \qquad (۱۲۸-۱۲)^{\bullet}$$

• - برای دیدن اثبات رابطه به کتاب‌های دینامیک خاک مراجعه شود.

Scanned with CamScanner

که در آن:

u = جابه‌جایی قائم شمع در عمق z از سطح زمین

t = زمان

υ_c = سرعت انتشار موج تنش طولی

ρ = جرم مخصوص مصالح شمع

E_p = مدول الاستیسیته‌ی مصالح شمع

اسمیت (۱۹۶۰) با استفاده از روش‌های عددی و کامپیوتری، روشی برای حل رابطه‌ی دیفرانسیل فوق برای تعیین کمیت‌های زیر ارائه نمود:

- ظرفیت شمع
- سازگاری تجهیزات
- تنش‌های ایجاد شده در شمع حین کوبش

در شکل ۱۲-۴۶ مدل عددی اسمیت نشان داده شده است. در مدل عددی، شمع به قطعات متعدد به طول ۱/۵ تا ۳ متر تقسیم می‌شود. در شکل ۱۲-۴۶ طول شمع به ۱۰ قسمت تقسیم شده است. وزن این قطعات با W_3 تا W_{12} نشان داده شده است. وزن چکش (رم) با W_1 و وزن کلاهک شمع نیز با W_2 نشان داده شده است. رفتار الاستیک شمع نیز با فنرهای K_2 تا K_{11} مدل شده است. اصطکاک جانبی نیز با R_3 تا R_{11} و مقاومت نوک با R_{12} به نمایش درآمده است. فصل مشترک خاک -شمع با یکسری فنر- میراگر در سطوح جانبی و نوک مدل شده است. مطابق شکل ۱۲-۴۷-الف مدل فنرها بصورت الاستیک تا نقطه‌ی A و سپس خمیری افقی تا B و سپس برگشت خطی تا C است. در نقطه‌ی A مقاومت نهایی R_u و تغییرمکان q (که quake نامیده می‌شود) می‌باشد. رفتار میراگرها مطابق شکل ۱۲-۴۷-ب برحسب سرعت بصورت خطی است و ضریب میرایی با J نمایش داده می‌شود. مقدار R_u و q تابعی از نوع خاک است که اسمیت مقدار ۲/۵ میلیمتر را برای q فرض کرد.

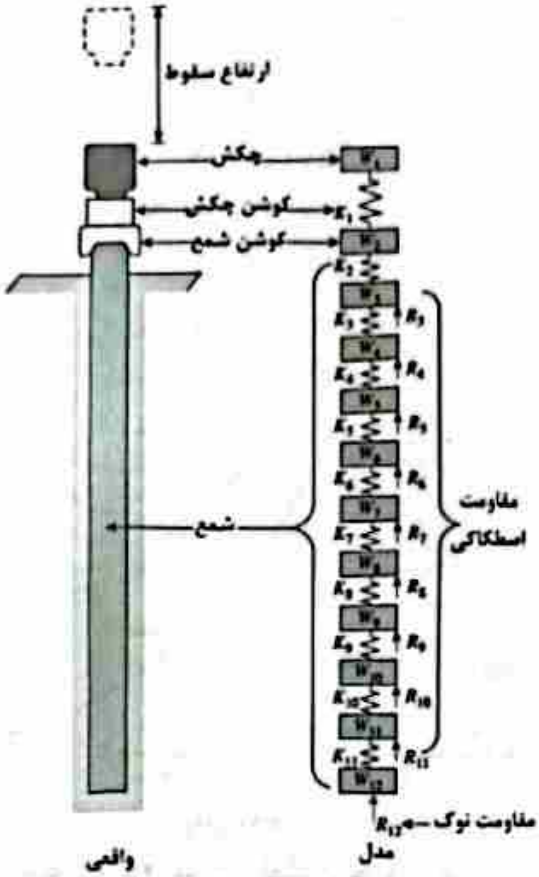
با اعمال انرژی چکش بر چکش (رم) در بالای کلاهک، شبیه‌سازی مدل آغاز می‌شود. موج فشاری تولید شده در بالای شمع به سمت نوک شمع حرکت کرده و در آنجا بعد از انعکاس بصورت موج فشاری به سمت بالا حرکت می‌نماید. در صورتیکه دو موج فشاری در سمت مخالف از یکدیگر عبور نمایند ممکن است کشش بوجود آید. این حالت در وضعیتی رخ می‌دهد که بدنه‌ی شمع در حال عبور از لایه‌ی سخت باشد، لیکن نوک شمع روی لایه‌ی نرم مستقر باشد. با استهلاک موج تنش، شمع به مقداری درون زمین پایین می‌رود که به آن یکدست[1] می‌گویند. اسمیت (۱۹۶۰) مثالی از نمودار جابه‌جایی در مقابل زمان تهیه کرد که در شکل ۱۲-۴۸ نشان داده شده است. برای این مثال با توجه به شکل ۱۲-۴۶ پارامترهای زیر مورد استفاده قرار گرفته است.

- شمع فولادی H به طول ۳۰ متر
- طول هر قطعه از شمع ۳ متر
- در نوک شمع $q = 2.5m$ و $R_u = 889.6\ kN$
- سرعت ضربه‌ی چکش مساوی ۳/۷۸ متر بر ثانیه

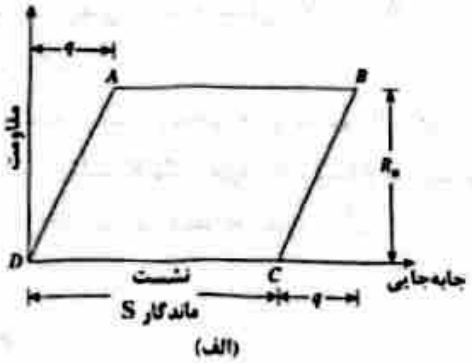
---

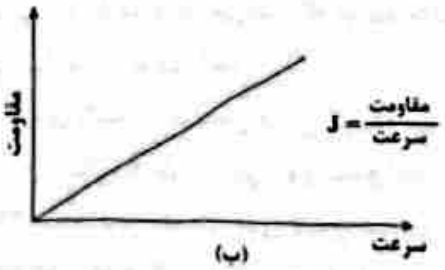
1 - Set

Scanned with CamScanner

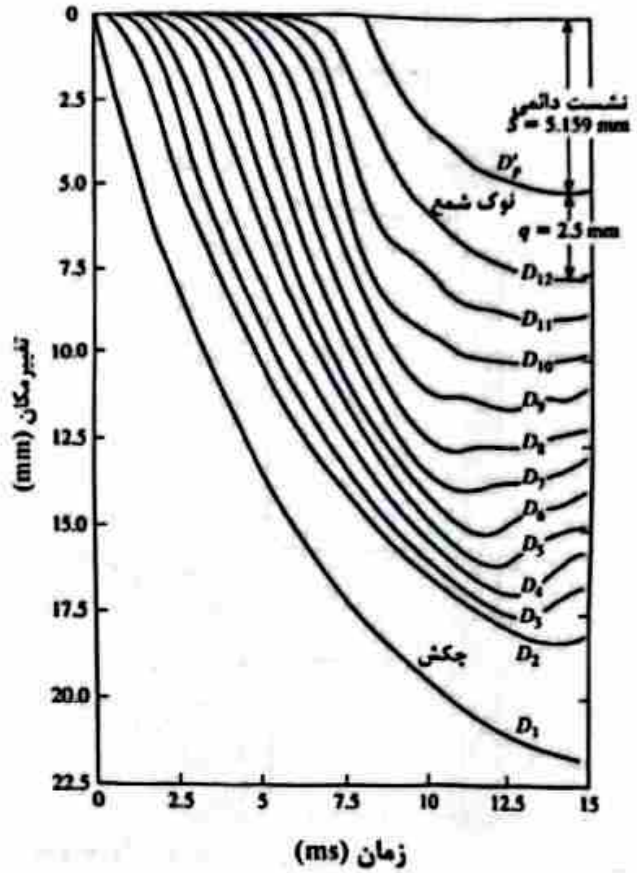


شکل ۱۲-۴۶- مدل رابطه‌ی موج برای شمع کوبشی (اسمیت ۱۹۶۰)





شکل ۱۲-۴۷- مدل فصل مشترک خاک- شمع
(الف) فنر دو خطی، (ب) میراگر خطی با سرعت



شکل ۱۲-۴۸- مثالی از تحلیل رابطه‌ی موج

در شکل ۱۲-۴۸، D_1 تا D_{12} تغییرمکان‌های محاسبه شده‌ی W_1 تا W_{12} و نشست خمیری زمین D'_p با نشست ماندگار ۵/۱۵۹ میلیمتر می‌باشد.

برای تعیین ظرفیت باربری شمع از مدل رابطه‌ی موج، مقادیر R برای اصطکاک جلدی و باربری نوک به دست می‌آید. تحلیل برای مقادیر مختلف R تکرار می‌شود تا نمودار ظرفیت شمع در مقابل تعداد ضربه‌ی N به دست آید که از روی این نمودار ظرفیت موردنظر به دست می‌آید.

۱۲-۲۳- اصطکاک جلدی منفی

اصطکاک جلدی منفی نیروی کشانی[1] به طرف پایین می‌باشد که توسط خاک پیرامونی شمع بر آن اعمال می‌شود. چنین نیرویی می‌تواند در شرایط زیر بوجود آید:

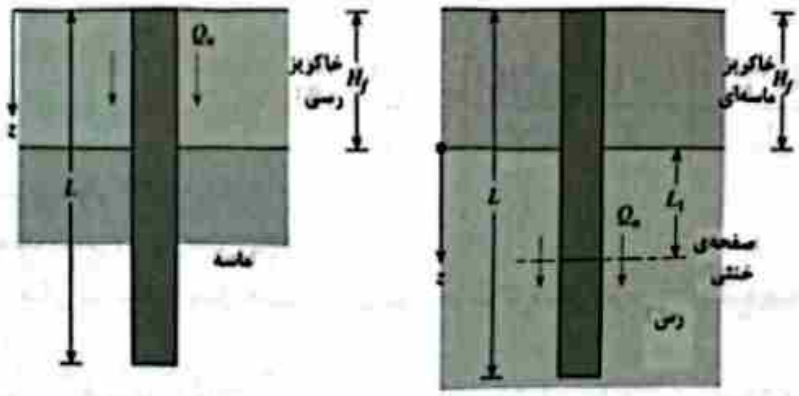
۱- اگر خاکریز رسی روی لایه‌ی ماسه‌ای که شمع در آن کوبیده می‌شود، احداث شود. در اینصورت نشست تحکیم رس نیروی کشانی به طرف پایین روی شمع ایجاد می‌کند (شکل ۱۲-۴۹-الف).

۲- اگر مطابق شکل ۱۲-۴۹-ب خاکریز ماسه‌ای روی لایه‌ی رس نرم احداث شود، باعث نشست تحکیم لایه‌ی رسی شده که نتیجه‌ی آن ایجاد نیروی کشانی رو به پایین رس است.

---

1 - Drag

۳- پایین آمدن سطح آب زیرزمینی باعث افزایش تنش موثر خاک در اعماق مختلف می‌شود که نتیجه‌ی آن ایجاد نشست تحکیم در رس است. اگر شمعی در لایه‌ی رسی باشد، در آن نیروی کشانی رو به پایین ایجاد می‌شود.



شکل ۱۲-۴۹- اصطکاک منفی

گاهی مواقع مقدار نیروی کشانی رو به پایین آنقدر زیاد است که می‌تواند باعث گسیختگی خاک شود. در این بخش دو روش برای محاسبه‌ی اصطکاک جلدی منفی ارائه می‌شود.

خاکریز رسی روی خاک دانه‌ای (شکل ۱۲-۴۹-الف)

مشابه روش β که در بخش ۱۲-۱۴ ارائه شد، نیروی اصطکاک جلدی منفی رو به پایین روی شمع برابر است با:

$$f_n = K'\sigma'_o \tan\delta' \qquad (۱۲۹-۱۲)$$

که در آن:

K' = ضریب فشار جانبی خاک = $K_o = 1 - \sin\phi'$

σ'_o = تنش موثر قائم در عمق $z = \gamma'_f z$

γ'_f = وزن مخصوص موثر خاکریز

δ' = زاویه اصطکاک شمع و خاک

در نتیجه نیروی رو به پایین کل برابر است با:

$$Q_n = \int_o^{H_f} \left(pK'\gamma'_f \tan\delta'\right) z dz = \frac{pK'\gamma'_f H_f^2 \tan\delta'}{2} \qquad (۱۳۰-۱۲)$$

که در آن:

H_f = ارتفاع خاکریز

در صورتیکه خاکریز بالای سطح آب زیرزمینی باشد، وزن مخصوص غوطه‌ور γ'_f با وزن مخصوص اشباع عوض می‌شود.

Scanned with CamScanner

خاکریز دانه‌ای روی خاک رس (شکل ۱۲-۴۹- ب)

در این حالت شواهد امر نشان می‌دهد که اصطکاک منفی روی شمع از تراز $z = 0$ تا $z = L_1$ تولید می‌شود که به آن عمق خنثی گفته می‌شود (وسیک ۱۹۷۷). عمق خنثی از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید (باول ۱۹۸۲):

$$L_1 = \frac{(L - H_f)}{L_1}\left[\frac{L - H_f}{2} + \frac{\gamma'_f H_f}{\gamma'}\right] - \frac{2\gamma'_f H_f}{\gamma'} \qquad (۱۲۱-۱۲)$$

γ'_f = وزن مخصوص موثر خاکریز

γ' = وزن مخصوص موثر لایه‌ی رس زیرین

برای شمع‌های متکی بر نوک، عمق خنثی را می‌توان در نوک شمع فرض نمود (به عبارت دیگر $L_1 = L - H_f$)

بعد از تعیین L_1، نیروی اصطکاک رو به پایین به روش زیر حاصل می‌شود. نیروی اصطکاک جلدی رو به پایین از $z = 0$ تا $z = L_1$ برابر می‌شود با:

$$f_n = K'\sigma'_o \tan\delta' \qquad (۱۲۲-۱۲)$$

که در آن:

$$K' = K_o = 1 - \sin\phi'$$

$$\sigma'_o = \gamma'_f H_f + \gamma' z$$

$$\delta' = 0.5 - 0.7\phi'$$

$$Q_n = \int_0^{L_1} pf_n dz = \int_0^{L_1} pK'(\gamma'_f H_f + \gamma' z)\tan\delta'\, dz$$

$$= (pK'\gamma'_f H_f \tan\delta')L_1 + \frac{L_1^2 pK'\gamma'\tan\delta'}{2} \qquad (۱۲۳-۱۲)$$

در صورتیکه خاک و خاکریز در بالای سطح آب زیرزمینی باشد، وزن مخصوص موثر (غوطه‌ور) باید با وزن مخصوص مرطوب عوض شود. در عمل سعی می‌شود با اندود قیری آن قسمت از شمع که در این ناحیه قرار دارد، اصطکاک منفی را از بین برد.

در ادبیات فنی تعداد گزارش‌های موردی در این خصوص کم است. جروم و همکاران (۱۹۶۹) مطالعاتی در مورد شمع‌های بندر اسلو انجام دادند. ونگ و ته (۱۹۹۵) مطالعات جروم را مورد بررسی قرار دادند. شکل ۱۲-۵۰- الف، نشان دهنده‌ی نیمرخ خاک و شمع می‌باشد. ونگ و ته روابط زیر پیشنهاد نمودند:

خاکریز:

وزن مخصوص مرطوب = $\gamma_f = 16\text{kN/m}^3$

وزن مخصوص اشباع = $\gamma_{sat(f)} = 18.5\text{kN/m}^3$

در نتیجه:

Scanned with CamScanner

$$\gamma'_f = 18.5 - 9.81 = 8.69 \text{kN/m}^3$$

و

$$H_f = 13\text{m}$$

رس:

$$K' \tan\delta' \approx 0.22$$

وزن مخصوص اشباع موثر (غوطه‌ور) $\gamma' = 19 - 9.81 = 9.19\ \text{kN/m}^3$

شمع:

$$L = 40\text{m}$$
$$D = 500\text{m}$$ (قطر)

با استفاده از رابطه‌ی ۱۲-۱۳۳ به دست آید:

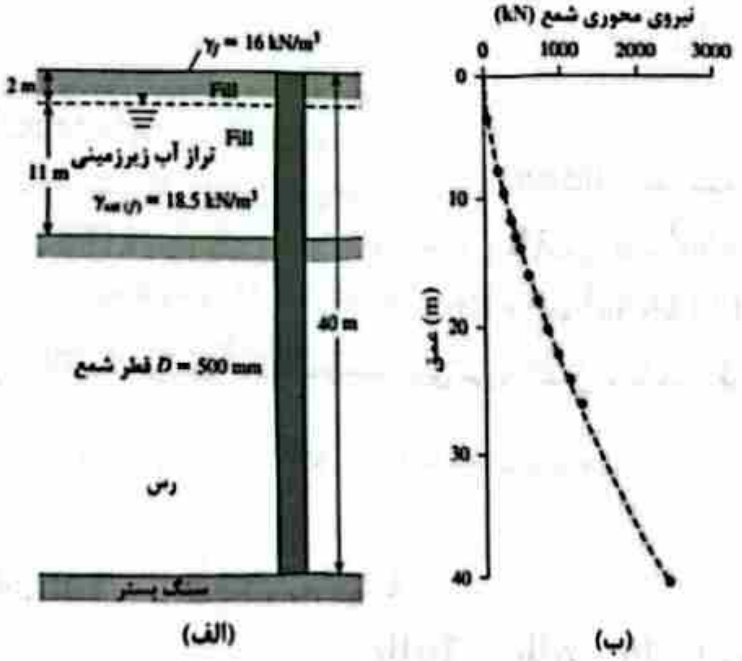
$L_1 = 27\text{m}$ (شمع متکی بر نوک است)

$$Q_n = (p)(K' \tan\delta')\left[\gamma_f \times 2 + (13-2)\gamma'_f\right](L_1) + \frac{L_1^2 p \gamma' (K' \tan\delta')}{2}$$

یا

$$Q_n = (\pi \times 0.5)(0.22)\left[(16\times 2) + (8.69 \times 11)\right](27) + \frac{(27)^2(\pi \times 0.5)(9.19)(0.22)}{2}$$
$$= 2348\text{kN}$$

مقدار اندازه‌گیری شده برای Q_n مساوی ۲۵۰۰ کیلونیوتن است (شکل ۱۲-۵۰- ب) که انطباق خوبی با مقدار حاصل از رابطه دارد.



شکل ۱۲-۵۰- اصطکاک منفی جلدی روی شمع در بندر اسلو. جروم و همکاران (۱۹۶۹) و ونگ و ته (۱۹۹۵)

مثال ۱۲-۲۰

در شکل ۱۲-۴۹- الف، فرض کنید $H_f = 2m$ است. مقطع شمع دایره به قطر ۳۰۵ میلیمتر است. برای خاکریز که بالای تراز آب زیرزمینی است، داریم:

$$\gamma_f = 16 kN/m^3 \ , \ \phi' = 32°$$

مطلوب است تعیین نیروی کشانی به طرف پایین. داریم:

$$\delta' = 0.6\phi'$$

حل:

از رابطه‌ی ۱۲-۱۳۰ داریم:

$$Q_n = \frac{pK'\gamma_f H_f^2 \tan\delta'}{2}$$

با

$$p = \pi(0.305) = 0.958m$$
$$K' = 1 - \sin\phi' = 1 - \sin 32 = 0.47$$

و

$$\delta' = (0.6)(32) = 19.2°$$

در نتیجه:

$$Q_n = \frac{(0.958)(0.47)(16)(2)^2 \tan 19.2}{2} = 5.02kN$$

مثال ۱۲-۲۱

در شکل ۱۲-۴۹- ب فرض کنید:

$H_f = 2m$ و قطر شمع = $305mm$

$\gamma_f = 16.5 \ kN/m^3$ و $\phi'_{رس} = 34°$

$\gamma_{sat(clay)} = 17.2 \ kN/m^3$ و $L = 20m$

تراز آب زیرزمینی در بالای لایه‌ی رسی است. مطلوبست تعیین نیروی کشانی رو به پایین. فرض کنید

$$\delta' = 0.6\phi'_{رس}$$

حل:

با استفاده از رابطه‌ی ۱۲-۱۳۱، ارتفاع خنثی برابر است با:

$$L_1 = \frac{L - H_f}{L_1}\left(\frac{L - H_f}{2} + \frac{\gamma_f H_f}{\gamma'}\right) - \frac{2\gamma_f H_f}{\gamma'}$$

Scanned with CamScanner

توجه شود که به جای γ'_f از γ_f استفاده شده است، چون خاکریز بالای تراز آب زیرزمینی است.

$$L_1 = \frac{(20-2)}{L_1}\left[\frac{(20-2)}{2} + \frac{(16.5)(2)}{(17.2-9.81)}\right] - \frac{(2)(16.5)(2)}{(17.2-9.81)}$$

یا:

$$L_1 = \frac{424.4}{L_1} - 8.93 \Rightarrow L_1 = 11.75\,\text{m}$$

حال از رابطه‌ی ۱۲-۱۳۳ داریم:

$$Q_n = (pK'\gamma_f H_f \tan\delta')L_1 + \frac{L_1^2 pK'\gamma' \tan\delta'}{2}$$

با:

$$p = \pi(0.305) = 0.958\,\text{m}$$

و:

$$K' = 1 - \sin 34^\circ = 0.44$$

بنابراین:

$$Q_n = (0.958)(0.44)(16.5)(2)\left[\tan(0.6\times 34)\right](11.75) + \frac{(11.75)^2(0.958)(0.44)(17.2-9.81)\left[\tan(0.6\times 34)\right]}{2}$$

$$= 60.78 + 79.97 = 140.75\,\text{kN}$$

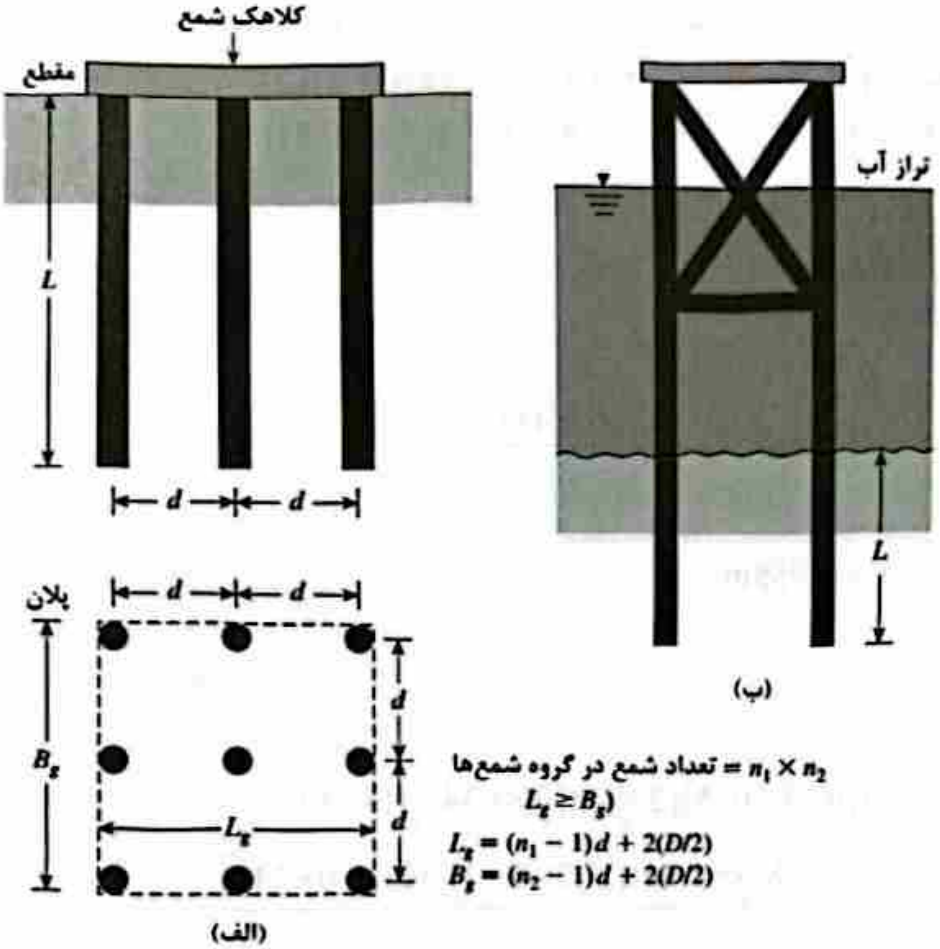
گروه شمع

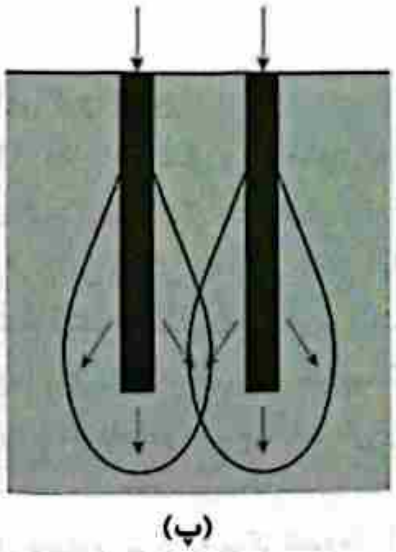
۱۲-۲۴- کارایی گروه شمع

مطابق شکل ۱۲-۵۱ برای انتقال بار ساختمان به زمین، شمع‌ها به صورت گروهی مورد استفاده قرار می‌گیرند. روی گروه شمع‌ها دال بتنی ضخیم که کلاهک شمع نامیده می‌شود، ساخته می‌شود. کلاهک می‌تواند متکی بر زمین (شکل ۱۲-۵۱- الف) یا بالای سطح زمین (شکل ۱۲-۵۱-ب) باشد. تعیین ظرفیت باربری گروه شمع موضوع بسیار پیچیده‌ای می‌باشد. وقتی‌که فاصله‌ی شمع‌ها به یکدیگر نزدیک است، تنش اعمالی از شمع‌ها روی یکدیگر هم‌پوشی خواهند کرد (شکل ۱۲-۵۱- پ) و ظرفیت باربری شمع‌ها کاهش می‌یابد. در گروه شمع فاصله‌ی شمع‌ها باید طوری باشد که ظرفیت گروه کمتر از مجموع ظرفیت تک‌تک شمع‌ها نباشد.

در عمل حداقل فاصله‌ی مرکز به مرکز شمع‌ها نباید کمتر از 2.5D باشد ولی معمولاً بین ۳ تا ۳/۵ برابر D منظور می‌شود.

Scanned with CamScanner





شکل ۱۲-۵۱- گروه شمع

ضریب کارایی گروه شمع مطابق رابطه‌ی زیر تعریف می‌شود:

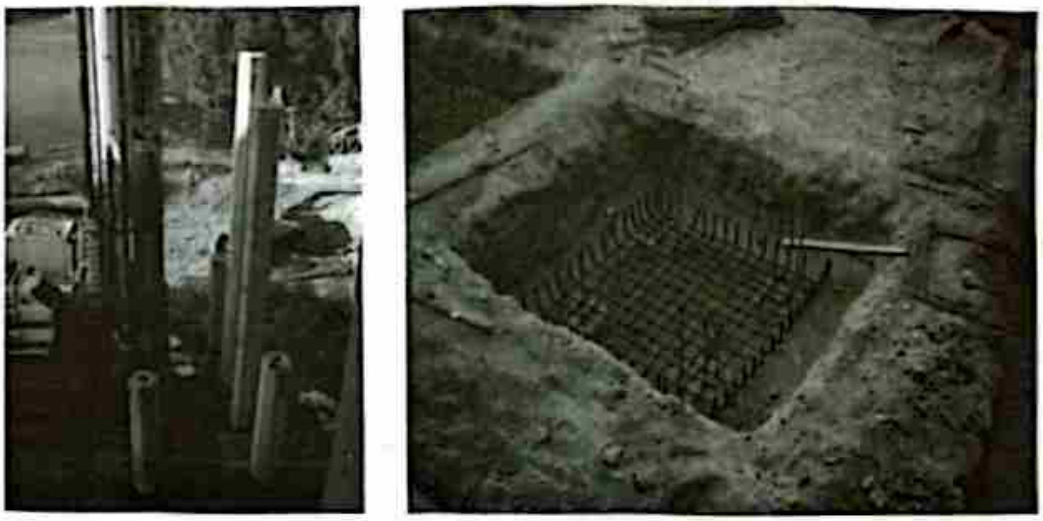
$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\Sigma Q_u} \qquad (۱۲-۱۳۴)$$

که در آن:

η = ضریب کارایی گروه

$Q_{g(u)}$ = ظرفیت باربری نهایی گروه شمع

Q_u = ظرفیت باربری نهایی هر شمع به تنهایی



(الف) (ب)

شکل ۱۲-۵۲- (الف) عملیات شمع‌کوبی گروه شمع، (ب) قفس آرماتور روی گروه شمع چهارتایی

شکل ۱۲-۵۲- الف عملیات شمع‌کوبی گروه شمع و شکل ۱۲-۵۲-ب قفس آرماتور روی گروه شمع چهارتایی را نشان می‌دهد.

برای تعیین ضریب کارایی η در گروه شمع‌های اصطکاکی در خاک رس روش تحلیلی ساده‌ای وجود دارد. این تحلیل را می‌توان توسط شکل ۱۲-۵۱- الف نشان داد. برحسب فاصله‌ی شمع، گروه شمع دو رفتار می‌تواند داشته باشد. (۱) رفتار بلوکی به ابعاد $L_g \times B_g \times L$، (۲) بصورت شمع‌های مجزا. اگر رفتار شمع‌ها بلوکی باشد، ظرفیت اصطکاکی آن برابر است با:

$$f_{av} p_g L \approx Q_{g(u)}$$

که در آن:

p_g = محیط مقطع بلوک

$$p_g = 2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D$$

f_{av} = مقاومت اصطکاکی متوسط واحد است.

از طرفی برای هر شمع بطور جداگانه داریم:

$$Q_u = pLf_{av}$$

p = محیط هر شمع.

خواهیم داشت:

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u} = \frac{f_{av}\left[2(n_1+n_2-2)d+4D\right]L}{n_1 n_2 p L f_{av}} = \frac{2(n_1+n_2-2)d+4D}{p n_1 n_2} \qquad (۱۲-۱۳۵)$$

بنابراین:

$$Q_{g(u)} = \left[\frac{2(n_1+n_2-2)d+4D}{p n_1 n_2}\right]\sum Q_u \qquad (۱۲-۱۳۶)$$

رابطه‌ی ۱۲-۱۳۶ نشان می‌دهد که اگر فاصله مرکز به مرکز d به قدر کافی بزرگ باشد، $\eta>1$ است. در این صورت گروه شمع بصورت جدا جدا عمل می‌کند. در عمل اگر η کوچکتر از یک باشد، خواهیم داشت:

$$Q_{g(u)} = \eta \sum Q_u$$

اگر $\eta \geq 1$ باشد، داریم:

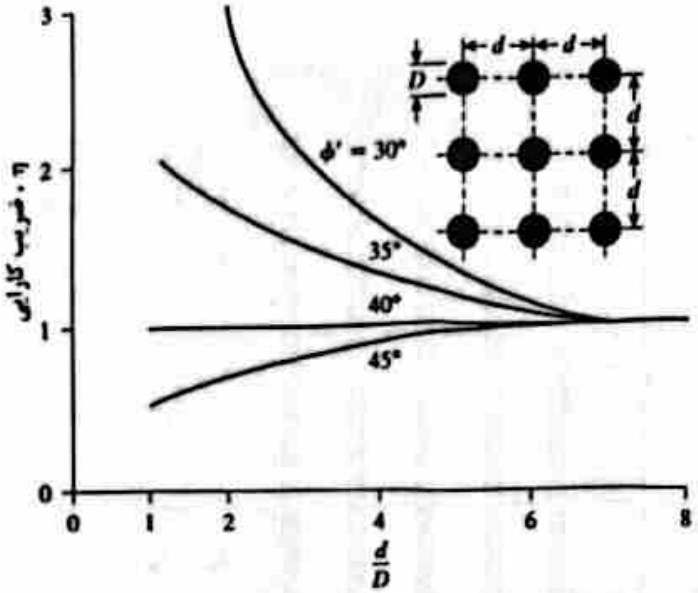
$$Q_{g(u)} = \sum Q_u$$

در جدول ۱۲-۱۸ روابط مختلف برای محاسبه ضریب کارایی η در مورد شمع‌های اصطکاکی ارائه شده است. باید توجه داشت که روابطی مثل ۱۲-۱۳۶ روابط ساده‌ای هستند.

جدول ۱۲-۱۸- روابطی برای محاسبه ضریب کارایی گروه شمع اصطکاکی

نام	رابطه
رابطه‌ی Converse- Labarre	$\eta = 1 - \left[\frac{(n_1-1)n_2+(n_2-1)n_1}{90 n_1 n_2}\right]\theta$ $\theta(\text{deg}) = \tan^{-1}(D/d)$ که در آن:
رابطه‌ی Los Angeles	$\eta = 1 - \frac{D}{\pi d n_1 n_2}\left[n_1(n_2-1) + n_2(n_1-1) + \sqrt{2}(n_1-1)(n_2-1)\right]$
رابطه‌ی Seiler-Keeney	$\eta = \left\{1 - \left[\frac{11d}{7(d^2-1)}\right]\left[\frac{n_1+n_2-2}{n_1+n_2-1}\right]\right\} + \frac{0.3}{n_1+n_2}$ که در آن d برحسب فوت است.

Scanned with CamScanner



شکل ۱۲-۵۳- تغییرات ضریب کارایی گروه شمع در ماسه

شکل ۱۲-۵۳ تغییرات ضریب کارایی گروه را برای گروه شمع ۳×۳ در ماسه نشان می‌دهد (گیشیدا و مایرهوف ۱۹۶۵).

ملاحظه می‌شود که برای ماسه‌های شل و متوسط، ضریب کارایی گروه می‌تواند بزرگتر از واحد شود. این موضوع به علت تراکم ماسه‌ی اطراف شمع است. ماسه‌های متراکم هنگام شمع‌کوبی تحت اتساع قرار گرفته و خاک اطرافشان شل می‌شود. وقتی‌که فاصله‌ی مرکز به مرکز شمع‌ها (d) بزرگ باشد، ضریب کارایی به ۱ نزدیک می‌شود (بدون توجه به درجه‌ی تراکم ماسه)

۱۲-۲۵- ظرفیت نهایی گروه شمع در رس اشباع

شکل ۱۲-۵۴ گروه شمع را در رس نشان می‌دهد. در این حالت شمع‌ها و رس بصورت بلوک یکپارچه مورد بررسی قرار می‌گیرند. با توجه به این شکل، می‌توان ظرفیت نهایی گروه شمع را به روش زیر محاسبه نمود:

گام ۱: تعیین

$$\Sigma Q_u = n_1 n_2 \left(Q_p + Q_s\right)$$

از رابطه‌ی ۱۲-۲۰ داریم:

$$Q_p = A_p \left[9 c_{u(p)}\right]$$

که در آن:

$c_{u(p)}$ = چسبندگی زهکشی نشده‌ی رس در نوک شمع

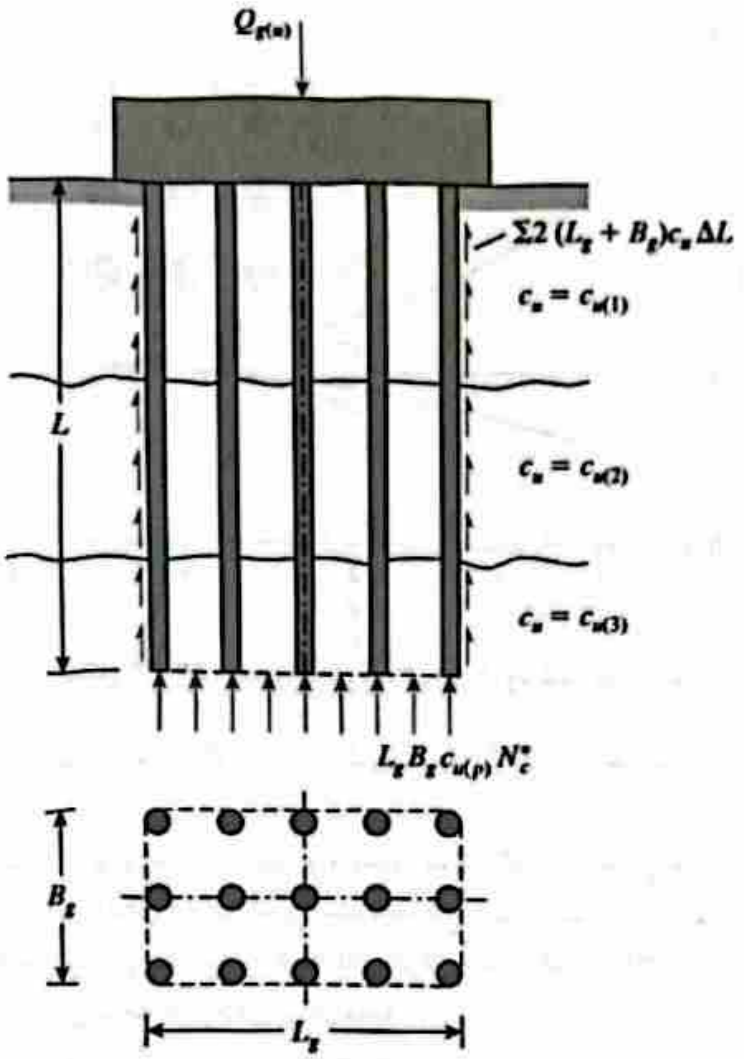
هم‌چنین از رابطه‌ی ۱۲-۶۱ برای شمع تک داریم:

$$Q_s = \Sigma \alpha p c_u \Delta L$$

بنابراین:

$$\Sigma Q_u = n_1 n_2 \left[9 A_p c_{u(p)} + \Sigma \alpha p c_u \Delta L\right] \qquad (۱۲۷-۱۲)$$

Scanned with CamScanner



شکل ۱۲-۵۴- ظرفیت نهایی گروه شمع در رس

گام ۲. تعیین ظرفیت باربری نهایی با فرض عملکرد گروه شمع بصورت بلوکی به ابعاد $L_g \times B_g \times L$ مقاومت بلوکی برابر است با:

$$\Sigma p_g c_u \Delta L = \Sigma 2\left(L_g + B_g\right)c_u \Delta L$$

محاسبه‌ی ظرفیت باربری نوک

$$A_p q_p = A_p c_{u(p)} N_c^* = \left(L_g B_g\right)c_{u(p)} N_c^*$$

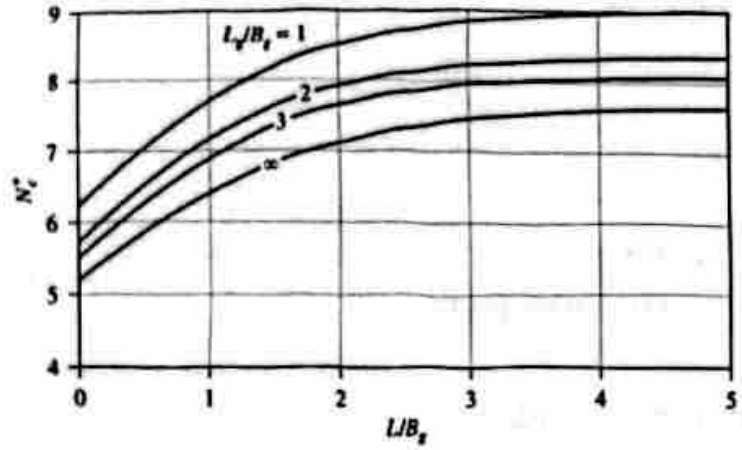
N_c^* = ضریب ظرفیت باربری نهایی که از شکل ۱۲-۵۵ حاصل می‌شود.

بنابراین ظرفیت نهایی برابر است با:

$$\Sigma Q_u = L_g B_g c_{u(p)} N_c^* + \Sigma 2\left(L_g + B_g\right)c_u \Delta L \qquad (۱۲-۱۳۸)$$

گام ۳. مقایسه‌ی نتایج حاصل از روابط ۱۲-۱۳۷ و ۱۲-۱۳۸. مقدار کوچکتر $Q_{g(u)}$ است.

Scanned with CamScanner



شکل ۱۲-۵۵- تغییرات N_c^* برحسب L_g/B_g و L/B_g

مثال ۱۲-۲۲

در شکل ۱۲-۵۶ مقطع گروه شمع ۳×۴ تایی در خاک رسی دولایه نشان داده شده است. مقطع شمع مربع با بعد ۳۵۶ میلیمتر می‌باشد. فاصله مرکز به مرکز d آنها ۸۸۹ میلیمتر است. با ضریب اطمینان FS = 4 مطلوبست تعیین ظرفیت باربری مجاز گروه شمع. تراز آب زیرزمینی منطبق بر سطح زمین است.

حل:

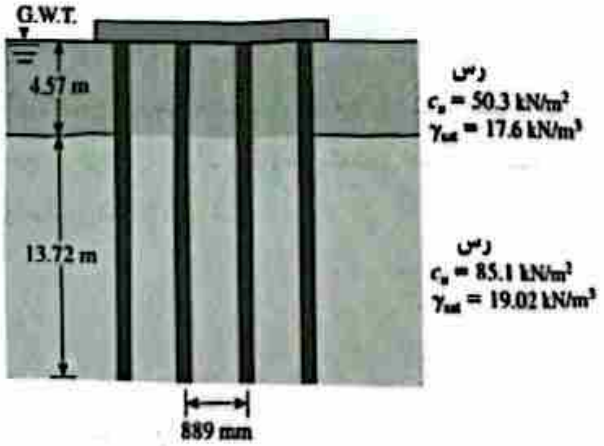
از رابطه‌ی ۱۲-۱۳۷ داریم:

$$\Sigma Q_u = n_1 n_2 \left[9 A_p c_{u(p)} + \alpha_1 p c_{u(1)} L_1 + \alpha_2 p c_{u(2)} L_2 \right]$$

شکل ۱۲-۵۶ $\Rightarrow c_{u(1)} = 50.3\ \text{kN/m}^2$, $c_{u(2)} = 85.1\ \text{kN/m}^2$

برای لایه فوقانی $\Rightarrow c_{u(1)} = 50.3\ \text{kN/m}^2$

$$\frac{c_{u(1)}}{p_a} = \frac{50.3}{100} = 0.525$$



شکل ۱۲-۵۶- گروه شمع در رس لایه‌ای

Scanned with CamScanner

$\alpha_1 \approx 0.68 \Rightarrow$ جدول ۱۲-۱۱

بطور مشابه

$$\frac{c_{u(2)}}{p_a} = \frac{85.1}{100} \approx 0.85$$

$$\alpha_2 = 0.51$$

$$\Sigma Q_u = (3)(4)\begin{bmatrix}(9)(0.356)^2(85.1)+(0.68)(4\times0.356)(50.3)(4.57)\\+(0.51)(4\times0.356)(85.1)(13.72)\end{bmatrix} = 14011\ \text{kN}$$

در صورتی‌که گروه شمع بصورت گروهی عمل نماید:

$$L_g = (3)(0.889)+0.356 = 3.023\,\text{m}$$

$$B_g = (2)(0.889)+0.356 = 2.134\,\text{m}$$

$$\frac{L_g}{B_g} = \frac{3.023}{2.134} = 1.42$$

$$\frac{L}{B_g} = \frac{18.29}{2.134} = 8.57$$

$$\text{شکل ۱۲-۵۵} \Rightarrow N_c^* = 8.75$$

از رابطه‌ی ۱۲-۱۳۹ داریم:

$$\Sigma Q_u = L_g B_g c_{u(p)} N_c^* + \Sigma 2\left(L_g + B_g\right)c_u \Delta L$$
$$= (3.023)(2.134)(85.1)(8.75)+(2)(3.023+2.134)\left[(50.3)(4.57)+(85.1)(13.72)\right]$$
$$= 19217\ \text{kN}$$

بنابراین:

$$\Sigma Q_u = 14{,}011\,\text{kN}$$

$$\Sigma Q_{all} = \frac{14{,}011}{FS} = \frac{14{,}011}{4} \approx 3503\ \text{kN}$$

۱۲-۲۶- نشست الاستیک گروه شمع

در حالت کلی نشست گروه شمع نسبت به نشست شمع‌های تک برحسب ابعاد پلان گروه شمع (B_g) و فاصله مرکز به مرکز شمع‌ها، افزایش می‌یابد. مقالات متعددی در این زمینه با نتایج پراکنده وجود دارد. ساده‌ترین رابطه توسط وسیک پیشنهاد شده است:

$$S_{g(e)} = \sqrt{\frac{B_g}{D}}\,s_e \qquad (۱۲-۱۳۹)$$

که در آن:

$S_{g(e)}$ = نشست الاستیک گروه شمع

B_g = عرض گروه شمع در مقطع

Scanned with CamScanner

D = قطر هر شمع در گروه

s_e = نشست الاستیک هر شمع تحت بار بهره‌برداری (بخش ۱۲-۱۸)

برای گروه شمع در ماسه و شن، مایرهوف (۱۹۷۶) رابطه‌ی تجربی زیر را برای نشست الاستیک معرفی می‌کند:

$$s_{g(e)}(mm) = \frac{0.96q\sqrt{B_g}I}{N_{60}} \qquad (۱۲-۱۴۰)$$

که در آن:

$$q = Q_g / (L_g B_g)\ (kN/m^2 \text{ برحسب}) \qquad (۱۲-۱۴۱)$$

و

L_g و B_g = به ترتیب عرض و طول گروه شمع در پلان (متر)

N_{60} = عدد نفوذ استاندارد متوسط در محدوده‌ی نشیمن نشست (تقریباً مساوی B_g زیر نوک شمع)

$I = 1 - L/8B_g \geq 0.5$ = ضریب تاثیر (۱۲-۱۴۲)

L = عمق فرورفت شمع (متر)

به روش مشابه، با استفاده از رابطه‌ی زیر، نشست الاستیک گروه شمع به مقاومت نفوذ مخروط ربط داده می‌شود:

$$S_{g(e)} = \frac{qB_gI}{2q_c} \qquad (۱۲-۱۴۳)$$

که در آن:

q_c = مقاومت نفوذ مخروط در محدوده‌ی نشیمن نشست

مثال ۱۲-۲۳

گروه شمع ۳×۴ از شمع‌های پیش‌تنیده به طول ۲۱ متر که در لایه‌ی ماسه‌ای فرو رفته‌اند، مفروض است. جزئیات هر شمع و ماسه مشابه مثال ۱۲-۱۴ است. بار بهره‌برداری گروه شمع ۶۰۲۴ کیلونیوتن است. (یعنی مساوی $3\times4\times Q_{all}$ که Q_{all} در مثال ۱۲-۱۴ مساوی ۵۰۲ کیلونیوتن است.) به علاوه d/D = 3 می‌باشد. مطلوبست تعیین نشست الاستیک گروه شمع با استفاده از رابطه‌ی ۱۲-۱۳۹.

حل:

$$s_{e(g)} = \sqrt{\frac{B_g}{D}}s_e$$

$$B_g = (3-1)d + \frac{2D}{2} = (2)(3D) + D = (7)(0.356m) = 2.492m$$

از مثال ۱۲-۱۴، s_e = 19.69 mm می‌باشد. در نتیجه:

Scanned with CamScanner

$$s_{c(g)} = \sqrt{\frac{2.492}{0.356}}(19.69) = 52.09 \text{ mm}$$

۱۲-۲۷- نشست تحکیم گروه شمع

نشست تحکیم گروه شمع در رس را می‌توان با استفاده از توزیع ۲ به ۱ تنش محاسبه نمود. با توجه به شکل ۱۲-۵۷ گام‌های اساسی برای محاسبات به شرح زیر است:

گام ۱

فرض کنید طول فرورفت شمع L باشد. گروه شمع تحت نیروی Q_g قرار دارد. اگر کلاهک شمع پایین‌تر از تراز سطح زمین باشد، Q_g مساوی بار کل روسازه‌ی موجود روی شمع‌ها منهای وزن موثر (غوطه‌ور) خاک بالای گروه شمع است که خاکبرداری شده است.

گام ۲

مطابق شکل فرض کنید تا $\frac{2}{3}$ طول فرورفت L، بار توسط شمع‌ها منتقل می‌شود. از این نقطه به بعد Q_g با شیب ۲ قائم به ۱ افقی در عمق توزیع می‌شود. دو خط aa' و bb' با شیب ۲ قائم به ۱ افقی هستند.

گام ۳

افزایش تنش موثر در وسط هر لایه را از رابطه‌ی زیر محاسبه کنید:

$$\Delta\sigma'_i = \frac{Q_g}{(B_g + z_i)(L_g + z_i)} \qquad (۱۲-۱۴۴)$$

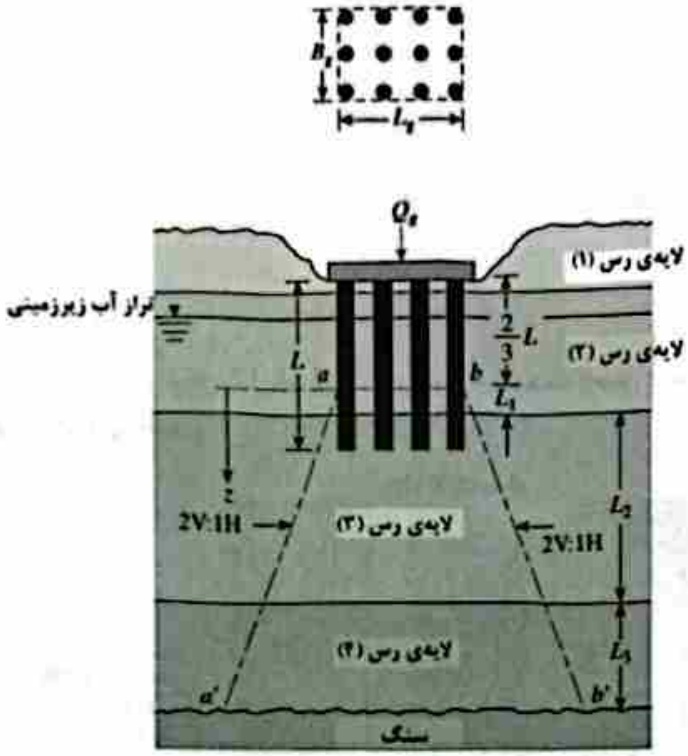
که در آن:

$\Delta\sigma'_i$ = افزایش تنش موثر در وسط لایه‌ی i

B_g ، L_g = به ترتیب عرض و طول شمع در پلان

z_i = فاصله‌ی $z = 0$ تا وسط لایه‌ی رس i

Scanned with CamScanner



شکل ۱۲-۵۷- نشست تحکیم گروه شمع

برای مثال در شکل ۱۲-۵۷، برای لایه‌ی دوم $z_i = L_1/2$، برای لایه‌ی سوم $z_i = L_1 + L_2/2$ و برای لایه‌ی چهارم $z_i = L_1 + L_2 + L_{3/2}$ می‌باشد. لیکن باید توجه نمود در لایه‌ی اول هیچگونه افزایش تنش وجود ندارد، چون بالاتر از تراز مبنای $z = 0$ قرار دارد.

گام ۴

نشست تحکیم هر لایه به علت افزایش تنش از رابطه‌ی زیر حاصل می‌شود.

$$\Delta s_{c(i)} = \left[\frac{\Delta e_{(i)}}{1 + e_{o(i)}}\right] H_i \qquad (۱۲-۱۴۵)$$

که در آن:

$\Delta s_{c(i)}$ = نشست تحکیم لایه‌ی i

$\Delta e_{(i)}$ = تغییرنسبت تخلخل ناشی از افزایش تنش در لایه‌ی i

$e_{o(i)}$ = نسبت تخلخل اولیه‌ی لایه‌ی i (قبل از احداث)

H_i = ضخامت لایه‌ی i ام (در شکل ۱۲-۵۷ برای لایه‌ی دوم، $H_i = L_1$، برای لایه‌ی سوم $H_i = L_2$ و برای لایه چهارم $H_i = L_3$ است.)

روابط مربوط به $\Delta e_{(i)}$ در فصل ۲ ارائه شده است.

Scanned with CamScanner

گام ۵

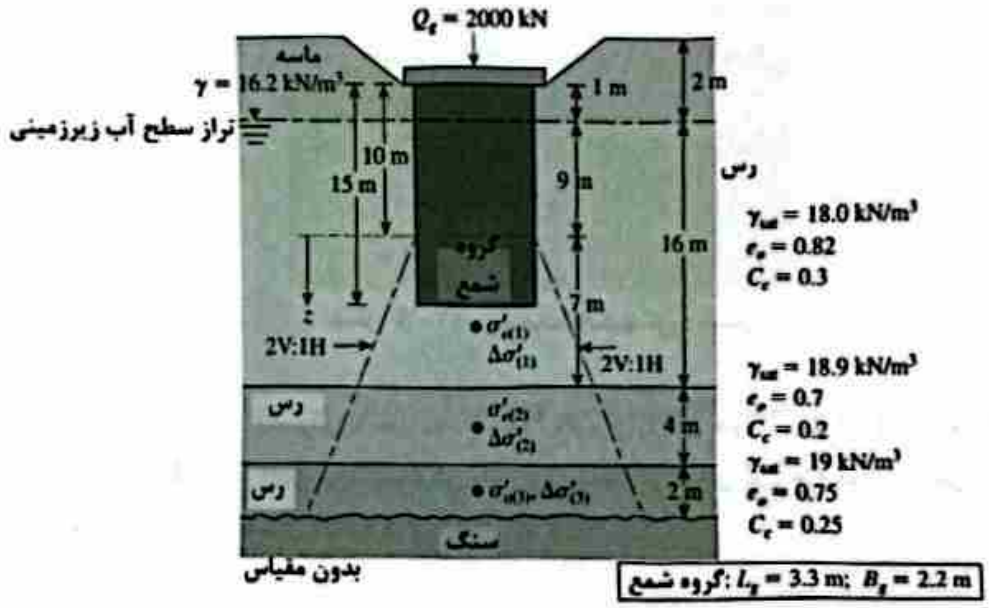
نشست تحکیم گروه شمع برابر می‌شود با:

$$\Delta s_{c(g)} = \sum \Delta s_{c(i)} \qquad (۱۲-۱۴۶)$$

توجه شود که نشست تحکیم شمع‌ها می‌تواند با خاکریزی در مجاورت بار کف یا پایین آمدن سطح آب آغاز شود.

مثال ۱۲-۲۴

گروه شمع در لایه‌ی رسی در شکل ۱۲-۵۸ ارائه شده است. مطلوبست تعیین نشست تحکیم شمع‌ها، تمام لایه‌های رس عادی تحکیم یافته‌اند.



شکل ۱۲-۵۸- نشست تحکیم گروه شمع

حل:

چون طول شمع‌ها ۱۵ متر است، توزیع تنش از عمق ۱۰ متری از بالای شمع آغاز می‌شود. بار وارده $Q_g = 2000$ kN می‌باشد.

محاسبه‌ی نشست لایه‌ی رسی ۱

برای رس عادی تحکیم یافته داریم:

$$\Delta s_{c(1)} = \left[\frac{(C_{c(1)}H_1)}{1+e_{o(1)}}\right]\log\left[\frac{\sigma'_{o(1)}+\Delta\sigma'_{(1)}}{\sigma'_{o(1)}}\right]$$

$$\Delta\sigma'_{(1)} = \frac{Q_g}{(L_g+z_1)(B_g+z_1)} = \frac{2000}{(3.3+3.5)(2.2+3.5)} = 51.6\,kN/m^2$$

و

$$\sigma'_{o(1)} = 2(16.2) + 12.5(18.0 - 9.81) = 134.8\ \text{kN/m}^2$$

بنابراین:

$$\Delta s_{c(1)} = \frac{(0.3)(7)}{1+0.82}\log\left[\frac{134.8+51.6}{134.8}\right] = 0.1624\text{m} = 162.4\,\text{mm}$$

نشست لایه‌ی ۲

همانند لایه‌ی ۱ داریم:

$$\Delta s_{c(2)} = \frac{C_{c(2)}H_2}{1+e_{o(2)}}\log\left[\frac{\sigma'_{o(2)} + \Delta\sigma_{(2)}}{\sigma'_{o(2)}}\right]$$

$$\sigma'_{o(2)} = 2(16.2) + 16(18.0 - 9.81) + 2(18.9 - 9.81) = 181.62\,\text{kN/m}^2$$

و

$$\Delta\sigma'_2 = \frac{2000}{(3.3+9)(2.2+9)} = 14.52\ \text{kN/m}^2$$

بنابراین:

$$\Delta s_{c(2)} = \frac{(0.2)(4)}{1+0.7}\log\left[\frac{181.62+14.52}{181.62}\right] = 0.157\text{m} = 15.7\,\text{mm}$$

نشست لایه‌ی ۳

با ادامه‌ی کار به روش قبل داریم:

$$\sigma'_{o(3)} = 181.62 + 2(18.9 - 9.81) + 1(19 - 9.81) = 208.99\,\text{kN/m}^2$$

$$\Delta\sigma'_{(3)} = \frac{2000}{(3.2+12)(2.2+12)} = 9.2\ \text{kN/m}^2$$

$$\Delta s_{c(3)} = \frac{(0.25)(2)}{1+0.75}\log\left(\frac{208.99+9.2}{208.99}\right) = 0.0054\text{m} = 5.4\,\text{mm}$$

بنابراین نشست کل برابر است با:

$$\Delta s_{c(g)} = 162.4 + 15.7 + 5.4 = 183.5\,\text{mm}$$

۱۲-۲۸- گروه شمع در سنگ

مشروط بر اینکه فاصله‌ی مرکز به مرکز شمع‌ها مساوی یا بزرگتر از D + 300mm باشد، اغلب آیین‌نامه‌ها مقرر می‌دارند که ظرفیت نهایی گروه شمع مساوی مجموع ظرفیت نهایی تک‌تک شمع‌هاست $\left(Q_{g(u)} = \Sigma Q_u\right)$. برای شمع‌های H یا با مقطع مربع، مقدار D مساوی طول قطر مقطع است.

Scanned with CamScanner

۱۲-۲۹- خلاصه

شمع‌ها را می‌توان برحسب مصالح‌شان (به عبارت دیگر، (فولاد، بتن، چوب)، روش اجرا (کوبیدنی، اجرای درجا و تزریق (جت)) یا مکانیزم انتقال بار (متکی بر نوک یا اصطکاک جدار) طبقه‌بندی کرد. وقتی‌که بار نهایی Q_u بر شمع اعمال می‌شود، توسط ترکیبی از دو مولفه مقاومت نوک Q_p و اصطکاک جدار Q_s تحمل می‌شود. قسمت اول این فصل اختصاص به معرفی روش‌های تحلیلی، و تجربی برپایه آزمایش‌های صحرایی SPT و CPT برای محاسبه‌ی این دو مولفه در خاک‌های رسی و ماسه‌ای دارد.

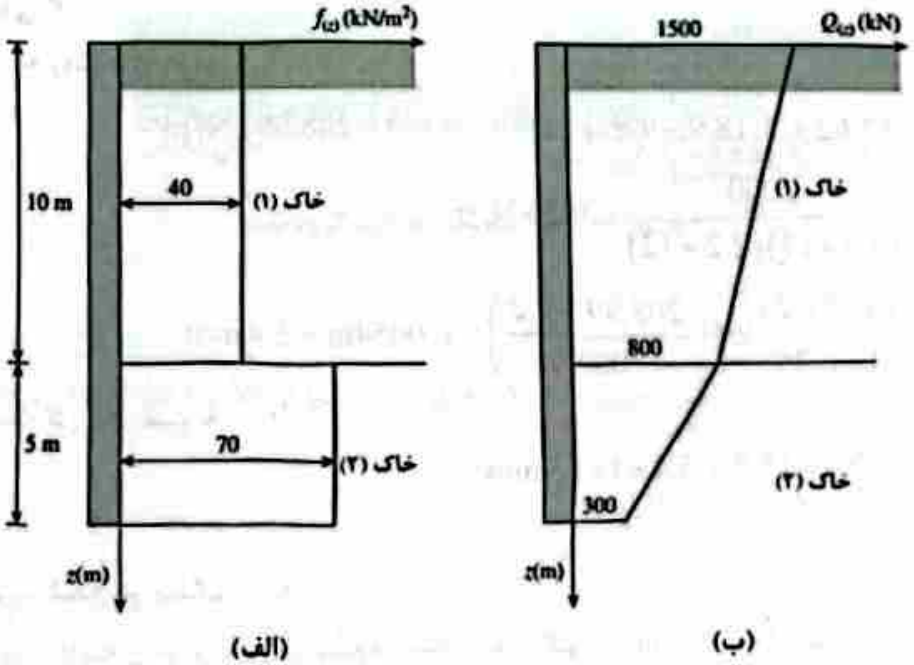
در ادامه آزمایش بارگذاری استاتیکی، روابط کوبیدن و تحلیل کوبش شمع (PDA) برای محاسبه‌ی ظرفیت باربری شمع ارائه گردید. و در انتها مباحثی از قبیل شمع تحت بار جانبی، اصطکاک منفی در شمع و گروه شمع‌ها مورد بحث و بررسی واقع شد.

مسائل فصل دوازدهم

۱۲-۱- نیروی ۱۵۰۰ کیلونیوتن مطابق اشکال الف و ب به دو شمع مختلف اعمال می‌شود.

(الف) در شکل الف تغییرات اصطکاک مقاوم جلدی بر واحد سطح f_z برحسب عمق شمع نشان داده شده است. با استفاده از رابطه‌ی ۱۲-۹، مطلوبست تعیین تغییرات بار شمع $Q_{(z)}$ برحسب عمق.

(ب) تغییرات باربری شمع $Q_{(z)}$ برحسب عمق برای شمع دوم در شکل ب نشان داده شده است. با استفاده از رابطه‌ی ۱۲-۹ مطلوبست رسم تنش اصطکاکی $f_{(z)}$ برحسب عمق.



شکل مسئله‌ی ۱۲-۱

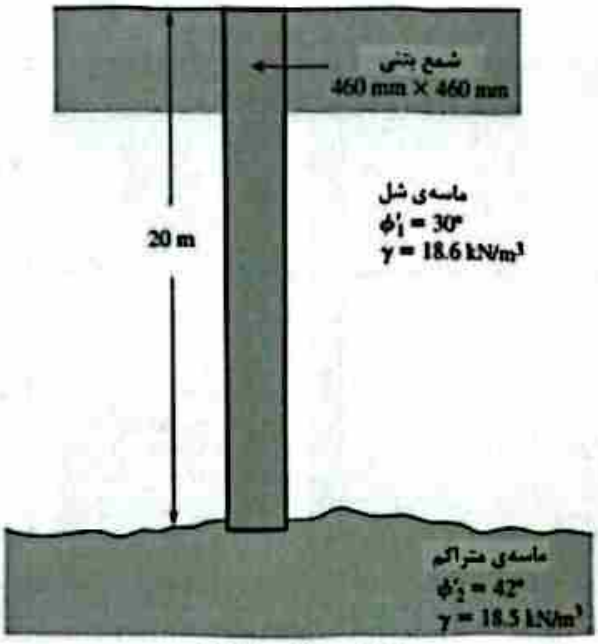
۱۲-۲- درشکل مسئله‌ی ۲ شمعی به طول ۲۰ متر نشان داده شده است. مطلوبست تعیین ظرفیت باربری نوک Q_p با استفاده از روش‌های زیر:

(الف) روش مایرهوف

(ب) روش وسیک

(پ) روش کویل و کاستلو

در رابطه‌ی ۱۲-۲۸ مقدار m = 600 فرض شود.



شکل مسئله‌ی ۱۲-۲

۱۲-۳- شمعی بتنی به قطر ۵۰۰ میلیمتر و طول ۲۰ متر به لایه‌ای ماسه‌ای با مشخصات زیر کوبیده شده است.

$$\gamma = 18.5 kN/m^3\ ,\ \phi' = 32°\ ,\ \delta' = 0.7\phi'\ ,\ K = 1.5K_a$$

مطلوبست تعیین باربری شمع با ضریب اطمینان ۳. از روش مایرهوف (رابطه‌ی ۱۲-۱۸) برای محاسبه‌ی ظرفیت نوک Q_p و روابط ۱۲-۴۲ و ۱۲-۴۳ برای محاسبه‌ی ظرفیت اصطکاک جدار استفاده کنید.

۱۲-۴- مسئله ۱۲-۳ را با روشن کویل و کاستلو برای محاسبه‌ی Q_p و Q_s استفاده کنید.

۱۲-۵- شمع بتنی پیش‌ساخته با مقطع مربع ۴۰۰×۴۰۰ میلیمتر به طول ۱۵ متر در لایه‌ی ماسه‌ای با مشخصات زیر کوبیده شده است:

$$\gamma = 18 kN/m^3\ ,\ \phi' = 33°\ ,\ \delta' = 0.7\phi'\ ,\ K = 1.4K_a$$

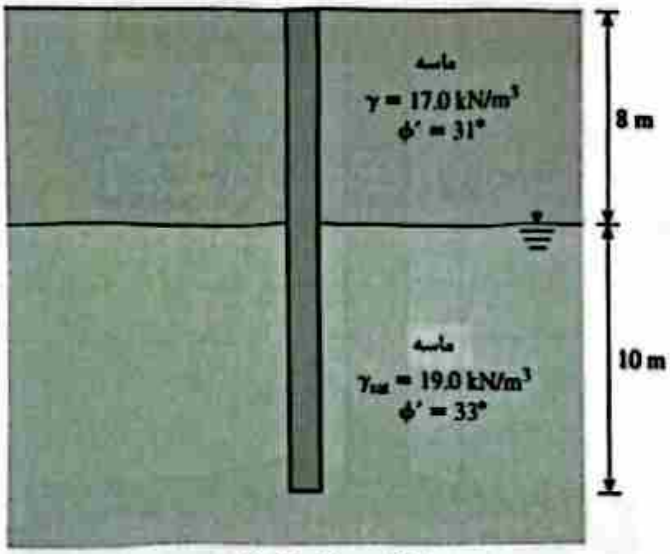
Scanned with CamScanner

مطلوبست تعیین ظرفیت باربری مجاز شمع با ضریب اطمینان ۳. از روش مایرهوف (رابطه‌ی ۱۲-۱۸) برای محاسبه‌ی ظرفیت نوک Q_p و رابطه‌ی ۱۲-۴۲ و ۱۲-۴۳ برای محاسبه‌ی ظرفیت اصطکاکی جدار Q_s استفاده کنید.

۱۲-۱۶- در شکل مسئله‌ی ۱۲-۶ با استفاده از ضریب اطمینان ۳، مطلوبست محاسبه‌ی ظرفیت باربری مجاز. قطر شمع ۴۵۰ میلیمتر می‌باشد. داریم:

$$K = 1.5K_a \ , \ \delta' = 0.65\phi'$$

برای محاسبه‌ی ظرفیت باربری نوک از روش مایرهوف استفاده کنید.



شکل مسئله ۱۲-۶

۱۲-۷- در شکل مسئله‌ی ۱۲-۷ شمع کوبیدنی با مقطع دایره نشان داده شده است. مطلوبست محاسبه‌ی:

(الف) ظرفیت باربری نوک با استفاده از روش مایرهوف.

(ب) ظرفیت نهایی نوک با استفاده از روش وسیک ($I_{rr} = 50$)

(پ) ظرفیت نهایی نوک را با استفاده از قسمت‌های الف و ب تخمین بزنید.

(ت) ظرفیت نهایی اصطکاک جداره Q_s با استفاده از روابط ۱۲-۴۲ تا ۱۲-۴۴ با فرض $K = 1.4$ و $\delta' = 0.6\phi'$.

(ث) ظرفیت باربری نهایی شمع با فرض ضریب اطمینان FS = 4.

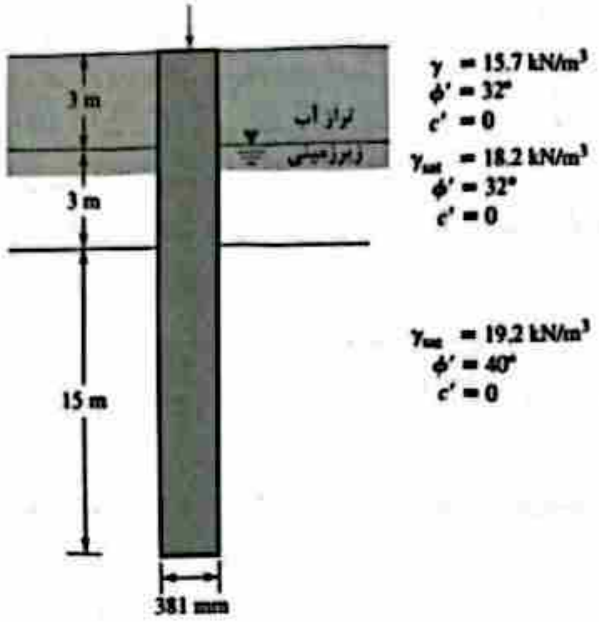
۱۲-۸- شمعی به قطر ۵۰۰ میلیمتر و طول ۱۸ متر در لایه‌ی رسی کوبیده شده است. داریم:

$$\gamma = 20 kN/m^3 \quad c_u = 60 kN/m^2$$

(الف) مطلوبست تعیین حداکثر ظرفیت باربری Q_{all} با ضریب اطمینان ۳. از روش α و جدول ۱۲-۱۱ برای تعیین ظرفیت باربری جدار و رابطه‌ی ۱۲-۲۰ برای تعیین ظرفیت باربری نوک استفاده کنید.

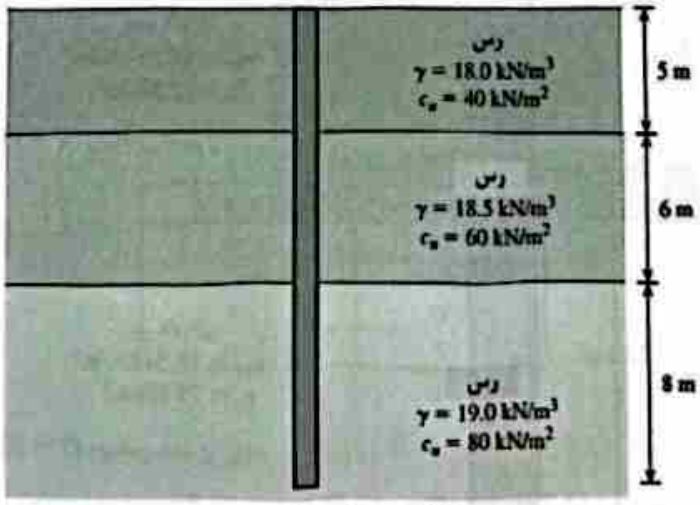
(ب) چند درصد از ظرفیت کل مربوط به اصطکاک جدار است.

Scanned with CamScanner



شکل مسئله‌ی ۱۲-۷

۱۲-۹- مطلوبست تعیین حداکثر بار مجاز شمع به قطر ۴۵۰ میلیمتر نشان داده شده در شکل مسئله ۱۲-۹ با ضریب اطمینان ۳. از روش α برای تعیین ظرفیت اصطکاکی جدار و رابطه‌ی ۱۲-۲۰ برای تعیین ظرفیت نوک استفاده کنید.



شکل مسئله‌ی ۱۲-۹

۱۲-۱۰- شمع بتنی به طول ۱۵/۲۴ متر با مقطع ۴۰۶×۴۰۶ میلیمتر در لایه‌ی رس اشباع با مشخصات زیر کوبیده شده است:

$$\gamma_{sat} = 19.02\,kN/m^3\ ,\ \phi = 0\ ,\ c_u = 76.7\,kN/m^2$$

مطلوبست تعیین حداکثر بار مجاز شمع با ضریب اطمینان ۳. از روش α با رابطه‌ی ۱۲-۶۱ و جدول ۱۲-۱۱ برای تعیین ظرفیت جداره و رابطه‌ی وسیک برای تعیین ظرفیت نوک استفاده کنید.

۱۲-۱۱- مسئله ۱۲-۱۰ را با این تفاوت که برای تعیین ظرفیت جدار از روش λ و برای تعیین ظرفیت نوک از روش مایرهوف استفاده می‌شود، تکرار نمایید.

۱۲-۱۲- شمع بتنی به طول ۲۰ متر با مقطع ۴۵۰×۴۵۰ میلیمتر به طور کامل در لایه‌ی رس اشباع فرورفته است. مشخصات لایه‌ی رسی به قرار زیر است:

$$\gamma_{sat} = 18 kN/m^3 \ , \ \phi = 0 \ , \ c_u = 80 kN/m^2$$

مطلوبست تعیین ظرفیت باربری مجاز شمع با ضریب اطمینان ۳. برای تعیین ظرفیت باربری اصطکاک جدار از روش λ استفاده کنید.

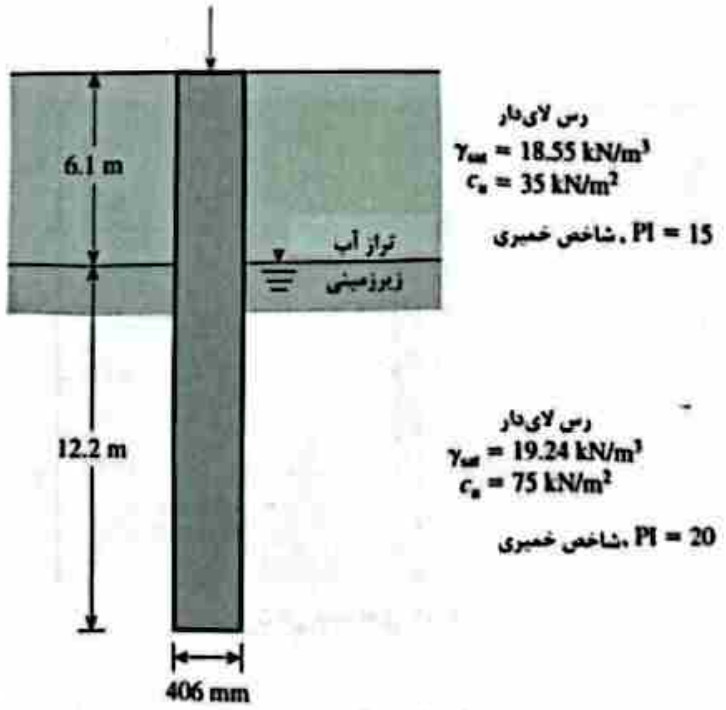
۱۲-۱۳- مطابق شکل شمع بتنی به ابعاد ۴۰۰×۴۰۰ میلیمتر مفروض می‌باشد. مطلوبست محاسبه‌ی ظرفیت باربری اصطکاک جدار با یکی از روش‌های زیر:

الف: روش α (روابط ۱۲-۶۱ و جدول ۱۲-۱۱).

ب: روش λ

پ: روش β

برای رسی که عادی تحکیم یافته است مقدار $\phi'_R = 20°$ فرض شود.



شکل مسئله‌ی ۱۲-۱۳

۱۲-۱۴- مسئله ۱۲-۱۳ را با استفاده از رابطه‌ی ۱۲-۵۸ دوباره حل کنید.

Scanned with CamScanner

۱۲-۱۵- مسئله ۱۲-۱۳ را با استفاده از روابط ۱۲-۵۹ و ۱۲-۶۰ دوباره حل کنید.

۱۲-۱۶- شمع حلزونی پیچوار به طول ۱۰ متر و قطر ۴۵۰ میلیمتر در لایه ماسه‌ای با عدد نفوذ استاندارد N_{60} مطابق جدول زیر در نظر بگیرید. وزن مخصوص خاک ماسه‌ای $\gamma = 15.5 kN/m^3$ می‌باشد. مطلوبست محاسبه‌ی ظرفیت باربری نهایی شمع.

جدول مسئله ۱۲-۱۶

Depth (m)	N_{60}
1.5	6
3.0	7
4.5	5
6.0	8
7.5	10
9.0	10
10.5	13
12.0	15
13.5	18
15.0	20
17.0	17
18.5	18
20.0	21

۱۲-۱۷- مقادیر مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی c_u با عمق به شرح جدول زیر است.

جدول مسئله ۱۲-۱۷

Depth (m)	c_u (kN/m^2)
0-3	20
3-8	35
8-12	80
12-16	95

اگر شمع حلزونی پیچوار (CFA) به قطر ۶۰۰ میلیمتر و طول ۱۰ متر در خاک رسی فوق اجرا شود، ظرفیت باربری نهایی جلدی Q_s را محاسبه کنید.

۱۲-۱۸- شمع فولادی H (جدول ۱۲-۱-الف ← HP310 × 125) به طول ۲۵ متر در لایه‌ی ماسه سنگ کوبیده شده است. مشخصات لایه‌ی ماسه سنگ به قرار زیر است:

$\phi = 36°$ و $q_{u(lab)} = 80000\ kN/m^2$ = مقاومت فشاری محدود نشده

با استفاده از ضریب اطمینان ۳، مطلوبست محاسبه ظرفیت باربری مجاز نوک. داریم:

$q_{u(design)} = q_{u(lab)}/5$

Scanned with CamScanner

۱۲-۱۹- شمع بتنی درجا به طول ۲۰ متر و قطر ۳۵۰ میلیمتر تحت آزمایش بارگذاری قرار گرفته و نتایج زیر حاصل شده است:

جدول مسئله ۱۲-۱۹

بار (kN)	0	250	500	750	1000	1250	1000	750	500	250	0
نشست (mm)	0	2.0	5.0	8.2	15.0	39.6	39.5	38.2	37.5	36.1	35.5

$$E_{بتن} = 2.5\times10^5\ N/mm^2 = 25\times10^6\ kN/m^2$$

(الف) با استفاده از روش دیویسون (۱۹۷۳) و ضریب اطمینان ۲/۵ ظرفیت باربری مجاز شمع را محاسبه کنید.

(ب) در بار ۱۲۵۰ کیلونیوتن، نشست کل و خالص چقدر است.

۱۲-۲۰- شمعی کوبیدنی بتنی به قطر ۶۰۰ میلیمتر و طول ۲۵ متر بار ستونی به مقدار ۱۲۰۰ کیلونیوتن را تحمل می‌کند. تخمین زده شده است که اصطکاک جدار ۹۰۰ کیلونیوتن و باربری نوک ۳۰۰ کیلونیوتن را حمل می‌نماید. مطلوبست تعیین نشست بالای شمع با استفاده از روش پولوس و دیویس با اطلاعات زیر:

$$E_s = 25000\,kN/m^2\ ,\ E_p = 3\times10^7\ kN/m^2 \qquad \mu_s = 0.2$$

۱۲-۲۱- مسئله ۱۲-۲۰ را با روش وسیک با فرض توزیع یکنواخت اصطکاک جلدی در امتداد طول شمع تکرار نمایید.

۱۲-۲۲- با استفاده از روش وسیک مطلوبست تعیین نشست کل شمع. کوتاه شدن الاستیک شمع $S_{e(1)}$ با استفاده از رابطه‌ی ۱۲-۲۸ بصورت زیر تعیین می‌شود:

$$s_{e(1)} = \frac{\left(Q_{wp} + \xi Q_{ws}\right)L}{A_p E_p}$$

در صورتی‌که تنش اصطکاکی در ارتفاع شمع ثابت بماند، $\xi = 0.5$ است.

۱۲-۲۳- شمع به طول ۳۰ متر و مقطع ۳۰۰×۳۰۰ میلیمتر به طور کامل در نهشته‌ی ماسه‌ای فرورفته است. اگر $n_h = 9200\ kN/m^2$ و لنگر در تراز زمین M_g مساوی صفر و تغییرمکان جانبی مجاز شمع ۱۲ میلیمتر و $E_p = 21 \times 10^6\ kN/m^2$ و $F_{y(pile)} = 21000\ kN/m^2$ باشد، مطلوبست محاسبه‌ی نیروی جانبی Q_g شمع در تراز زمین با استفاده از روش الاستیک.

۱۲-۲۴- مسئله‌ی ۱۲-۲۳ را با استفاده از روش برامز دوباره حل کنید، فرض کنید که شمع بلند (انعطاف‌پذیر) است و بالای آن آزاد می‌باشد. وزن مخصوص خاک را $\gamma = 16\ kN/m^3$ و زاویه‌ی اصطکاک خاک $\phi' = 30°$ و تنش تسلیم مصالح را $F_y = 21000\ kN/m^2$ فرض نمایید.

Scanned with CamScanner

۱۲-۲۵- شمع فولادی H (HP330 × 149) توسط چکش کوبیده می‌شود. حداکثر نرخ انرژی ۵۴/۲۳ کیلونیوتن متر است. وزن پیستون چکش ۵۳/۴ کیلونیوتن و طول شمع ۲۷/۴۴ متر است. ضریب برگشت مساوی ۰/۳۵، وزن سرشمع ۱۰/۷ کیلونیوتن، کارایی چکش ۰/۸۵ و تعداد ضربات ۲۵/۴ میلیمتر نفوذ نهایی مساوی ۱۰ و $E_p=207\times10^6\ kN/m^2$ است. با استفاده از رابطه‌ی ۱۲-۱۲۲ و ضریب اطمینان FS=6، مطلوبست تعیین ظرفیت باربری مجاز شمع.

۱۲-۲۶- با استفاده از روش EN اصلاح شده (جدول ۱۲-۱۷) و ضریب اطمینان FS = 3 مسئله ۱۲-۲۵ را دوباره حل کنید.

۱۲-۲۷- مسئله ۱۲-۲۵ را با استفاده از رابطه‌ی دانمارکی (جدول ۱۲-۱۷) و FS=3 دوباره حل کنید.

۱۲-۲۸- چکش بخاری با عملکرد یکطرفه (ولکان مدل 08) برای کوبیدن شمعی به قطر ۴۰۰ میلیمتر و طول ۲۰ متر از بتن پیش‌ساخته به زمین مورد استفاده قرار می‌گیرد. سایر اطلاعات به قرار زیر هستند:

35.6 kN = وزن پیستون چکش

1.0 m = ارتفاع سقوط

35.6 kN.m = انرژی چکش

0.8 = ضریب کارایی چکش

0.4 = ضریب برگشت

5 kN = وزن سرشمع

6 = تعداد ضربه برای نشست ۲۵ میلیمتر آخر

$24\ kN/m^3$ = وزن مخصوص بتن

با استفاده از رابطه‌ی ENR اصلاح شده و ضریب اطمینان FS=4، ظرفیت مجاز شمع را محاسبه کنید.

۱۲-۲۹- چکش دیزل (دلماگ D12) با انرژی حداکثر ۳۰ کیلونیوتن متر و ضریب کارایی چکش ۸۵ درصد برای کوبش شمع بتنی به طول ۱۵ متر با مقطع مربع ۴۰۰×۴۰۰ میلیمتر مورد استفاده قرار می‌گیرد. اطلاعات زیر در دست است:

12.2 kN = وزن پیستون

4.0 kN= وزن سرشمع

0.35 = ضریب برگشت

$24\ kN/m^3$ = وزن مخصوص بتن

برای اخذ ظرفیت باربری مجاز ۴۰۰ کیلونیوتن بر پایه‌ی رابطه‌ی ENR اصلاح شده و ضریب اطمینان ۴، نرخ کوبش انتهایی S (ست) چقدرباید باشد.

۱۲-۳۰- شکل ۱۲-۴۹- الف شمعی به طول L = 15m، قطر D = 305mm، H_f = 3m، $\gamma_{fill}=17.5kN/m^3$، $\phi'_{fill}=25°$ می‌باشد. مطلوبست تعیین نیروی کشانی به طرف پایین شمع. فرض کنید که خاکریز در بالای تراز آب زیرزمینی است و $\delta'=0.5\phi'_{fill}$ می‌باشد.

Scanned with CamScanner

۱۲-۳۱- مسئله‌ی ۱۲-۳۰ را با فرض اینکه تراز آب زیرزمینی در بالای خاکریز و $\gamma_{sat(fill)} = 19.8 kN/m^3$ باشد، دوباره حل کنید. سایر کمیت‌ها به قدرت خود باقی هستند، نیروی کشانی به طرف پایین شمع چقدر است. فرض کنید:

$\delta' = 0.5\phi'_{fill}$

۱۲-۳۲- با مراجعه به شکل ۱۲-۴۹- ب، فرض کنید:

$L = 18m$ ، $\gamma_{fill} = 17 kN/m^3$ و $\gamma_{sat(clay)} = 19.8 kN/m^3$ و $\phi'_{clay} = 20°$

$H_f = 3.5m$ و $D_{(قطرشمع)} = 400mm$

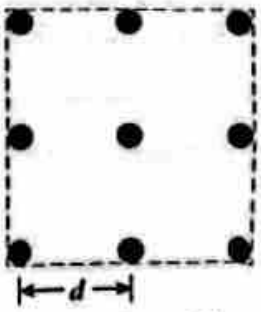
تراز آب زیرزمینی دربالای لایه رسی قرار دارد. مطلوبست تعیین نیروی کشانی به طرف پایین شمع. فرض کنید $\delta' = 0.6\phi'_{clay}$.

۱۲-۳۳- مطلوب است محاسبه‌ی ضریب کارایی گروه برای گروه شمع 4×6 متشکل از شمع‌های بتنی به قطر ۴۰۰ میلیمتر که در فاصله‌ی مرکز به مرکز ۱/۲ متر از یکدیگر قرار دارند:

(الف) با استفاده از رابطه‌ی کانورس- لابار

(ب) رابطه‌ی لس‌آنجلس

۱۲-۳۴- در شکل مسئله ۳۴، گروه شمع نشان داده شده است. فرض کنید که شمع‌ها در رس همگن اشباع $c_u = 90 kN/m^2$ کوبیده شده‌اند. قطر شمع‌ها (D) ۳۱۶ میلیمتر و فاصله‌ی مرکز به مرکز آنها ۶۰۰ میلیمتر و طول آنها ۲۰ متر می‌باشد. مطلوبست ظرفیت باربری مجازشمع‌ها با استفاده از جدول ۱۲-۱۱ و $FS = 3$.



شکل مسئله ۱۲-۳۴

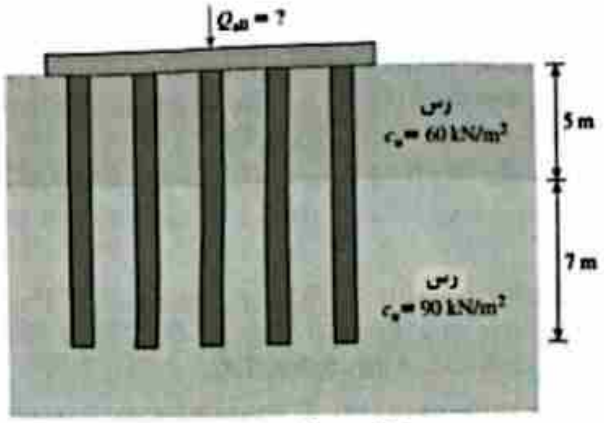
۱۲-۳۵- مسئله ۱۲-۳۴ را با اطلاعات زیر دوباره حل کنید:

$D = 305 mm$ طول شمع = 13.7 m فاصله مرکز به مرکز شمع‌ها = 762 mm

(از جدول ۱۲-۱۱ استفاده کنید) $FS = 3$ و $c_u = 41.2 kN/m^2$

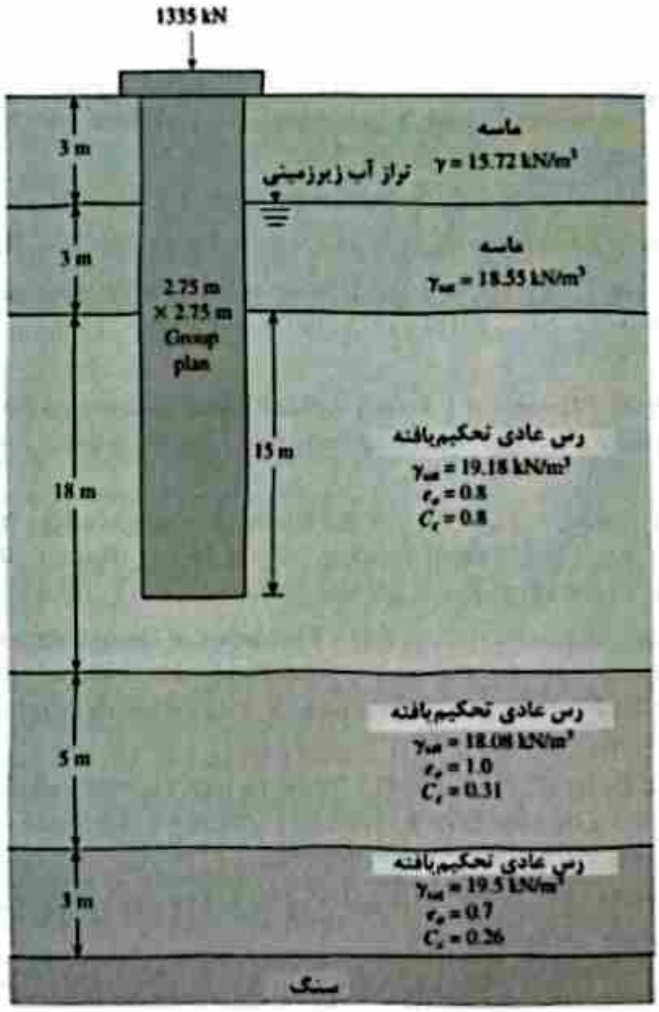
۱۲-۳۶- شکل نشان دهنده‌ی گروه شمع ۳×۵ متشکل از ۱۵ شمع بتنی به قطر ۴۰۰ میلیمتر و طول ۱۲ متر است. فاصله مرکز به مرکز شمع‌ها ۱۲۰۰ میلیمتر است. با ضریب اطمینان ۳ حداکثر ظرفیت باربری Qall چقدر است.

Scanned with CamScanner



شکل مسئله‌ی ۱۲-۳۶

۱۲-۳۷- شکل مسئله، گروه شمع را در رس نشان می‌دهد. مطلوبست تعیین نشست تحکیم گروه شمع. از روش ۲ به ۱ استفاده کنید. (برای تعیین تنش موثر)



شکل مسئله‌ی ۱۲-۳۷

Scanned with CamScanner

مآخذ فصل دوازدهم

American Petroleum Institute (API) (1987). *Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platforms*, API RP2A, 17th ed., American Petroleum Institute, Washington, DC.

American Petroleum Institute (API) (2000). *Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platforms*, API RP2A, 21st ed., Washington, DC.

American Petroleum Institute (API) (2007). *Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platforms*, API RP2A, 22nd ed., American Petroleum Institute, Washington, DC.

American Society of Civil Engineers (1959). "Timber Piles and Construction Timbers," *Manual of Practice*, No. 17, American Society of Civil Engineers, New York.

American Society of Civil Engineers (1993). *Design of Pile Foundations (Technical Engineering and Design Guides as Adapted from the U.S. Army Corps of Engineers*, No. 1), American Society of Civil Engineers, New York.

Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., and Pasqualini, E. (1981). "Cone Resistance in Dry N.C. and O.C. Sands, Cone Penetration Testing and Experi- ence," *Proceedings, ASCE Specialty Conference*, St. Louis, pp. 145–177.

Bjerrum, L., Johannessen, I. J., and Eide, O. (1969). "Reduction of Skin Friction on Steel Piles to Rock," *Proceedings, Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico City, Vol. 2, pp. 27–34.

Bowles, J. E. (1982). *Foundation Analysis and Design*, 3rd ed., McGraw-Hill, New York.

Bowles, J. E. (1996). *Foundation Analysis and Design*, 5th ed., McGraw-Hill, New York.

Briaud, J. L., Tucker, L., Lytton, R. L., and Coyle, H. M. (1985). *Behavior of Piles and Pile Groups*, Report No. FHWAYRD{83y038, Federal Highway Administration, Washington, DC.

Broms, B. B. (1965). "Design of Laterally Loaded Piles," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 91, No. SM3, pp. 79–99.

Chen, Y. J. and Kulhawy, F. H. (1994). "Case History Evaluation of the Behavior of Drilled Shafts under Axial and Lateral Loading," *Final Report, Project 1493-04, EPRI TR-104601*, Geotechnical Group, Cornell University, Ithaca, NY, December.

Coleman D. M. and Arcement, B. J. (2002). "Evaluation of Design Methods for Auger Cast Piles in Mixed Soil Conditions." *Proceedings, International Deep Foundations Congress*, Orlando, FL, M. W. O'Neill and F. C. Townsends (eds.), American Society of Civil Engineers, pp. 1404–1420.

Coyle, H. M. and Castello, R. R. (1981). "New Design Correlations for Piles in Sand," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engi- neers, Vol. 107, No. GT7, pp. 965–986.

Das, B. M. and Luo, Z. (2017). *Principles of Soil Dynamics*, 3rd ed., Cengage Learning, Boston, MA.

Davisson, M. T. (1973). "High Capacity Piles," in *Innovations in Foundation Construction*, Proceedings of a Lecture Series, Illinois Section, American Society of Civil Engineers, Chicago.

Scanned with CamScanner

Davisson, M. T. (1970). "BRD Vibratory Driving Formula," *Foundation Facts*, Vol. VI, No. 1, pp. 9–11.

Davisson, M. T. and Gill, H. L. (1963). "Laterally Loaded Piles in a Layered Soil System," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 89, No. SM3, pp. 63–94.

Federal Highway Administration (FHWA) (2007). *Design and Construction of Continuous Flight Auger Piles*, Geotechnical Engineering Circular (GEC) No. 8, Washington, DC.

Feng, Z. and Deschamps, R. J. (2000). "A Study of the Factors Influencing the Penetration and Capacity of Vibratory Driven Piles," *Soils and Foundations*, Vol. 40, No. 3, pp. 43–54.

Goodman, R. E. (1980). *Introduction to Rock Mechanics*, John Wiley & Sons, New York.

Janbu, N. (1953). *An Energy Analysis of Pile Driving with the Use of Dimensionless Parameters*, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Publication No. 3.

Karlsrud, K., Clausen, C. J. F., and Aas, P. M. (2005). "Bearing Capacity of Driven Piles in Clay, the NGI Approach." *Frontiers in Offshore Geotechnics: ISFOG*, S. Gourvenec and M. Cassidy, eds., Taylor and Francis Group, Perth, Australia, pp. 775–782.

Kishida, H. and Meyerhof, G. G. (1965). "Bearing Capacity of Pile Groups under Eccentric Loads in Sand," *Proceedings, Sixth International Conference on Soil Mechan- ics and Foundation Engineering*, Montreal, Vol. 2, pp. 270–274.

Liu, J. L., Yuan, Z. I., and Zhang, K. P. (1985). "Cap-Pile-Soil Interaction of Bored Pile Groups," *Proceedings, Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, Vol. 3, pp. 1433–1436.

Mansur, C. I. and Hunter, A. H. (1970). "Pile Tests—Arkansas River Project," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 96, No. SM6, pp. 1545–1582.

Matlock, H. and Reese, L. C. (1960). "Generalized Solution for Laterally Loaded Piles," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 86, No. SM5, Part I, pp. 63–91.

Meyerhof, G. G. (1976). "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 102, No. GT3, pp. 197–228.

Nottingham, L. C. and Schmertmann, J. H. (1975). *An Investigation of Pile Capacity Design Procedures*, Research Report No. D629, Department of Civil Engineering, University of Florida, Gainesville, FL.

Olson, R. E. and Flaate, K. S. (1967). "Pile-Driving Formulas for Friction Piles in Sand," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 93, No. SM6, pp. 279–296.

O'Neill, M. W. and Reese, L. C. (1999). *Drilled Shafts: Construction Procedure and Design Methods*, FHWA Report No. IF-99-025.

Randolph M. F. and Murphy, B. S. (1985). "Shaft Capacity of Driven Piles in Clay," *Proceedings, 17th Annual Offshore Technology Conference*, Houston, TX, pp. 371–378.

Rausche, F., Likins, G. E., Goble, G. G., and Hussein, M. (1986). "The Performance of Pile Driving Systems Inspection Manual," Federal Highway Administration, Report No. FHWA/RD-86/160, Washington, DC.

Scanned with CamScanner

Sawant, V. A., Shukla, S. K., Sivakugan, N., and Das, B. M. (2013). "An Insight into the Pile Setup and the Load-Carrying Capacity of Driven Piles," *International Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 7, No. 1, pp. 71–83.

Schmertmann, J. H. (1978). *Guidelines for Cone Penetration Test: Performance and Design*, Report FHWA-TS-78-209, Federal Highway Administration, Washington, DC.

Seiler, J. F. and Keeney, W. D. (1944). "The Efficiency of Piles in Groups," *Wood Preserving News*, Vol. 22, No. 11 (November), pp. 109–118.

Sladen, J. A. (1992). "The Adhesion Factor: Applications and Limitations," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 29, No. 2, pp. 323–326.

Smith, E. A. L. (1960). "Pile-Driving Analysis by the Wave Equation," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 86, No. SM4, pp. 35–61.

Terzaghi, K., Peck, R. B., and Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley & Sons, New York.

Tomlinson, M. J. and Woodward, J. (2008). *Pile Design and Construction Practice*, 5th ed., Taylor & Francis, UK.

USACE (1991). *Design of Pile Foundations*, Engineering Design Manual EM1110-2-2906, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC.

Vesic, A. S. (1961). "Bending of Beams Resting on Isotropic Elastic Solids," *Journal of the Engineering Mechanics Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 87, No. EM2, pp. 35–53.

Vesic, A. S. (1969). *Experiments with Instrumented Pile Groups in Sand*, American Society for Testing and Materials, Special Technical Publication No. 444, pp. 177–222.

Vesic, A. S. (1970). "Tests on Instrumental Piles—Ogeechee River Site," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 96, No. SM2, pp. 561–584.

Vesic, A. S. (1977). *Design of Pile Foundations*, National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Practice No. 42, Transportation Research Board, Washington, DC.

Vijayvergiya, V. N. and Focht, J. A., Jr. (1972). *A New Way to Predict Capacity of Piles in Clay*, Offshore Technology Conference Paper 1718, Fourth Offshore Technology Conference, Houston.

Wong, K. S. and Teh, C. I. (1995). "Negative Skin Friction on Piles in Layered Soil Deposit," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 121, No. 6, pp. 457–465.

Woodward, R. J., Gardner, W. S., and Greer, D. M. (1972). *Drilled Pier Foundations*, McGraw-Hill, New York.

Scanned with CamScanner

فصل سیزدهم

شمع‌های درجاریز

۱۳-۱- مقدمه

پایه‌های عمیق، شالوده‌های صندوقه‌ای و شمع‌های حفاری شده، اسامی مختلف شمع‌های بتنی درجاریزی می‌باشند که قطر آنها بزرگتر از حدود ۷۵۰ میلیمتر است و می‌توانند مسلح یا غیرمسلح، با و یا بدون پافیلی (پداستال) باشند. برای جلوگیری از هرگونه ابهام در نامگذاری‌های فوق، مقصود از شمع‌های درجاریز یا هر اسم دیگر، شمعی با روش اجرای زیر است:

برای اجرا ابتدا چاهی در زمین حفر و سپس قفسه‌ی آرماتور به داخل آن هدایت شده (در صورت مسلح بودن) و دست آخر درون آن با بتن پر می‌شود. بسته به شرایط خاک، برای جلوگیری از ریزش جدار چاه، ممکن است غلاف[1] فلزی به کار گرفته شود. قطر حفاری شمع درجا معمولاً آنقدر بزرگ است که فردی برای بازرسی بتواند داخل آن شود.

استفاده از شمع‌های درجاریز معمولاً دارای مزایای زیر است:

۱- شمع درجاریز به تنهایی می‌تواند جایگزین چند شمع گردد و در نتیجه نیاز به استفاده از کلاهک سرشمع نیز از بین برود (قاب شمع[2]).

۲- در نهشته‌های ماسه‌ای و شنی متراکم، استفاده از شمع درجاریز به مراتب آسانتر از شمع‌کوبی است.

۳- شمع‌های درجاریز را می‌توان قبل از تسطیح زمین انجام داد.

۴- در نتیجه‌ی ارتعاش حاصله، شمع‌کوبی می‌تواند ساختمان‌های مجاور را به مخاطره اندازد. در حالی که در اجرای شمع درجاریز چنین خطری در میان نیست.

۵- شمع‌کوبی در زمین‌های رسی می‌تواند باعث تورم خاک و یا حرکت جانبی شمع‌های کوبیده شده از قبل گردد. شمع درجاریز چنین عوارضی ندارد.

۶- در هنگام اجرای شمع درجاریز سروصدایی که در کوبیدن شمع تولید می‌شود، وجود ندارد.

۷- با توجه به اینکه امکان پهن کردن نوک شمع درجاریز وجود دارد (پافیلی) می‌توانند مقاومت کششی قابل ملاحظه‌ای در مقابل نیروهای برکنش[3] از خود نشان دهند.

۸- در شمع‌های درجاریز امکان بررسی چشمی وضعیت جداره‌ها و همچنین کف چاه که مقاومت نوک پایه را تامین می‌نماید، وجود دارد.

---

1 - Casing
2 - Pile bent
3 - Uplift

Scanned with CamScanner

۹- در خاک‌های خیلی ضعیف، دارای صرفه‌ی اقتصادی از نظر ماشین‌آلات هستند.
۱۰- شمع درجاریز به علت قطر بزرگتر، دارای مقاومت بیشتری در مقابل بارهای جانبی در مقایسه با شمع‌های کوبیدنی می‌باشد.

در کنار مزایای فوق، استفاده از شمع درجاریز، معایبی نیز دارد. به عنوان مثال بتن‌ریزی پایه‌های عمیق احتیاج به نظارت دقیق دارد. در آب و هوای نامناسب ممکن است اجرای عملیات بتن‌ریزی به تعویق بیافتد. همچنین همانند ترانشه‌های مهارشده، خاکبرداری عمیق برای شمع درجاریز ممکن است باعث نشست زمین‌های اطراف و در نتیجه خسارت به ساختمان مجاور شود.

مراد از شالوده‌ی صندوقه‌ای، شالوده‌ای می‌باشد که در یک محیط تر، نظیر رودخانه، دریاچه و یا سواحل دریا اجرا می‌شود. برای اجرای شالوده‌ی صندوقه‌ای، یک شفت توخالی و یا صندوقه در محل موردنظر در زمین مستغرق می‌شود تا به لایه‌ی محکمی که قرار است شالوده در آن ساخته شود، برسد. برای اینکه عمل فرورفتن صندوقه در زمین‌های نرم سهل‌تر شود، لبه‌ی برنده در قسمت تحتانی صندوقه تعبیه می‌گردد. بعد از قرار گرفتن لبه‌ی تحتانی روی لایه‌ی محکم، مصالح داخل صندوقه خالی شده و بعد از قرار دادن قفسه‌ی آرماتور در داخل صندوقه، داخل آن بتن‌ریزی می‌شود. پایه‌های کناری و میانی پل‌ها، دیوارهای ساحلی، و سازه‌های حفاظت ساحلی، را می‌توان برروی پایه‌های صندوقه‌ای قراردارد.

به عنوان جمع‌بندی کلی، همان‌طور که تعاریف نشان می‌دهند، شمع‌های درجاریز و شالوده‌های صندوقه‌ای، شمع‌های بتنی درجاریز با قطر بزرگ می‌باشند که بسیاری از تئوری‌های شمع‌ها برای آنها قابل کاربرد است و اختلاف ظاهری آنها با شمع‌ها، نحوه‌ی اجرا و قطر بزرگ آنها می‌باشد. (امروزه استفاده از شمع‌های درجاریز در کشور ما بسیار متداول شده است و از نقطه‌نظر عرف اجرایی بدون هیچگونه تمایزی، به آن نام شمع اطلاق می‌شود. مترجم)

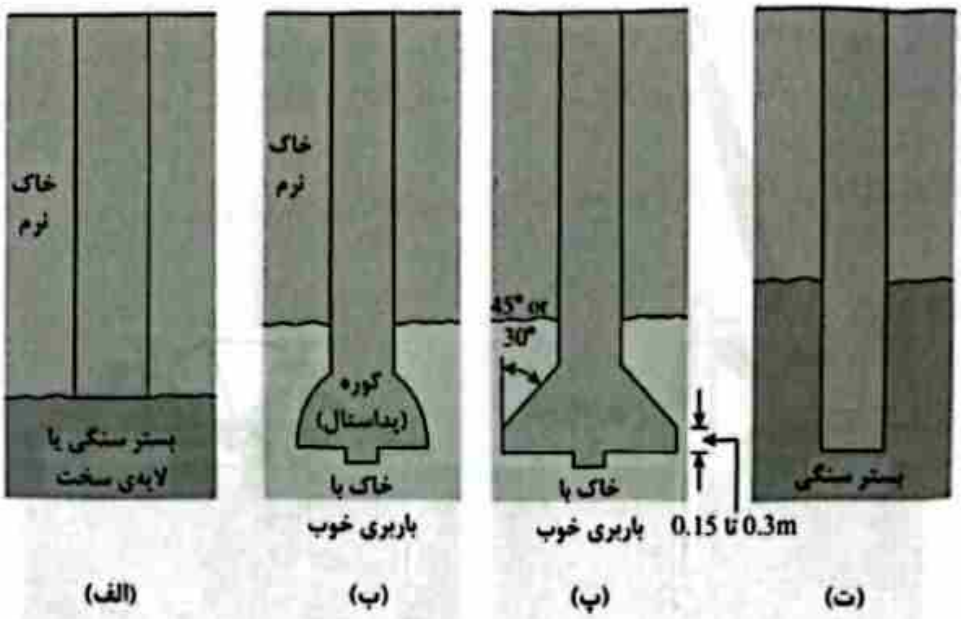
۱۳-۲- انواع شمع‌های درجاریز

شمع‌های درجاریز را می‌توان برحسب روش انتقال بار به لایه‌های تحتانی خاک طبقه‌بندی نمود. شکل ۱۳-۱-الف شمع درجاریزی را نشان می‌دهد که دارای تنه‌ی مستقیمی می‌باشد. این تنه از کل لایه‌ی نرم عبور کرده و نوک آن بروی لایه‌ی سخت قرار می‌گیرد. در صورت نیاز، تنه‌ی آن می‌تواند دارای غلاف فولادی باشد. مقاومت چنین پایه‌هایی، می‌تواند به علت مقاومت نوک و اصطکاک جدار (مقاومت جلدی) باشد.

در شکل ۱۳-۱-ب و پ نوک شمع درجاریز، قدری پهن شده است. با قیاس به انباره‌ای که مقنی‌ها در ته چاه‌های جاذب فاضلاب ایجاد می‌کنند، به چنین عملی احداث کوره یا پداستال در نوک پایه می‌گویند. کوره می‌تواند به شکل گنبدی (شکل ۱۳-۱-ب) و یا به شکل مخروطی (شکل ۱۳-۱-پ) باشد. زاویه‌ی مولد مخروط با امتداد قائم می‌تواند بین ۳۰ تا ۴۵ درجه باشد. شمع حاصل پافیلی نیز نامیده می‌شود.

کف کوره باید متکی بر لایه‌ی سخت باشد. مقاومت اکثر پایه‌های عمیق طرح و اجرا شده در آمریکا، تنها متکی بر ظرفیت باربری نوک می‌باشد. در اکثر طرح‌های اجرا شده در اروپا، هم از مقاومت نوک و هم از اصطکاک جدار استفاده شده است.

Scanned with CamScanner



شکل ۱۳-۱- انواع شمع درجاریز. (الف) پایه با تنه‌ی مستقیم. (ب و پ) پایه با پداستال (کوره)، (ت) پایه با تنه‌ی مستقیم که وارد لایه‌ی سنگی شده است.

در صورتی که همانند شکل ۱۳-۱- ت، تنه‌ی مستقیم شمع وارد لایه‌ی سنگی (یا لایه‌ی خیلی سخت) شود، ظرفیت باربری پایه، مجموع مقاومت نوک و مقاومت برشی در سطح تماس بتن با سنگ خواهد شد.

۱۳-۳- روش‌های اجرایی

امروزه حفاری اکثر شمع‌های درجاریز به کمک ماشین‌های دورانی صورت می‌گیرد. سه روش اصلی برای اجرا وجود دارد که عبارتنداز: (۱) روش خشک، (۲) روش غلاف‌گذاری، (۳) روش تر.

اجرای خشک (شکل ۱۳-۵- الف)

این روش در خاک‌ها و سنگ‌ها وقتی‌که تراز آب زیرزمینی پایین‌تر از تراز نوک شمع است و خطر ریزش جدار چاه وجود ندارد، مورد استفاده قرار می‌گیرد. مطابق شکل ۱۳-۲ مراحل اجرا به شرح زیر است:

گام ۱- حفاری به کمک ماشین (در حالت خشک، حفاری دستی نیز امکان‌پذیر است).

گام ۲- قفس‌گذاری در صورت نیاز.

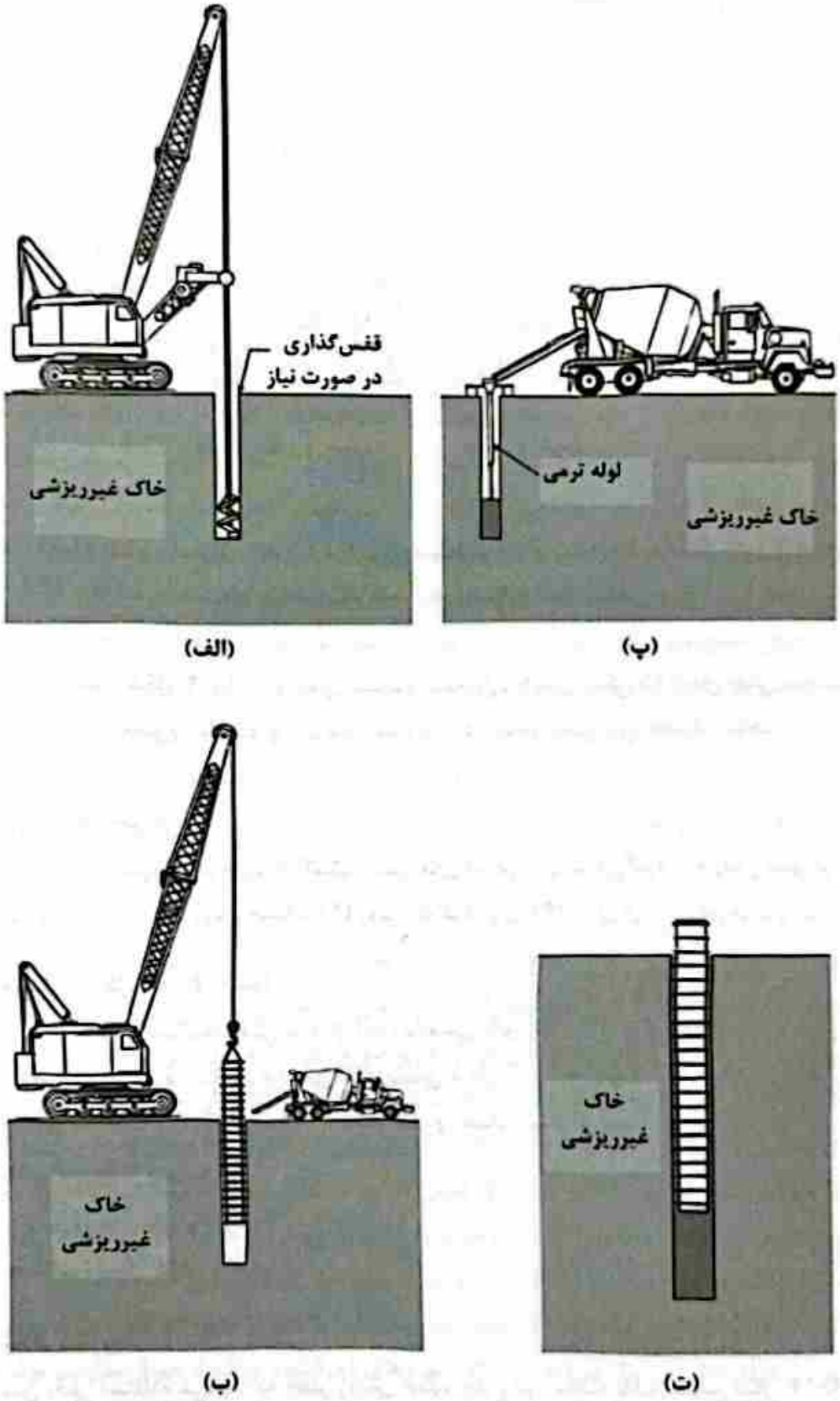
گام ۳- بتن‌ریزی به کمک لوله.

گام ۴- عملیات تکمیل کاری و اتمام.

اجرا با غلاف‌گذاری

از این روش وقتی استفاده می‌شود که خطر ریزش جداره چاه وجود داشته باشد. مطابق شکل ۱۳-۳ مراحل اجرا به صورت زیر است:

گام ۱- مطابق روش خشک حفاری آغاز می‌شود.

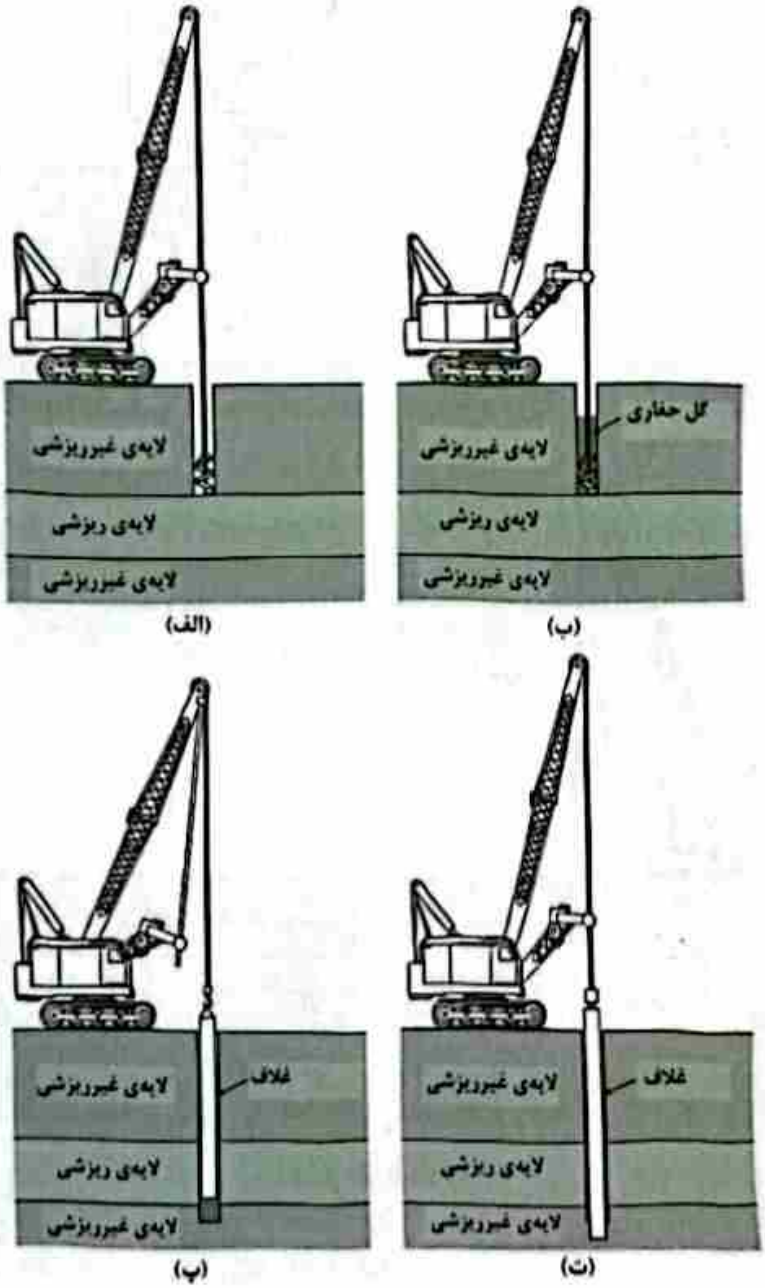


شکل ۱۳-۲- اجرای خشک شمع درجاریز (الف) شروع حفاری، (ب) قفس‌گذاری، (پ) بتن‌ریزی، (ت) تکمیل کاری

Scanned with CamScanner

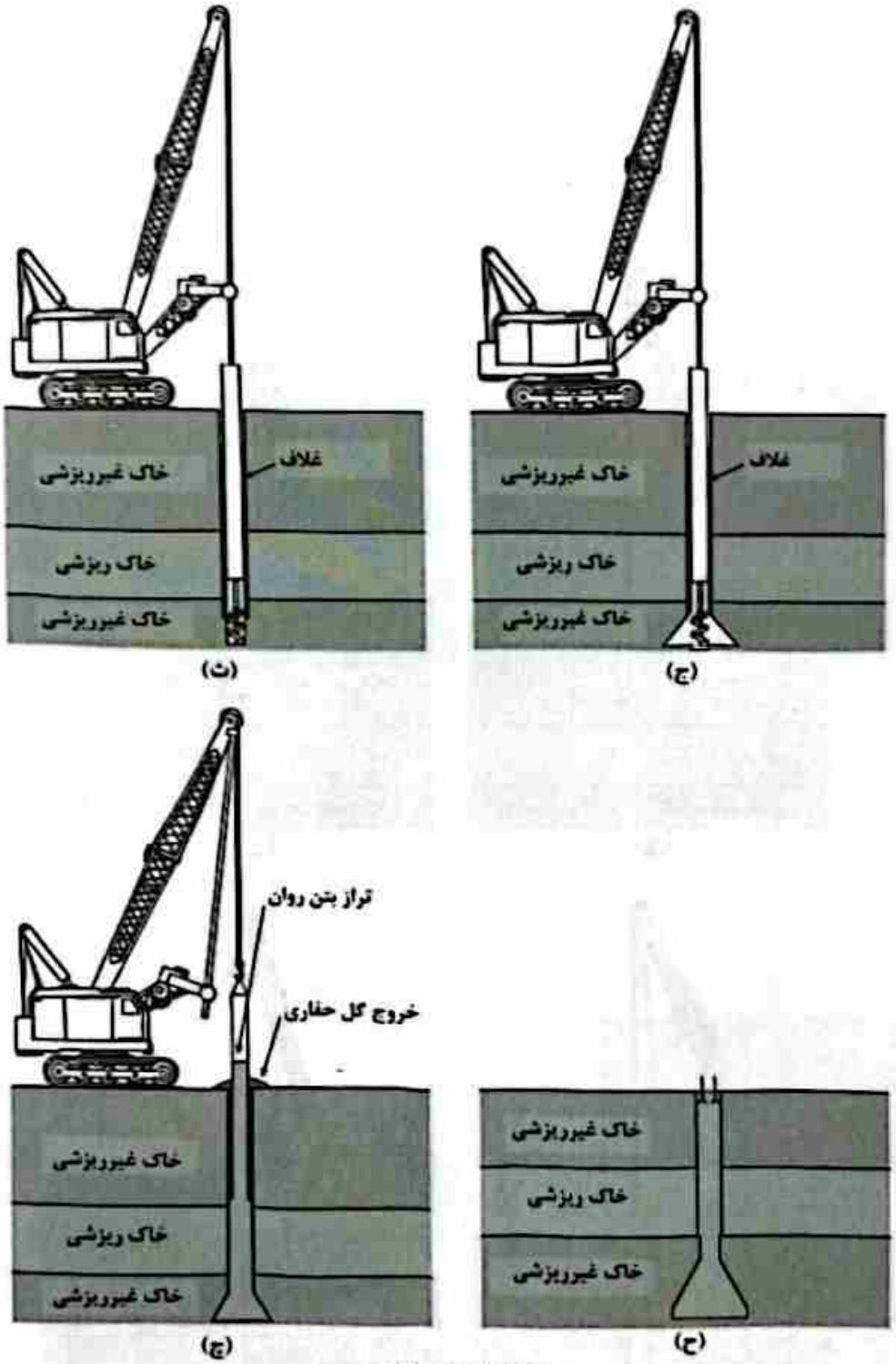
گام ۲- در برخورد به لایه‌ی ریزشی گل حفاری (گل بنتونیت) به داخل چاه ریخته می‌شود (شکل ۱۳-۳-ب). گل حفاری وزن مخصوص حدود ۱۳ کیلونیوتن برمترمکعب دارد و با فشار جانبی خاک مقابله کرده و از ریزش جلوگیری می‌کند.

گام ۳- در صورت نیاز لوله فولادی که غلاف نامیده می‌شود به درون چاه فرو برده می‌شود (شکل ۱۳-۳-پ).



شکل ۱۳-۳- اجرا با غلاف‌گذاری. (الف) شروع حفاری، (ب) ادامه حفاری با کمک گل حفاری، (پ) فروبردن غلاف، (ت) خارج کردن گل حفاری، (ث) ادامه حفاری از درون غلاف، (ج) ایجاد کوره، (چ) قفس‌گذاری، بتن‌ریزی و خروج غلاف به کمک چکش ویبره، (ح) عملیات تکمیل کاری.

Scanned with CamScanner



شکل ۱۳-۳- ادامه

گام ۴- خارج کردن گل حفاری (شکل ۱۳-۳- ث)

گام ۵- ادامه حفاری از درون غلاف (شکل ۱۳-۳- ث)

گام ۶- در صورت نیاز احداث کوره (شکل ۱۳-۳- ج)

گام ۷- قفس‌گذرای، بتن‌ریزی و خارج کردن غلاف به کمک چکش وبیره (شکل ۱۳-۳- چ)

گام ۸- تکمیل کاری (شکل ۱۳-۳- ح)

Scanned with CamScanner

اجرای تر (شکل ۱۳-۵-ب)

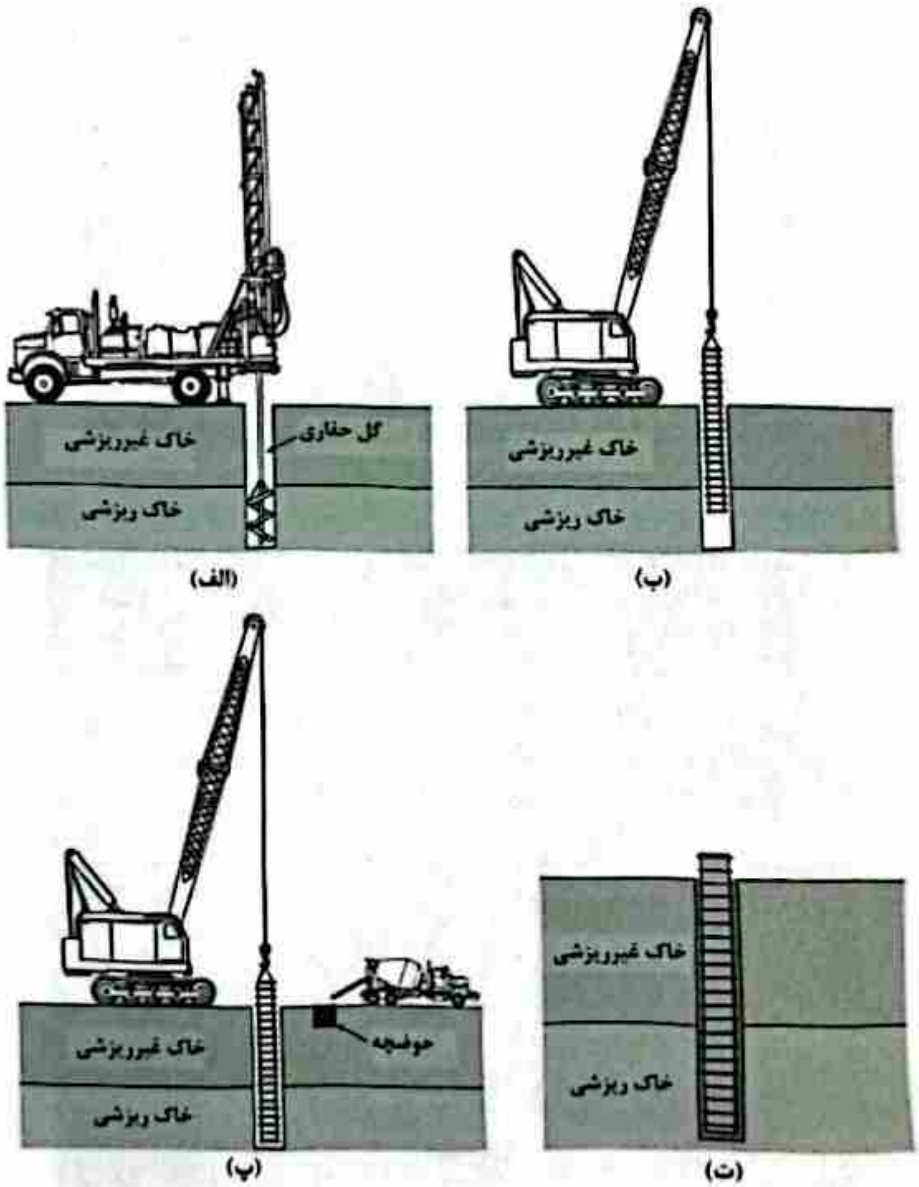
در زمین‌های ریزشی اجرای شمع درجاریز را می‌توان بدون استفاده از غلاف، فقط با استفاده از گل حفاری انجام داد (شکل ۱۳-۴).

گام ۱- حفاری تا عمق کامل با گل حفاری (شکل ۱۳-۴- الف).

گام ۲- قفس‌گذاری (شکل ۱۳-۴-ب).

گام ۳- بتن‌ریزی با لوله ترمی و خروج گل حفاری (شکل ۱۳-۴- پ).

گام ۴- تکمیل کاری (شکل ۱۳-۴-ت).



شکل ۱۳-۴- اجرای تر. (الف) حفاری تا عمق کامل با گل حفاری، (ب) قفس‌گذاری، (پ) بتن‌ریزی با لوله ترمی، (ت) تکمیل کاری و شمع کامل شده

Scanned with CamScanner



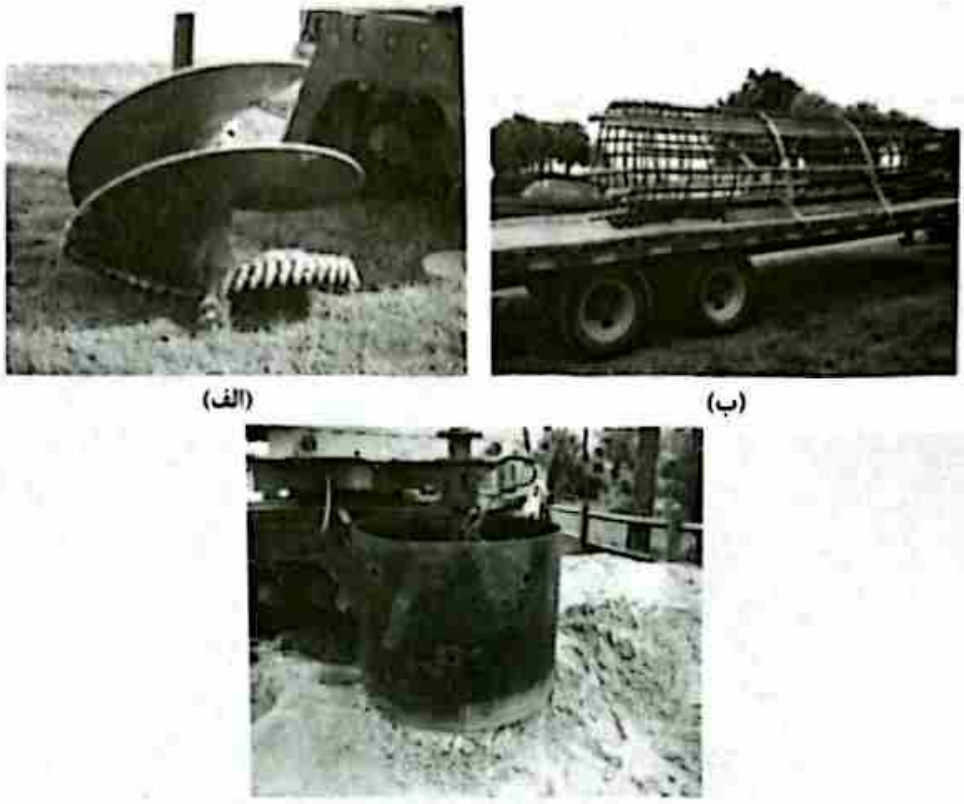
الف- حفاری خشک



ب- حفاری تر با گل حفاری

شکل ۱۳-۵

Scanned with CamScanner



(الف) (ب)

(پ)

شکل ۱۳-۶- (الف) حفار حلزونی (اوگر)، (ب) قفس آرماتور، (پ) حفار جام (باکت)

امروزه حفاری اکثر شمع‌های درجا به وسیله‌ی ماشین صورت می‌گیرد. وسیله‌ی حفاری مته‌های مارپیچ (اوگر) می‌باشد که نیروی دورانی آن توسط موتور پرقدرت، دیزل یا هیدرولیک تامین می‌شود (شکل ۱۳-۶-الف). مته‌های مارپیچ ممکن است دارای لبه‌ی برنده و یا دندانک‌های برنده باشند. از نوع اول برای حفاری در خاک‌های نرم و همگن و از نوع دوم برای حفاری در خاک‌های سخت استفاده می‌شود (شکل ۱۳-۷- ب). مته به یک شافت با مقطع مربع که کِلی[1] نامیده می‌شود، متصل شده و با اعمال دوران به زمین رانده می‌شود. وقتی که حدفاصل بال‌های مته‌ی مارپیچ از خاک پر شد، مته بیرون کشیده شده و با دوران سریع، خاک آن تخلیه می‌شود. مته‌های مارپیچ در قطرهای مختلفی یافت می‌شوند و گاهی مواقع قطر آنها ممکن است به ۳ متر برسد.

وقتی که حفاری به عمق مطلوب رسید، مته مارپیچ با وسیله‌ی حفار مخصوص کوره تعویض می‌شود (شکل ۱۳-۷-پ). مطابق شکل این وسیله از یک استوانه (جام) با دو تیغه‌ی برنده که به آن مفصل شده‌اند، تشکیل یافته است. این وسیله در حالی که تیغه‌های آن داخل استوانه جمع شده‌اند، از داخل میله‌ی چاه عبور داده شده و در ته چاه تیغه‌ها همزمان با دوران سریع باز شده و حفاری صورت می‌گیرد. خاک‌های

1 - Kelly

Scanned with CamScanner

حفاری شده به داخل استوانه ریخته شده و حین حفاری به طور متناوب به بالا آورده شده و تخلیه می‌شوند. اغلب این وسیله‌ها قادرند کوره‌ای به قطر حدود سه برابر قطر تنه‌ی پایه ایجاد نمایند.

وسیله‌ی معمول دیگر برای حفاری شمع‌های درجا، مته‌ی جام[1] (باکت) است. این مته متشکل از استوانه‌ی توخالی به نام جام که لبه‌های برنده در ته آن قرار دارند، می‌باشد. جام به شافت مربع (کلی) متصل شده و به وسیله‌ی دوران به زمین رانده می‌شود. خاک‌های کنده شده داخل جام جمع شده و به طور متناوب در حین حفاری به بالا آورده شده و تخلیه می‌شوند. با این وسیله چاه‌هایی به قطر تا ۵/۵ متر نیز حفر شده است (شکل ۱۳-۶- پ، ۱۳-۷-الف).



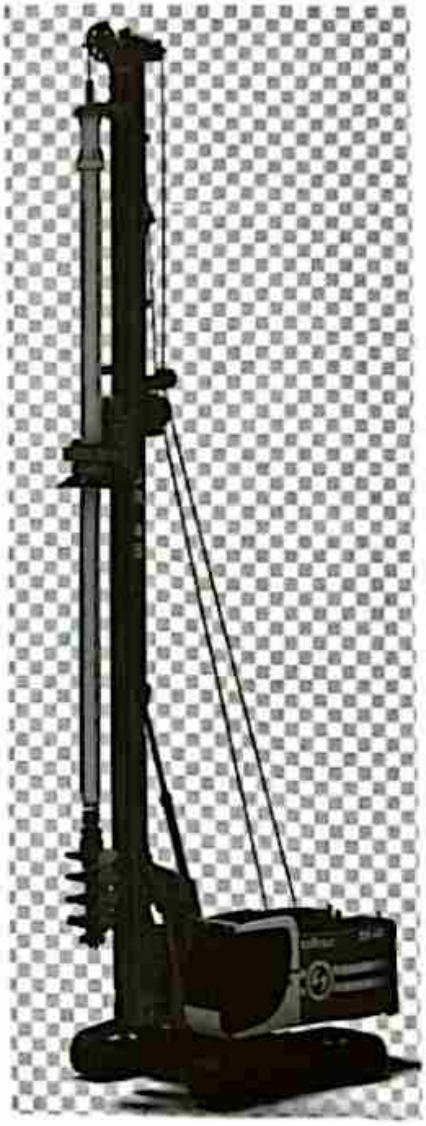
شکل ۱۳-۷- الف- ماشین حفار شمع‌های درجا

1 - Bucket type drill

Scanned with CamScanner

در برخورد با لایه‌ی سنگی، به انتهای جام، لبه‌ی برنده با دندانک‌های تنگستن (الماسه) متصل می‌شود. برای حفاری در سنگ‌های خیلی سخت از جام‌های پرتابی[1] استفاده می‌شود.



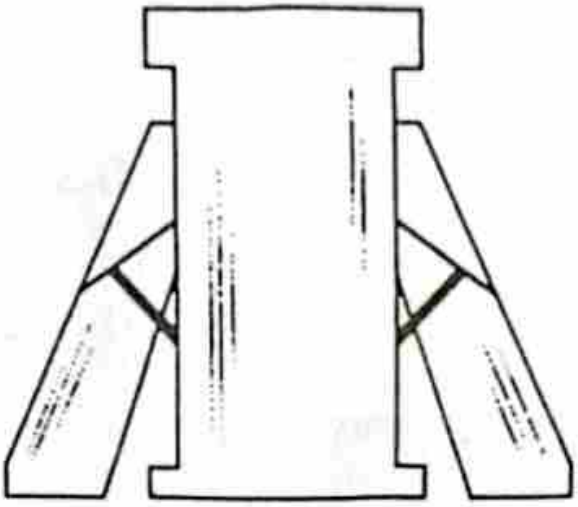


مته‌ی مارپیچ با لبه‌ی برنده

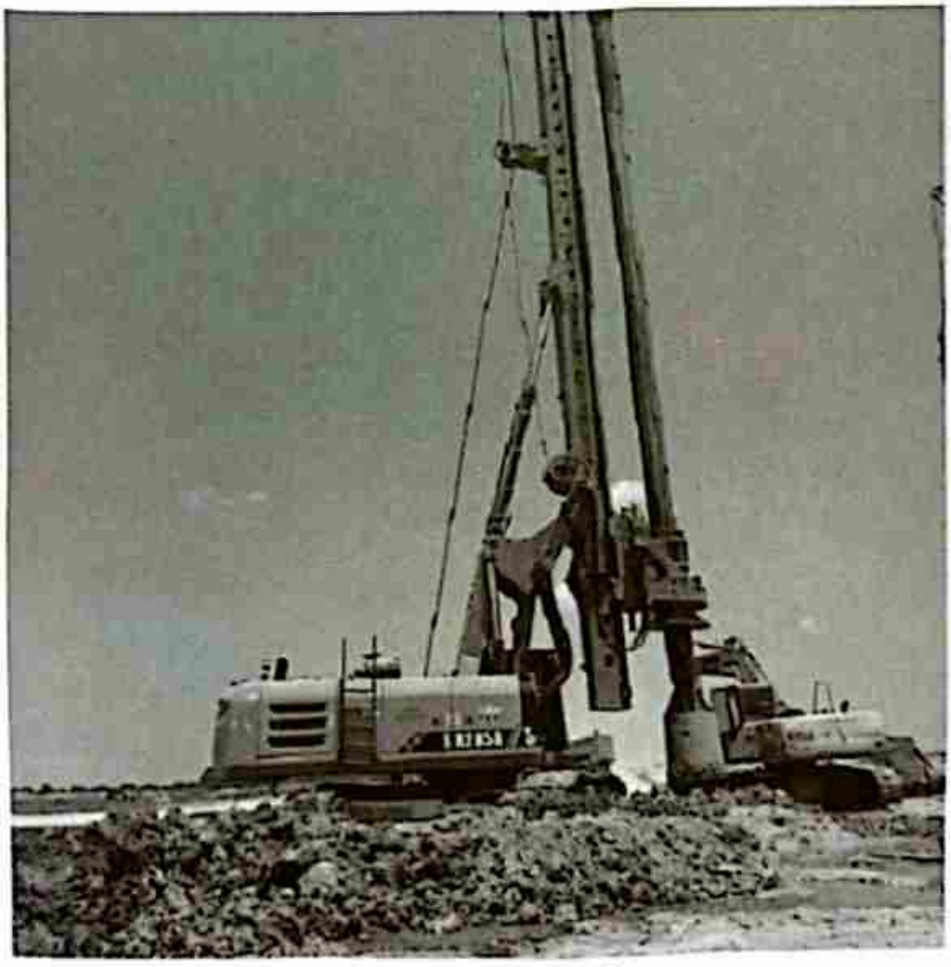
شکل ۱۳-۷- ب- انواع مته‌های حفار

1 - Shot barrel

Scanned with CamScanner

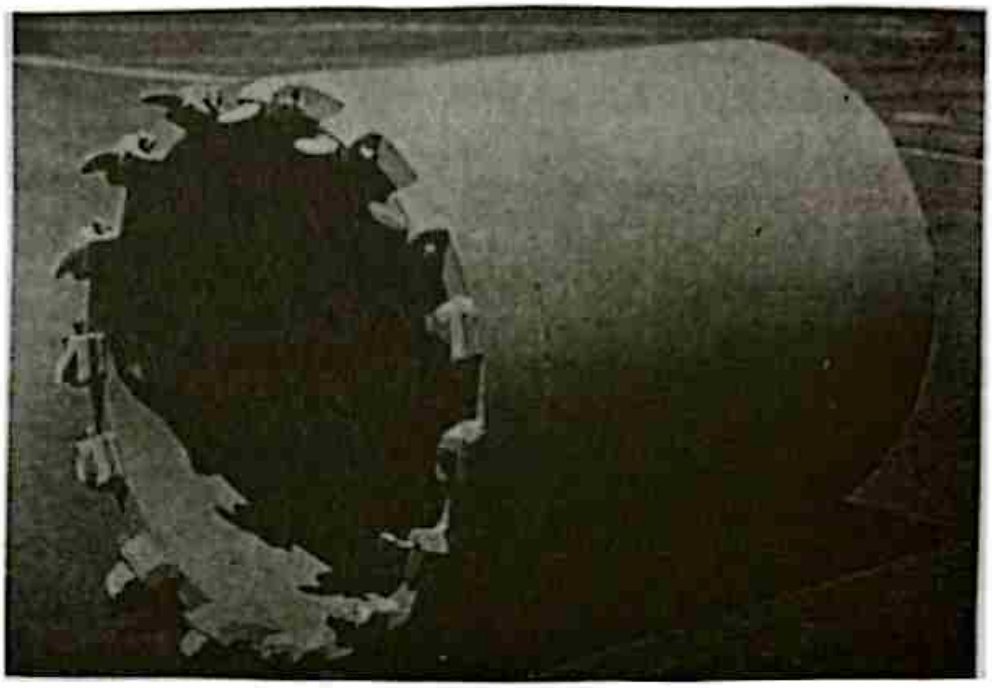


شکل ۱۳-۷- پ- وسیله‌ی حفاری کوره



شکل ۱۳-۷- ت- مته‌ی جام

Scanned with CamScanner



شکل ۱۳-۷- ث- مته‌ی جام برای حفاری در سنگ

اصول حفاری (و یا مغزه‌گیری) در سنگ توسط جام پرتابی در شکل ۱۳-۷-ج نشان داده شده است. در این روش میله‌ی حفاری به صفحه‌ی جام پرتابی وصل می‌شود. جام دارای شیارهای تغذیه‌کننده‌ای است که از میان آن‌ها گلوله‌های فولادی سرد به ته چاه پرتاب می‌شوند. وقتی که جام دوران می‌کند، گلوله‌های فولادی سنگ را می‌برند. از طریق میله‌ی حفاری آب به ته چاه فرستاده می‌شود. سنگ‌های خرد شده به همراه خرده‌های فولاد (که حاصل خردشدن گلوله‌های فولادی می‌باشند) به وسیله‌ی آب بالا آورده شده و در قسمت فوقانی جام رسوب می‌نمایند.

ماشین بنوتو[1] وسیله‌ی دیگری برای حفاری در خاک‌های ریزشی و یا در مواقع برخورد با خاک همراه با قلوه‌سنگ است. این وسیله اساساً از یک لوله‌ی فولادی تشکیل یافته که به وسیله‌ی ارتعاش دهنده‌ای قوی به داخل خاک رانده می‌شود (شکل ۱۳-۷- چ). سپس خاک داخل لوله‌ی فولادی به وسیله‌ی جام مخصوص که به جام چکشی[2] موسوم است، و دارای فک و تیغه‌های برنده می‌باشد، به بیرون تخلیه می‌شود.

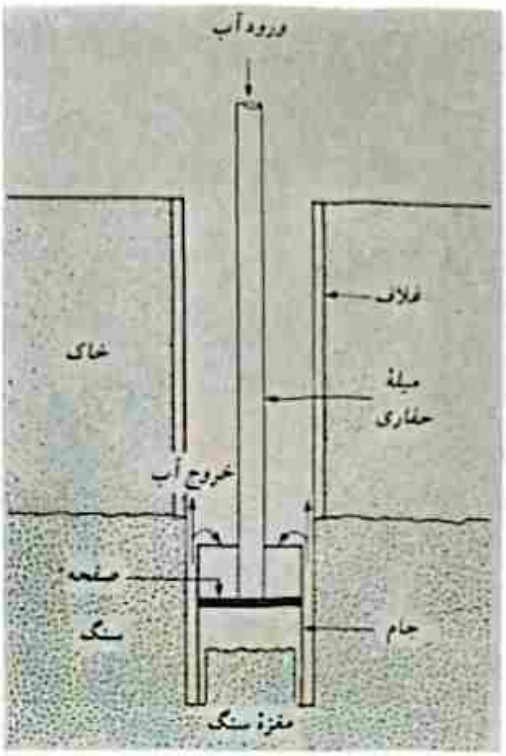
استفاده از غلاف و گل حفاری[3]

هنگام حفاری در خاک‌های نرم (بخصوص خاک‌های رسی نرم)، جداره‌ها ریزش کرده و سوراخ چاه را بند می‌آورند. در چنین مواردی قبل از حفاری ابتدا یک لوله‌ی فولادی به وسیله‌ی دستگاه ارتعاشی (شکل ۱۳-۷-ج) به داخل زمین رانده شده و سپس خاک داخل آن حفاری و به بیرون کشیده می‌شود. در حین بتن‌ریزی می‌توان غلاف فولادی را بیرون کشید.

---

1 - Benoto machine
2 - Hammer grab
3 - Use of casing and drilling mud

Scanned with CamScanner



شکل ۱۳-۷- ج- شکل شماتیک جام پرتابی (Shot Barrel)

در مورد خاک‌های سست ماسه‌ای به جای استفاده از غلاف، می‌توان از گل حفاری استفاده کرد. گل حفاری دوغابی است از رس بنتونیت و آب که همزمان با حفاری به داخل چاه فرستاده می‌شود. این دوغاب به علت وزن مخصوص بزرگتر از واحد خود، از نفوذ آب زیرزمینی و ریزش جداره جلوگیری می‌کند. حین بتن‌ریزی، این گل از چاه بیرون آمده و جمع‌آوری می‌شود.



شکل ۱۳-۷- ج- وسیله‌ی ارتعاشی برای راندن لوله‌ی فولادی به داخل خاک

بازرسی میله‌ی چاه و کوره‌ی انتهایی آن

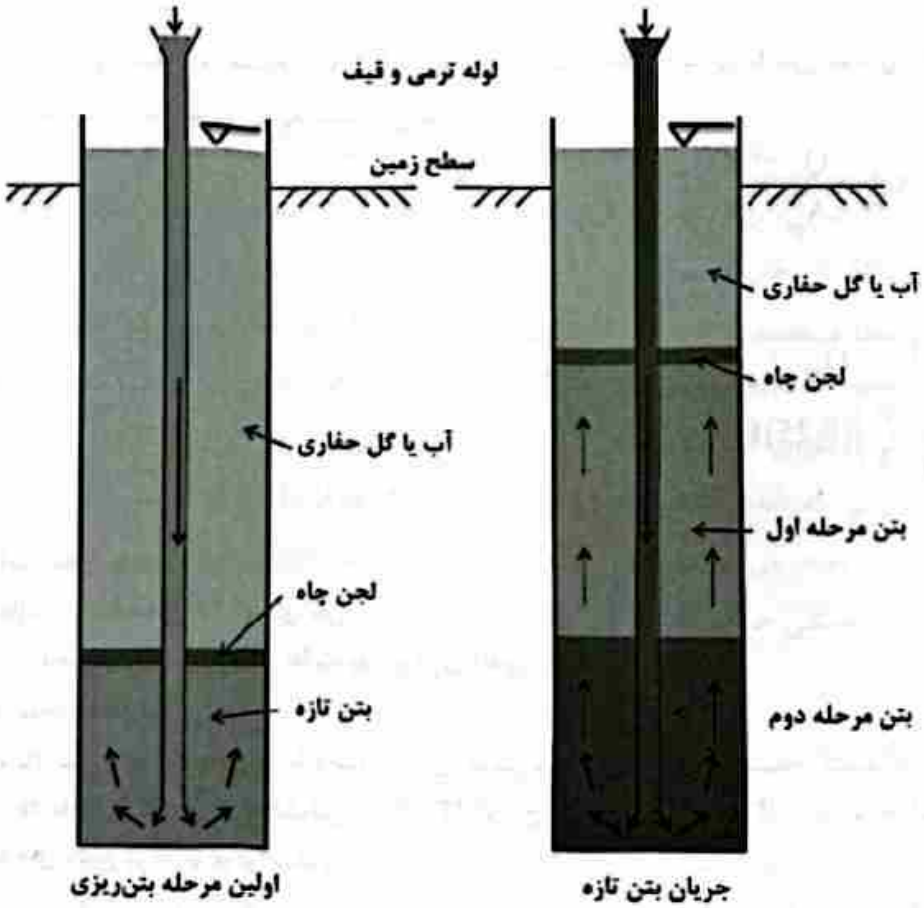
برای بررسی صحت عملیات و یا بازدید لایه‌های خاک، ممکن است لازم گردد کسی به داخل چاه فرستاده شود. در انجام چنین کاری باید نکات ایمنی زیر مورد توجه قرار گیرد.

۱- ناظر باید به کمک جرثقیل درون قفس ایمنی به درون چاه فرستاده شود.

۲- چاه باید از نقطه‌نظر وجود گازهای سمی و یا قابل اشتعال کنترل شود. این کار را می‌توان به کمک لامپ ایمنی معدنچیان کنترل کرد.

۳- ناظر باید دارای کمربند ایمنی باشد.

۴- ناظر باید دارای لامپ ایمنی و مخزن ذخیره‌ی هوا باشد.



شکل ۱۳-۷- ح- بتن‌ریزی به کمک لوله‌ی ترمی

بتن‌ریزی

بتن‌ریزی به کمک قیف با لوله‌ی بلند که تا ته چاه می‌رسد و به ترمی[1] موسوم است، انجام می‌شود (شکل ۱۳-۷-ح). به وسیله‌ی جرثقیل بلند، ترمی به داخل چاه فرستاده می‌شود. به طوری که نوک آن به ته چاه برسد. سپس همزمان با بتن‌ریزی، ترمی به بالا آورده می‌شود. عمل متراکم کردن بتن به کمک ضربات ترمی انجام می‌شود. بتن مصرفی دارای شرایط بتن معمولی است و طرح مخلوط آن به کمک روش‌های متداول انجام می‌شود. حداکثر قطر شن مصرفی ۲۰ میلیمتر و اسلامپ مطلوب حدود ۱۵۰ میلیمتر و بیشتر می‌باشد. برای رسیدن به این اسلامپ، از روان‌کننده استفاده می‌شود.

۱۳-۴- ملاحظات طراحی

در صورتی که شمع درجاریز تحت نیروی محوری خالص باشد، استفاده از میلگرد طولی حداقل بین ۰/۵ تا ۱ درصد سطح مقطع تنه، قابل توصیه می‌باشد. در پایه‌های غیرمسلح، استفاده از قفس آرماتور در ارتفاع ۳/۵ متری فوقانی، متداول است.

برای پایه‌های عمیق غیرمسلح با فولاد اسمی، با فرض تنش مجاز فشاری f_c بتن مساوی $0.25f'_c$، حداقل قطر تنه‌ی پایه به صورت زیر به دست می‌آید:

$$f_c = 0.25f'_c = \frac{Q_w}{A_{gs}} = \frac{Q_w}{\frac{\pi}{4}D_s^2}$$

یا:

$$D_s = \sqrt{\frac{Q_w}{\left(\frac{\pi}{4}\right)(0.25)f'_c}} = 2.257\sqrt{\frac{Q_w}{f'_c}} \qquad (۱-۱۳)$$

که در آن:

D_s = قطر تنه‌ی پایه

f'_c = مقاومت مشخصه‌ی ۲۸ روزه‌ی بتن

Q_w = بار محوری وارد بر پایه در حالت بهره‌برداری (بدون ضریب)

A_{gs} = سطح مقطع کلی پایه

در صورت بالا بودن نیروی محوری یا وجود نیروی کششی، استفاده از فولاد مسلح کننده چه به صورت میلگرد و چه به صورت نیمرخ ساختمانی (شکل ۱۳-۷- خ) لازم می‌گردد. در این حالت ظرفیت باربری فشاری سازه‌ای شمع درجاریز برابر است با:

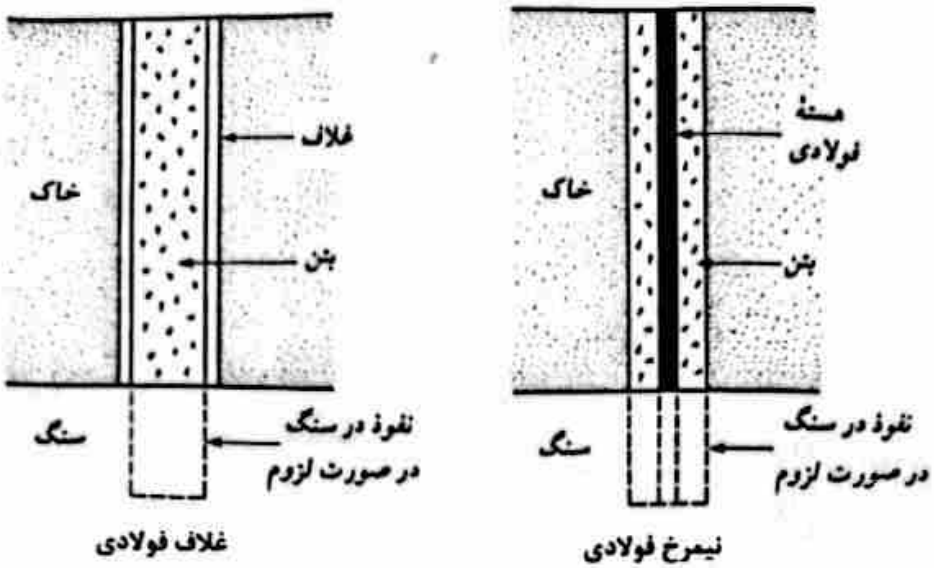
$$Q_w = \left(A_{gs} - A_s\right)f_c + A_s\sigma_{all}$$

که در آن:

A_s = سطح مقطع فولاد

σ_{all} = تنش مجاز فشاری فولاد $\approx 0.5\sigma_{\text{تسلیم}}$

1- Tremie



شکل ۱۳-۷- خ- شمع‌های مسلح

در صورت استفاده از غلاف فولادی دائم، آن را می‌توان در محاسبات ظرفیت باربری شرکت داد. در این حالت نیز ظرفیت باربری از رابطه‌ی فوق به دست می‌آید، با این تفاوت که تنش مجاز σ_{all} برای غلاف مساوی 0.4σ منظور می‌شود.

اگر پایه‌های عمیق تحت نیروی کششی قرار گیرند، میلگردهای طولی باید در تمام ارتفاع پایه ادامه داشته باشند. در محاسبه‌ی میلگردهای طولی، هیچ مقاومتی برای کشش بتن منظور نشده و سطح مقطع فولادها از تقسیم نیروی کششی بر تنش مجاز فولاد به دست می‌آید.

در صورتی که پایه‌ی عمیق تحت نیروی جانبی قرار گیرد، در مقاطع آن علاوه بر نیروی محوری، لنگر خمشی نیز به وجود می‌آید. در این حالت طراحی پایه همانند طراحی ستون بتن مسلح، تحت نیروی محوری و لنگر خمشی خواهد بود.

طرح اختلاط بتن

طرح اختلاط بتن شمع‌های درجاریز مطابق بتن معمولی است، لیکن رعایت نکات اضافی زیر ضروری است:

(الف) حداکثر قطر دانه‌های سنگی ۲۰ میلیمتر

(ب) بتن باید دارای روانی کامل و کافی باشد و استفاده از روان‌ساز الزامی است. اسلامپ حداقل ۱۵۰ میلیمتر توصیه می‌شود.

(پ) خاک ممکن است در محیط کلری یا سولفاتی باشد، حداکثر نسبت آب به سیمان ۰/۴ توصیه می‌شود.

(ت) ممکن است استفاده از پوزولان لازم باشد.

Scanned with CamScanner

مثال ۱۳-۱

بار وارد بر شمع درجاریز با بتن C50 مساوی ۶۰۰۰ کیلونیوتن می‌باشد. مطلوبست:

(الف) قطر موردنیاز برای شمع

(ب) تعداد میلگردهای لازم با قطر ۲۵ میلی‌متر

حل:

قسمت (الف):

$$f_c = 0.25 f'_c = \frac{Q_w}{\frac{\pi}{4} D_s^2}$$

$$0.25\left(50\times10^6\right) = \frac{6\times10^6}{\frac{\pi}{4} D_s^2}; D_s = 0.782\,\text{m}$$

از قطر ۸۰۰ میلیمتر استفاده می‌شود.

قسمت (ب):

حداقل آرماتور طولی ۱ درصد مقطع است. تعداد میلگردهای نمره ۲۵ برابر است با:

$$\frac{\pi}{4}\times800^2\times\frac{1}{100} = N\times\frac{\pi}{4}\times25^2$$

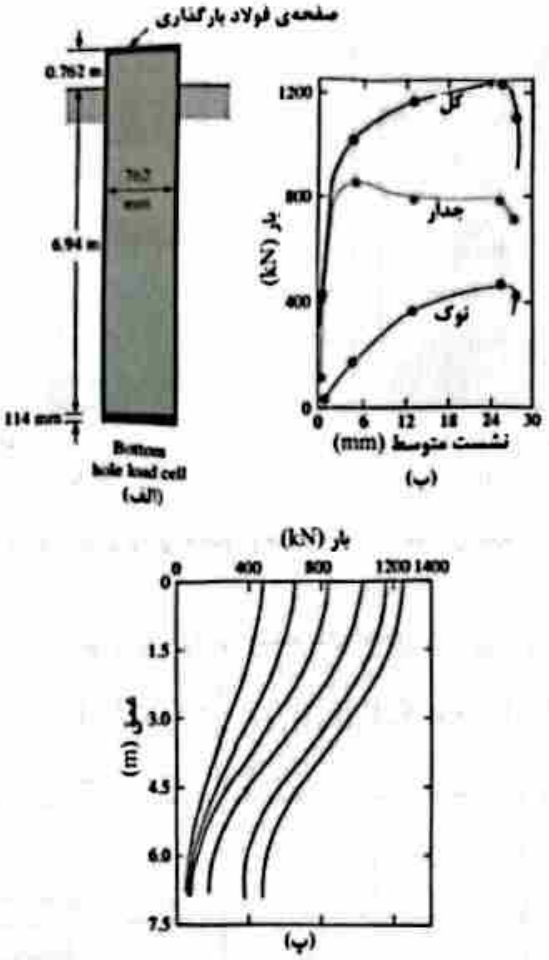
$$N = 10.24 \approx 10$$

۱۳-۵- مکانیسم انتقال بار

مکانیسم انتقال بار در شمع‌های درجاریز مطابق شمع‌های معمولی می‌باشد که در بخش ۱۲-۷ توضیح داده شد. شکل ۱۳-۸ نتایج آزمایش بارگذاری برای شمع درجاریز در رس توسط ریسی[1] و همکاران می‌باشد (۱۹۷۶). شکل ۱۳-۸-ب نشان می‌دهد که در بار نهایی ۱۲۴۶ کیلونیوتن، بار ۸۰۰ کیلونیوتن توسط مقاومت جلدی و بار باقیمانده توسط مقاومت نوک تحمل می‌شود. همچنین در نشست ۶ میلیمتر مقاومت جلدی و در نشست ۲۵ میلیمتر مقاومت نوک تسلیم می‌شود.

1 - Reese et al

Scanned with CamScanner



شکل ۱۳-۸- آزمایش بارگذاری شمع روی شمع درجاریز توسط ریسی و همکاران (الف) ابعاد هندسی شمع. (ب) نمودار ظرفیت باربری کل، جدار و نوک در مقابل نشست. (پ) نمودار توزیع بار در عمق

۱۳-۶- تخمین ظرفیت باربری پایه‌های عمیق

ظرفیت باربری نهایی شمع درجاریز طبق رابطه‌ی زیر قابل بیان است (شکل ۱۳-۹):

$$Q_u = Q_p + Q_s \qquad (۱۳-۲)$$

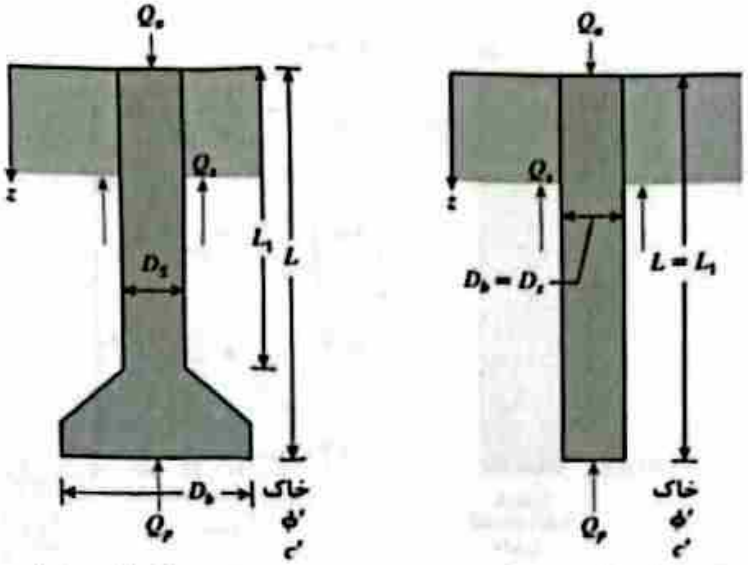
که در آن:

Q_u = ظرفیت باربری نهایی

Q_p = ظرفیت باربری نهایی نوک

Q_s = ظرفیت باربری نهایی جلدی تنه

Scanned with CamScanner



شکل ۱۳-۹- ظرفیت باربری نهایی شمع درجاریز (الف) با کوره‌ی انتهایی، (ب) بدون کوره

ظرفیت باربری نهایی نوک Q_p را می‌توان به روشی مشابه شالوده‌های سطحی بیان نمود. داریم:

$$Q_p = A_p\left(c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{cc} + q'N_qF_{qs}F_{qd}F_{qc} + \frac{1}{2}\gamma'DN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma c}\right) \qquad (۳-۱۳)$$

که در آن:

c' = چسبندگی

N_c, N_q, N_γ = ضرایب ظرفیت باربری

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = ضرایب شکل

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = ضرایب عمق

$F_{cc}, F_{qc}, F_{\gamma c}$ = ضرایب فشارپذیری

γ' = وزن مخصوص موثر خاک در نوک شمع

q' = تنش قائم موثر در نوک شمع

$A_p = \frac{\pi}{4}D_b^2$ = مساحت نوک شمع

برای شالوده‌های عمیق در رابطه ۱۳-۳، قطر D جایگزین بعد B و $\gamma' L$ جایگزین q' می‌شود. همچنین اگر $L >> D$ باشد، $q' >> 0.5D\gamma'$ می‌گردد. ضرایب باربری N_q و N_γ و ضرایب F در جملات دوم و سوم از یک مرتبه شده و جمله‌ی سوم در مقابل جمله‌ی دوم قابل صرفنظر می‌شود و در نتیجه رابطه‌ی باربری نهایی بصورت زیر ساده می‌شود:

$$Q_u = A_p\left(c'N_cF_{cs}F_{cd}F_{cc} + q'N_qF_{qs}F_{qd}F_{qc}\right) + Q_s \qquad (۴-۱۳)$$

در ادامه روش تعیین ظرفیت باربری نهایی شمع‌های درجاریز ارائه می‌شود.

Scanned with CamScanner

۱۳-۷- ظرفیت باربری نهایی در خاک دانه‌ای

محاسبه ظرفیت نوک Q_p

برای شمع‌های درجا در خاک‌های دانه‌ای $(c' = 0)$، ظرفیت باربری نهایی خالص در نوک شمع از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$Q_{p(net)} = A_p\left[q'\left(N_q - 1\right)F_{qs}F_{qd}F_{qc}\right] \qquad (۵-۱۳)$$

ضریب ظرفیت باربری N_q برای خاک‌های با زاویه‌ی اصطکاک ϕ' می‌تواند از جدول ۱۳-۱ به دست می‌آید. به علاوه:

$$F_{qs} = 1 + \tan\phi' \qquad (۶-۱۳)$$

$$F_{qd} = 1 + C\underbrace{\tan^{-1}\left(\frac{L}{D_b}\right)}_{\text{رادیان}} \qquad (۷-۱۳)$$

$$C = 2\tan\phi'\left(1 - \sin\phi'\right)^2 \qquad (۸-۱۳)$$

در جدول ۱۳-۱، تغییرات F_{qs} و C برحسب ϕ' ارائه شده است.

جدول ۱۳-۱- تغییرات N_q، F_{qs}، C، I_{cr}، μ_s و n برحسب ϕ'

زاویه اصطکاک خاک ϕ' (درجه)	N_q	F_{qs}	C	I_{cr}	μ_s	n
25	10.66	1.466	0.311	43.84	0.100	0.00500
26	11.85	1.488	0.308	47.84	0.115	0.00475
27	13.20	1.510	0.304	52.33	0.130	0.00450
28	14.72	1.532	0.299	57.40	0.145	0.00425
29	16.44	1.554	0.294	63.13	0.160	0.00400
30	18.40	1.577	0.289	69.63	0.175	0.00375
31	20.63	1.601	0.283	77.03	0.190	0.00350
32	23.18	1.625	0.276	85.49	0.205	0.00325
33	26.09	1.649	0.269	95.19	0.220	0.00300
34	29.44	1.675	0.262	106.37	0.235	0.00275
35	33.30	1.700	0.255	119.30	0.250	0.00250
36	37.75	1.727	0.247	134.33	0.265	0.00225
37	42.92	1.754	0.239	151.88	0.280	0.00200
38	48.93	1.781	0.231	172.47	0.295	0.00175
39	55.96	1.810	0.223	196.76	0.310	0.00150
40	64.20	1.839	0.214	225.59	0.325	0.00125
41	73.90	1.869	0.206	259.98	0.340	0.00100
42	85.38	1.900	0.197	301.29	0.355	0.00075
43	99.02	1.933	0.189	351.22	0.370	0.00050
44	115.31	1.966	0.180	412.00	0.385	0.00025
45	134.88	2.000	0.172	486.56	0.400	0.00000

Scanned with CamScanner

طبق پیشنهاد چن و کولهاوی (۱۹۹۴)، F_{qc} بصورت زیر محاسبه می‌شود.

گام ۱: محاسبه‌ی نشانه‌ی سختی بحرانی

$$I_{cr} = 0.5\exp\left[2.85\cot\left(45-\frac{\phi'}{2}\right)\right] \qquad (۹-۱۳)$$

که در آن:

I_{cr} = نشانه‌ی سختی بحرانی (به جدول ۱۳-۱ مراجعه شود)

گام ۲: محاسبه نشانه‌ی سختی کاهش یافته

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1+I_r\Delta} \qquad (۱۰-۱۳)$$

که در آن:

$$I_r = \text{نشانه‌ی سختی خاک} = \frac{E_s}{2(1+\mu_s)q'\tan\phi'} \qquad (۱۱-۱۳)$$

که در آن:

E_s = مدول الاستیسیته زهکشی شده‌ی خاک $= mp_a$ (۱۲-۱۳)

P_a = فشار اتمسفر $\left(\approx 100\,kN/m^2\right)$

$$m = \begin{cases} 100\sim 200 & \text{(خاک شل)} \\ 200\sim 500 & \text{(خاک با تراکم متوسط)} \\ 500\sim 1000 & \text{(خاک متراکم)} \end{cases}$$

$$\mu_s = \text{نسبت پواسون خاک} = 0.1+0.3\left(\frac{\phi'-25}{20}\right) \qquad (۱۳-۱۳)$$

برای $25^\circ \le \phi' \le 45^\circ$ به جدول ۱۳-۱ مراجعه شود.

$$\Delta = n\frac{q'}{p_a} \qquad (۱۴-۱۳)$$

$$n = 0.005\left(1-\frac{\phi'-25}{20}\right) \qquad \text{(به جدول ۱۳-۱ مراجعه شود)} \qquad (۱۵-۱۳)$$

گام ۳. اگر $I_{rr} \ge I_{cr}$ باشد:

$$F_{qc} = 1 \qquad (۱۶-۱۳)$$

اگر $I_{rr} < I_{cr}$ باشد، خواهیم داشت:

$$F_{qc} = \exp\left\{\left(-3.8\tan\phi'\right)+\left[\frac{(3.07\sin\phi')(\log_{10}2I_{rr})}{1+\sin\phi'}\right]\right\} \qquad (۱۷-۱۳)$$

Scanned with CamScanner

به روش دیگر $Q_{p(net)}$ را می‌توان از تحلیل برزانتسف[1] و همکاران (۱۹۶۱) محاسبه نمود.

$$Q_{p(net)} = A_p q' \left(\omega N_q^* - 1\right) \qquad (۱۳-۱۸)$$

که در آن:

N_q^* = ضریب ظرفیت باربری = $0.21e^{0.17\phi'}$ (به جدول ۱۳-۲ مراجعه شود) (۱۳-۱۹)

ω = ضریب اصلاح = $f(L/D_b)$

در رابطه‌ی ۱۳-۱۹، ϕ' برحسب درجه است. تغییرات ω برحسب L/D_b در جدول ۱۳-۳ ارائه شده است.

جدول ۱۳-۲- تغییرات N_q^* برحسب ϕ' (رابطه‌ی ۱۳-۱۹)

$\phi'(deg)$	N_q^*
25	14.72
26	17.45
27	20.68
28	24.52
29	29.06
30	34.44
31	40.83
32	48.39
33	57.36
34	67.99
35	80.59
36	95.52
37	113.22
38	134.20
39	159.07
40	188.55
41	223.49
42	264.90
43	313.99
44	372.17
45	441.14

1 - Berezantzev

Scanned with CamScanner

جدول ۱۳-۳- مقادیر ω

زاویه اصطکاک موثر خاک ϕ' (درجه)	L/D_b				
	5	10	15	20	25
26	0.744	0.619	0.546	0.49	0.439
28	0.757	0.643	0.572	0.525	0.475
30	0.774	0.671	0.606	0.568	0.525
32	0.787	0.697	0.641	0.615	0.581
34	0.804	0.727	0.680	0.654	0.632
36	0.822	0.753	0.716	0.692	0.675
38	0.839	0.774	0.746	0.723	0.712
40	0.849	0.796	0.770	0.744	0.735

محاسبه‌ی ظرفیت جلدی Q_s

در خاک‌های ماسه‌ای، ظرفیت باربری جلدی از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$Q_s = \int_0^{L_1} pf\,dz \qquad (۲۰-۱۳)$$

که در آن:

p = محیط شمع = πD_s

f = تنش اصطکاکی جلدی = $K\sigma'_o \tan\delta'$ (۲۱-۱۳)

K = ضریب فشار جانبی $\approx K_o = 1 - \sin\phi'$ (۲۲-۱۳)

σ'_o = تنش قائم موثر در عمق z

بنابراین:

$$Q_s = \int_0^{L_1} pf\,dz = \pi D_s (1 - \sin\phi') \int_0^{L_1} \sigma'_o \tan\delta'\,dz \qquad (۲۳-۱۳)$$

مقدار σ'_o تا عمق حدود $15D_s$ افزایش یافته و بعد از آن ثابت می‌ماند.

درشمع‌های درجاریز به علت فصل مشترک زبر بین شمع و خاک δ'/ϕ' مساوی ۱ منظور می‌شود. در صورت استفاده از گل حفاری مقدار آن ۰/۷ تا ۰/۸ است.

بار مجاز خالص $Q_{all(net)}$

با اعمال ضریب اطمینان (ایمنی) به بار نهایی، مقدار بار مجاز حاصل می‌شود:

$$Q_{all(net)} = \frac{Q_{p(net)} - Q_s}{FS} \qquad (۲۴-۱۳)$$

Scanned with CamScanner

۱۳-۸- ظرفیت باربری در خاک دانه‌ای بر پایه‌ی نشست

بر پایه‌ی اطلاعات حاصل از ۴۱ آزمایش بارگذاری، ریسی و اونیل (۱۹۸۹) روشی برای تعیین ظرفیت باربری مجاز شمع‌های حفاری درجاریز بر پایه‌ی نشست پیشنهاد نمودند که روش پیشنهادی آنها در محدوده‌ی زیر برقرار است:

۱- قطر شمع: $D_s = 0.52$ تا $1.2m$

۲- عمق شمع: $L = 4.7$ تا $30.5m$

۳- عدد نفوذ استاندارد: $N_{60} = 5$ تا 60

۴- اسلامپ بتن: 100 تا $225mm$

با توجه به شکل ۱۳-۱۰ طبق پیشنهاد ریسی و اونیل داریم:

$$Q_{u(net)} = \sum_{i=1}^{N} f_i p \Delta L_i + q_p A_p \qquad (۱۳-۲۵)$$

که در آن:

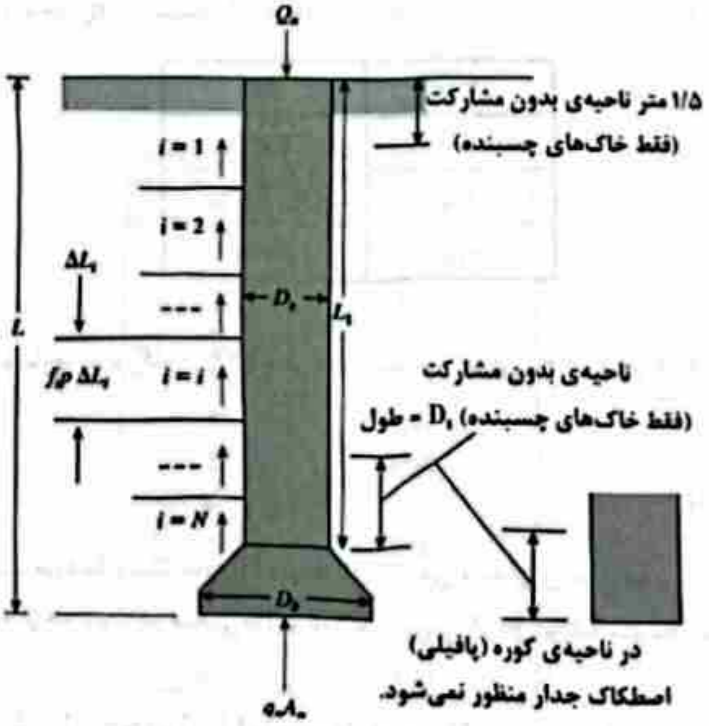
f_i = مقاومت برشی نهایی در لایه‌ی i

p = محیط شمع = πD_s

q_p = مقاومت نهایی نوک

A_p = مساحد قاعده = $(\pi/4)D_b^2$

$$f_i = \beta_1 \sigma'_{ozi} < \beta_2 \qquad (۱۳-۲۶)$$



شکل ۱۳-۱۰- حصول رابطه‌ی ۱۳-۲۵

که در آن:

σ'_{ozi} = تنش قائم موثر در وسط لایه‌ی i

$$\beta_1 = \beta_3 - \beta_4 z_i^{0.5} \quad (0.25 \le \beta_1 \le 1.2 \text{ برای}) \qquad (۲۷-۱۳)$$

واحدهای f_i، z_i و σ'_{ozi} و مقادیر β_2، β_3 و β_4 در سیستم آحاد SI مطابق جدول زیر می‌باشند:

مورد	SI
f_i	kN/m^2
z_i	m
σ'_{ozi}	kN/m^2
β_2	$192\ kN/m^2$
β_3	1.5
β_4	0.244

ظرفیت باربری نوک شمع برابر است با:

$$q_p = \beta_5 N_{60} \le \beta_6 \quad [\text{برای } D_b < 1.27m] \qquad (۲۸-۱۳)$$

که در آن:

N_{60} = عدد نفوذ استاندارد در عمق $2D_b$ از نوک شمع

مقادیر β_5 و β_6 و واحد q_p در سیستم SI به قرار زیر است:

مورد	SI
β_5	$57.5\ kN/m^2$
β_6	$4310\ kN/m^2$
q_b	kN/m^2

در صورتی‌که D_b مساوی یا بزرگتر از ۱/۲۷ متر باشد، نشست اضافی رخ می‌دهد. در این حالت q_p به q_{pr} کاهش می‌یابد.

$$q_{pr} = \frac{1.27}{D_b(m)} q_p \qquad (۲۹-۱۳)$$

بر پایه‌ی تراز نشست موردنظر، شکل‌های ۱۳-۱۱ و ۱۳-۱۲ می‌توانند برای محاسبه‌ی بار مجاز ($Q_{all(net)}$) مورد استفاده قرار گیرند. توجه شود که منحنی‌های ارائه شده در این اشکال برپایه متوسط نتایج تمام آزمایش‌ها می‌باشد.

رولینز و همکاران (۲۰۰۵) رابطه‌ی ۱۳-۲۷ را برای ماسه‌ی شن‌دار بصورت زیر اصلاح نمود:

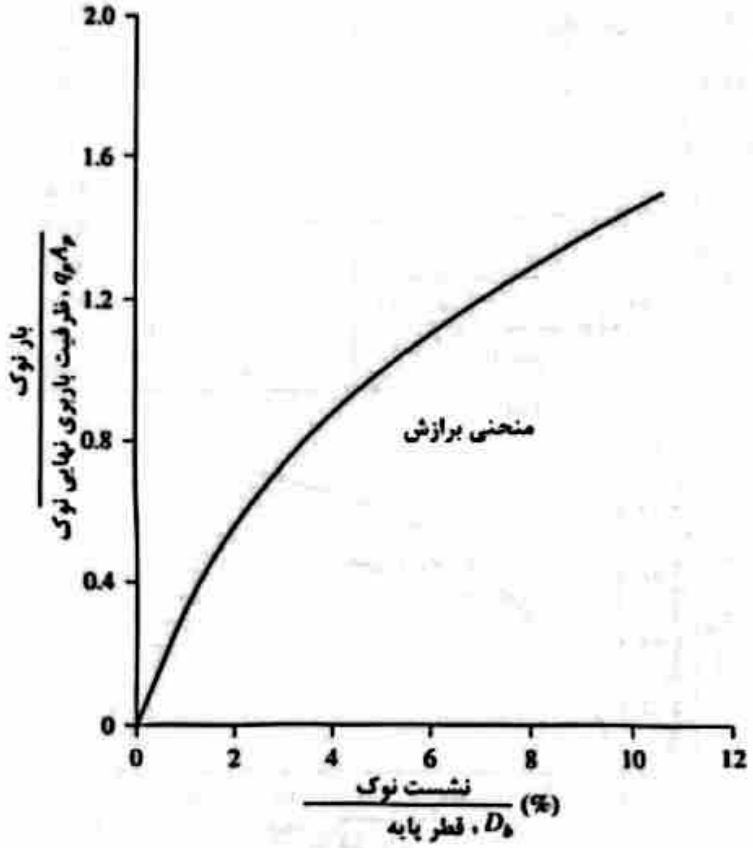
برای ماسه با ۲۵ تا ۵۰ درصد شن:

Scanned with CamScanner

$$\beta_1 = \beta_7 - \beta_8 z_i^{0.75} \quad (0.25 \le \beta_1 \le 1.8 \text{ برای}) \qquad (۱۳-۳۰)$$

برای ماسه با بیش از ۵۰ درصد شن:

$$\beta_1 = \beta_9 e^{-\beta_{10} z_i} \quad (0.25 \le \beta_1 \le 3.0 \text{ برای}) \qquad (۱۳-۳۱)$$

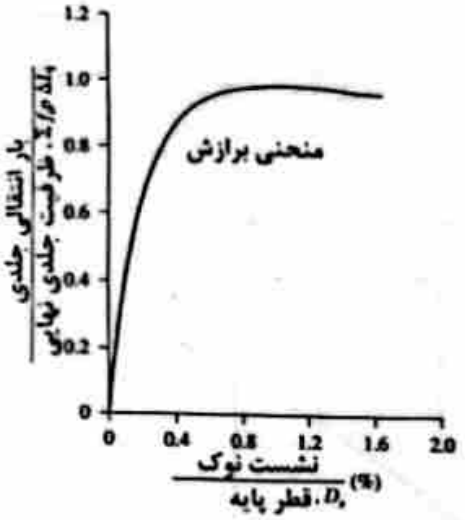


نشست / D_b (%)	بار نوک / بار نهایی
0	0
1	0.32
2	0.56
3	0.73
4	0.87
5	0.98
6	1.10
7	1.20
8	1.29
9	1.38
10	1.44

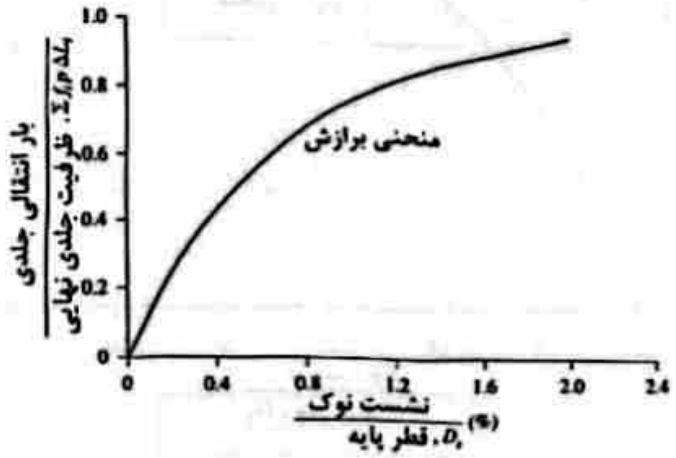
شکل ۱۳-۱۱- بار نوک همپایه شده در مقابل نشست نوک همپایه شده در ماسه

Scanned with CamScanner

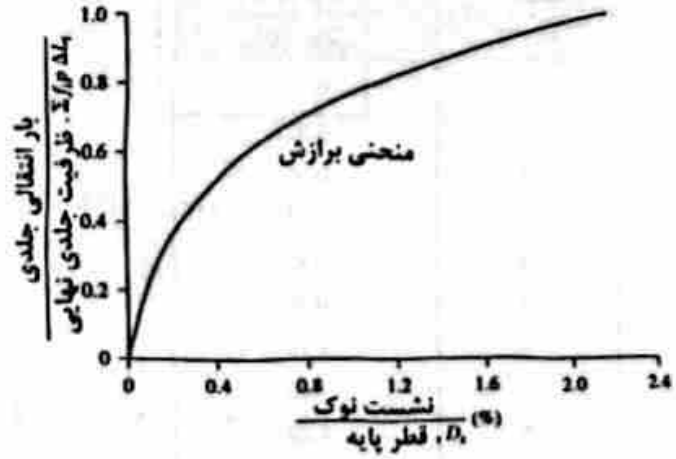
نشست نوک / D_s	بار اصطکاک جلدی / بار نهایی اصطکاک جلدی
0	0
0.1	0.371
0.2	0.590
0.3	0.744
0.4	0.846
0.5	0.910
0.6	0.936
0.8	0.974
1.0	0.987
1.2	0.974
1.4	0.968
1.6	0.960
1.8	0.940



(الف)



(ب)



(پ)

شکل ۱۳-۱۲- بار اصطکاک جلدی در مقابل نشست (الف) ماسه، (ب) ماسه‌ی شن‌دار(۲۵ تا ۵۰ درصد)، (پ) شن (بیش از ۵۰ درصد)

Scanned with CamScanner

مقادیر β_7، β_8، β_9 و β_{10} و واحد z_i در سیستم SI به صورت جدول زیر است:

مورد	SI
β_7	2.0
β_8	0.15
β_9	3.4
β_{10}	-0.085
z_i	m

مثال ۱۳-۲

نیمرخ خاک مطابق شکل ۱۳-۱۳ مفروض است که در آن شمع درجای پافیلی و منکی در نوک احداث شده است. مطلوبست تعیین ظرفیت باربری مجاز این شمع درجا. از رابطه‌ی ۱۳-۵ و ضریب اطمینان ۴ استفاده کنید. داریم:

$$D_s = 1.0\,m \;,\; D_b = 1.75\,m$$
$$\phi' = 36^\circ \;,\; E_s = 500\,p_a$$

از مقاومت اصطکاک جلدی در مقابل نیروی مقاوم نوک صرفنظر می‌شود.

حل:

داریم:

$$Q_{p(net)} = A_p\left[q'\left(N_q - 1\right)F_{qs}F_{qd}F_{qc}\right]$$

و

$$q' = (6)(16.2) + (2)(19.2) = 135.6\ kN/m^2$$
$$\phi' = 36^\circ \text{ (جدول ۱۳-۱)} \Rightarrow N_q = 37.75.$$

بنابراین

$$F_{qs} = 1.727$$

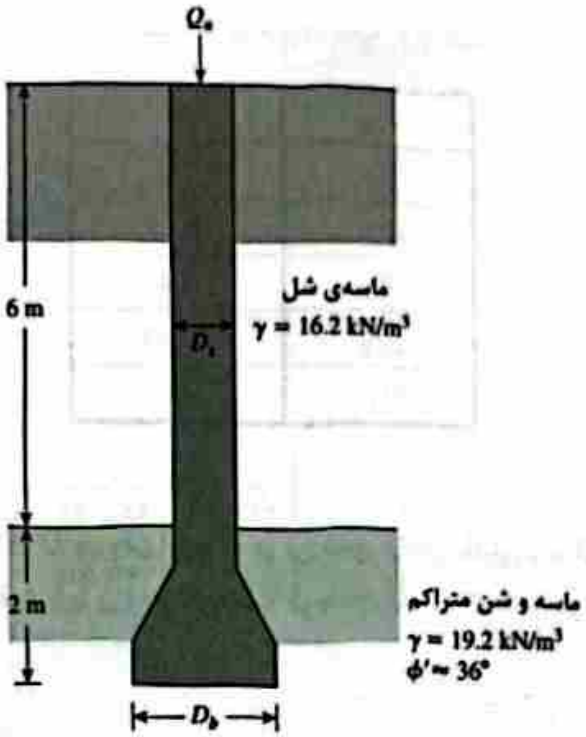
و

$$F_{qd} = 1 + C\tan^{-1}\left(\frac{L}{D_b}\right)$$
$$= 1 + 0.247\tan^{-1}\left(\frac{8}{1.75}\right) = 1.335$$

از رابطه ۱۳-۹- داریم:

$$I_{cr} = 0.5\exp\left[2.85\cot\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)\right] = 134.3 \quad \text{(جدول ۱۳-۱)}$$

Scanned with CamScanner



شکل ۱۳-۱۳- ظرفیت باربری مجاز شمع درجا (مثال ۱۳-۲)

رابطه‌ی ۱۳-۱۲ $\Rightarrow E_s = mp_a$ و $m = 500$

$$E_s = (500)(100) = 50{,}000\,kN/m^2$$

از رابطه‌ی ۱۳-۱۳ و جدول ۱۳-۱ داریم:

$$\mu_s = 0.265$$

بنابراین:

$$I_r = \frac{E_s}{2(1+\mu_s)(q')(\tan\phi')} = \frac{50{,}000}{2(1+0.265)(135.6)(\tan 36)} = 200.6$$

از رابطه‌ی ۱۳-۱۰ داریم:

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r\Delta}$$

با:

$$\Delta = n\frac{q'}{p_a} = 0.00225\left(\frac{135.6}{100}\right) = 0.0031$$

به دست می‌آید:

$$I_{rr} = \frac{200.6}{1+(200.6)(0.0031)} = 123.7$$

$$I_{rr} < I_{cr}$$

از رابطه‌ی ۱۳-۱۷ داریم:

$$F_{qc} = \exp\left\{(-3.8\tan\phi') + \left[\frac{(3.07\sin\phi')(\log_{10} 2I_{rr})}{1+\sin\phi'}\right]\right\}$$
$$= \exp\left\{(-3.8\tan 36) + \left[\frac{(3.07\sin 36)\log(2\times 123.7)}{1+\sin 36}\right]\right\} = 0.958$$

بنابراین:

$$Q_{p(net)} = \left[\left(\frac{\pi}{4}\right)(1.75)^2\right](135.6)(37.75-1)(1.727)(1.335)(0.958) = 26,474\,kN$$

و

$$Q_{p(all)} = \frac{Q_{p(net)}}{FS} = \frac{26,474}{4} \approx 6619\,kN$$

مثال ۱۳-۳

مثال ۱۳-۲ را با استفاده از رابطه ۱۳-۱۸ حل کنید:

حل:

از رابطه‌ی ۱۳-۱۸ داریم:

$$Q_{p(net)} = A_p q'\left(\omega N_q^* - 1\right)$$

از جدول ۱۳-۲ داریم:

$$N_q^* = 0.21e^{0.17\phi'} = 0.21e^{(0.17)(36)} = 95.52$$

و

$$\frac{L}{D_b} = \frac{8}{1.75} = 4.57$$

جدول ۱۳-۳ $\Rightarrow \phi' = 36^\circ$, $L/D_b = 4.57 \Rightarrow \omega = 0.83$

$$Q_{p(net)} = \left[\left(\frac{\pi}{4}\right)(1.75)^2\right](135.6)\left[(0.83)(95.52)-1\right] = 25,532\ kN$$

و

$$Q_{p(all)} = \frac{25,532}{4} = 6383\ kN$$

مثال ۱۳-۴

در شکل ۱۳-۱۴، شمع درجای بتنی نشان داده شده است. مقدار عدد نفوذ استاندارد متوسط اصلاح نشده در عمق $2D_b$ از نوک شمع $N_{60} = 30$ می‌باشد. مطلوبست تعیین:

(الف) ظرفیت باربری نهایی با استفاده از رابطه‌ی ۱۳-۳۰.

(ب) ظرفیت باربری مجاز برای نشست ۱۲ میلیمتر.

Scanned with CamScanner

حل:

قسمت الف:

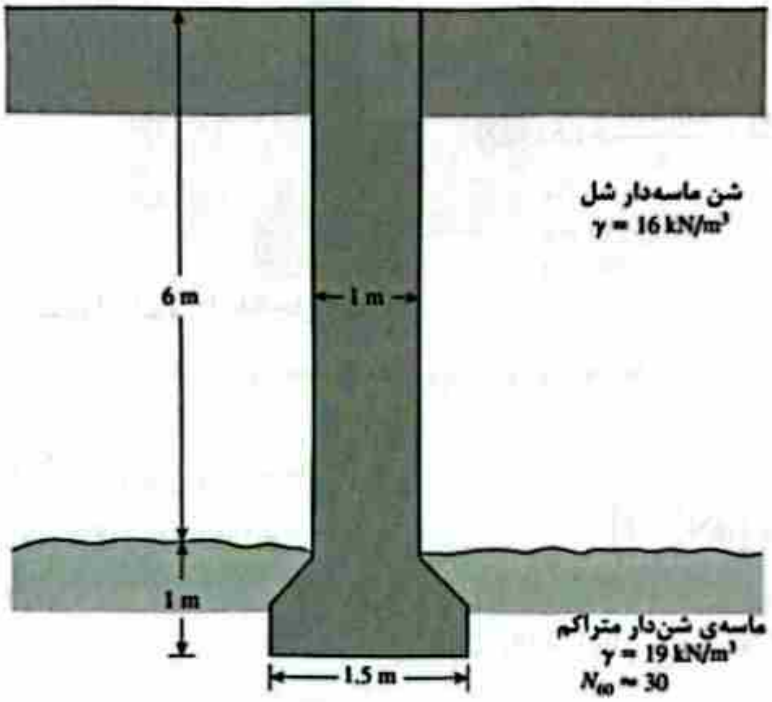
از روابط ۱۳-۲۶ و ۱۳-۲۷ داریم:

$$f_i = \beta_1 \sigma'_{ozi}$$

از رابطه‌ی ۱۳-۳۰ داریم:

$$\beta_1 = 2.0 - 0.15 z_i^{0.75}$$

لایه‌ی شن ماسه‌دار به دو لایه هر کدام به ضخامت ۳ متر تقسیم می‌شود. حال جدول زیر قابل تنظیم است:



شکل ۱۳-۱۴- شمع درجاریز که در نوک متکی بر لایه‌ی محکم ماسه‌ی شن‌دار است.

شماره‌ی لایه	عمق وسط لایه z_i (m)	$\beta_1 = 2 - 0.15 z_i^{0.75}$	$\sigma'_{ozi} = \gamma z_i$ $\left(kN/m^2\right)$	$f_i = \beta_1 \sigma'_{ozi}$ $\left(kN/m^2\right)$
1	1.5	1.797	24	43.13
2	4.5	1.537	72	110.66

بنابراین:

$$\Sigma f_i p \Delta L_i = (\pi \times 1)\left[(43.13)(3) + (110.66)(3)\right] = 1449.4\,kN$$

از رابطه‌ی ۱۳-۲۸ داریم:

$$q_p = 57.5 N_{60} = (57.5)(30) = 1725\ kN/m^2$$

$D_b > 1.27$ است، بنابراین از رابطه‌ی ۱۳-۲۹ داریم:

$$q_{pr} = \left(\frac{1.27}{D_b}\right) q_p = \left(\frac{1.27}{1.5}\right)(1725) \approx 1461\ kN/m^2$$

Scanned with CamScanner

حال:

$$q_{pr}A_p = (1461)\left(\frac{\pi}{4}\times 1.5^2\right) \approx 2582\ \text{kN}$$

بنابراین:

$$Q_{ult(net)} = q_{pr}A_p + \Sigma f_i p \Delta L_i = 2582 + 1449.4 = 4031.4\,\text{kN}$$

قسمت ب:

داریم

$$\frac{\text{نشست مجاز}}{D_s} = \frac{12}{(1.0)(1000)} = 0.012 = 1.2\%$$

از منحنی برازش شکل ۱۳-۱۲-ب برای نشست همپایه‌ی ۱/۲ درصد، بار همپایه شده مساوی ۰/۸ به دست می‌آید. بار منتقل شده توسط جدار:

$$0.8(1449.4) = 1160\,\text{kN}$$

بطور مشابه:

$$\frac{\text{نشست مجاز}}{D_b} = \frac{12}{(1.5)(1000)} = 0.008 = 0.8\%$$

منحنی برازش شکل ۱۳-۱۱ نشان می‌دهد که برای نشست همپایه شده‌ی ۰/۸ درصد، بار نوک همپایه شده ۰/۲۳۵ است. بنابراین بار نوک برابر است با:

$$(0.235)(2582) = 606.77$$

بنابراین بار کل برابر است با:

$$Q = 1160 + 606.77 \approx 1767\,\text{kN}$$

۱۳-۹- ظرفیت باربری در رس

برای رس اشباع با $\phi = 0$، ضریب ظرفیت باربری N_q در رابطه‌ی ۱۳-۴ مساوی واحد است. بنابراین برای این حالت داریم:

$$Q_{p(net)} \approx A_p c_u N_c F_{cs} F_{cd} F_{cc} \qquad (۱۳-۳۲)$$

که در آن c_u چسبندگی زهکشی نشده است.

با فرض $L \geq 3D_b$، رابطه‌ی ۱۳-۳۲ بصورت زیر نوشته می‌شود:

$$Q_{p(net)} = A_p c_u N_c^* \qquad (۱۳-۳۳)$$

$$N_c^* = N_c F_{cs} F_{cd} F_{cc} = 1.33\left[(\ln I_r) + 1\right] \quad \left(\text{برای } \frac{L}{D_b} > 3\right) \qquad (۱۳-۳۴)$$

I_r = نشانه سختی خاک است که از رابطه‌ی ۱۳-۱۱ به دست می‌آید. برای $\phi = 0$ داریم:

$$I_r = \frac{E_s}{3c_u} \qquad (۱۳-۳۵)$$

Scanned with CamScanner

در جدول ۱۳-۴ رابطه‌ی بین c_u و $E_s/3c_u$ ارائه شده است (اونیل و ریسی). اگر نسبت c_u/p_a مساوی و یا بزرگتر از ۱ باشد، مقدار N_c^* را می‌توان مساوی ۹ در نظر گرفت (p_a = فشار اتمسفر مساوی ۱۰۰ کیلونیوتن بر مترمربع). برای $L/D_b<3$ داریم (اونیل و ریسی):

$$Q_{p(net)} = A_p \left\{ \frac{2}{3}\left[1+\frac{1}{6}\left(\frac{L}{D_b}\right)\right]\right\} c_u N_c^* \qquad (۳۶-۱۳)$$

تجربیات ویناکر و کوک (۱۹۶۶) نشان داد که برای شمع پافیلی، با نشست نوک شمع به اندازه‌ی ۱۰ تا ۱۵ درصد D_b، مقدار $N_c^* = 9$ حاصل می‌شود. بطور مشابه برای شمع‌های درجاریز مستقیم ($D_b = D_s$) با نشست نوک شمع به اندازه‌ی ۲۰ درصد D_b مقدار $N_c^* = 9$ حاصل می‌شود.

مقاومت اصطکاک جلدی شمع‌های درجاریز در رس، مشابه رابطه‌ی ۱۲-۶۱ است. داریم:

$$Q_s = \sum_{L=0}^{L=L_1} \alpha^* c_u p \Delta L \qquad (۳۷-۱۳)$$

کولهاوی و جاکسون بر پایه‌ی نتایج ۱۰۶ شمع درجای مستقیم (بدون کوره در نوک)، ۶۵ آزمایش در کشش و ۴۱ آزمایش در فشار، مقدار α^* را طبق رابطه‌ی همبستگی زیر پیشنهاد نمودند:

$$\alpha^* = 0.21 + 0.25\left(\frac{p_a}{c_u}\right) \le 1 \qquad (۳۸-۱۳)$$

که در آن:

p_a = فشار اتمسفر (مساوی $100\ kN/m^2$)

بطور محافظه‌کارانه می‌توان فرض کرد:

$$\alpha^* = 0.4 \qquad (۳۹-۱۳)$$

جدول ۱۳-۴ رابطه‌ی بین $E_s/3c_u$ برحسب N_c^* و c_u/p_a (اونیل و ریسی - ۱۹۹۹)

c_u/p_a	$E_s/3c_u$	N_c^*	c_u/p_a	$E_s/3c_u$	N_c^*
0.25	50	6.53	1.25	270	8.78
0.50	145	7.95	1.50	285	8.85
0.75	219	8.50	1.75	292	8.88
1.00	250	8.67	2.00	300	8.92

۱۳-۱۰- ظرفیت باربری در رس برپایه‌ی نشست

ریسی و اونیل[1] (۱۹۸۹) روشی برای محاسبه‌ی ظرفیت باربری نهایی و مجاز بر پایه‌ی نشست برای شمع‌های درجای اجرا شده در رس پیشنهاد نمودند. طبق این روش می‌توان از رابطه‌ی ۱۳-۲۵ برای محاسبه‌ی بار نهایی خالص استفاده کرد:

$$Q_{ult(net)} = \sum_{i=1}^{n} f_i p\, \Delta L_i + q_p A_p$$

1 - Reese and O'Neil

تنش اصطکاکی جلدی برابر است با:

$$f_i = \alpha_i^{\bullet} c_{u(i)} \qquad (۴۰-۱۳)$$

برای $\alpha_i^{\bullet}$ مقادیر زیر توصیه می‌شود:

$\alpha_i^{\bullet} = 0$: برای ۱/۵ متر بالای شمع و یک برابر قطر D_s در نوک شمع (در شمع پافیلی اگر $D_b > D_s$ باشد، $\alpha^{\bullet}$ برای یک برابر قطر بالای کوره و سطح جانبی کوره صفر می‌باشد).

$\alpha_i^{\bullet} = 0.55$ (برای سایر نقاط)

q_p برای واحد سطح نوک را می‌توان با رابطه‌ی زیر بیان کرد:

$$q_p = 6c_{ub}\left(1 + 0.2\frac{L}{D_b}\right) \le 9c_{ub} \le 40p_a \qquad (۴۱-۱۳)$$

که در آن:

c_{ub} = مقاومت چسبندگی زهکشی نشده‌ی متوسط در ارتفاع $2D_b$ زیر نوک شمع.

p_a = فشار اتمسفر ($100\ kN/m^2$)

اگر D_b بزرگ باشد، میزان نشست در مقابل بار نهایی q_p بزرگتر خواهد بود (مطابق رابطه‌ی ۱۳-۴۱)، بنابراین برای $D_b > 1.91\ m$، q_p را می‌توان با مقدار زیر جایگزین نمود.

$$q_{pr} = F_r q_p \qquad (۴۲-۱۳)$$

که در آن:

$$F_r = \frac{2.5}{\psi_1 D_b + \psi_2} \le 1 \qquad (۴۳-۱۳)$$

در جدول ۱۳-۵ مقادیر ψ_1 و ψ_2 همراه با واحد D_b ارائه شده است.

حال می‌توان از اشکال ۱۳-۱۵ و ۱۳-۱۶ برای محاسبه ظرفیت باربری مجاز برپایه‌ی نشست استفاده نمود (توجه شود که در شکل ۱۳-۱۵، ظرفیت باربری نهایی q_p می‌باشد، نه q_{pr})، روش گام به گام به شرح زیر است:

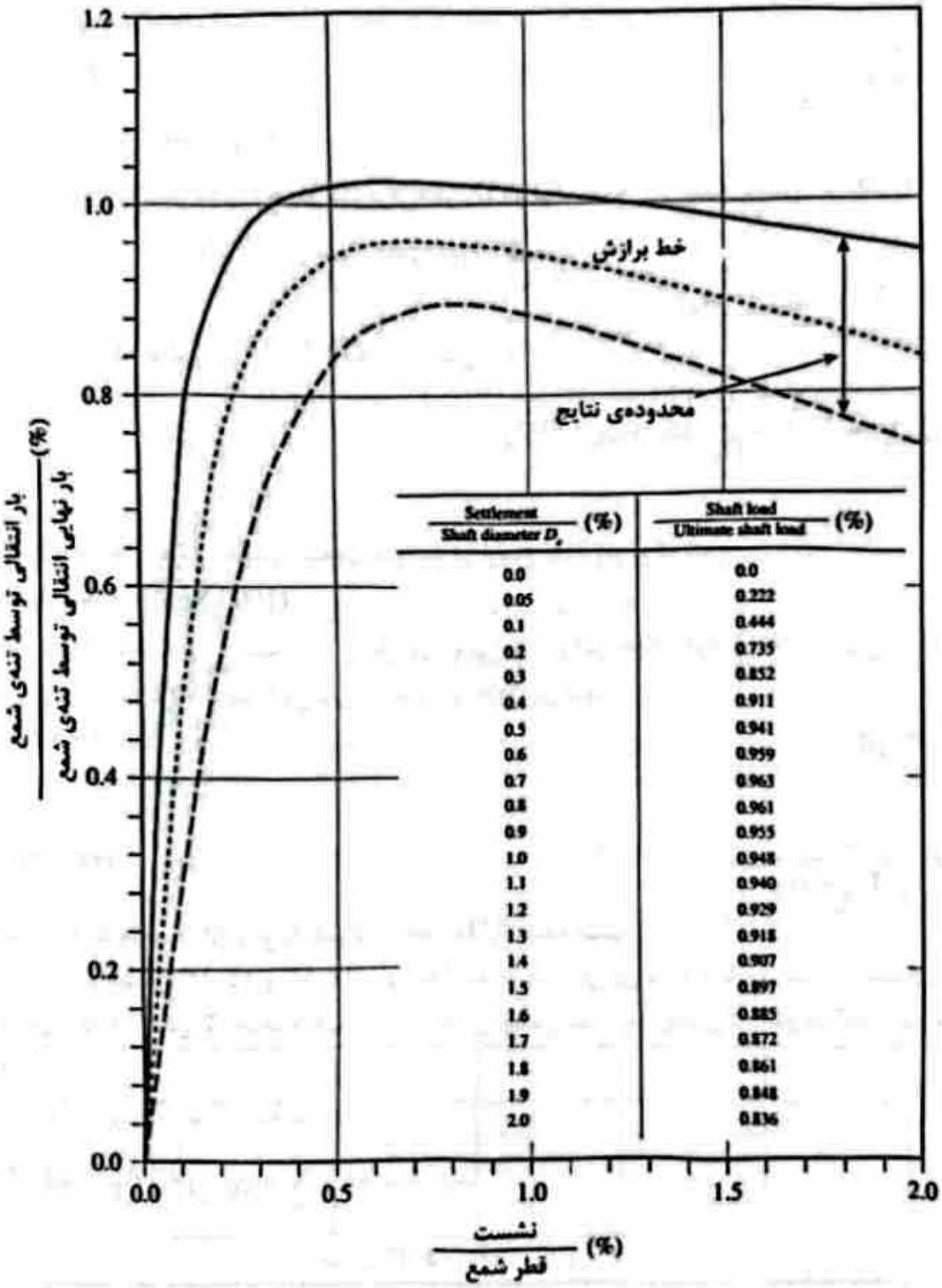
گام ۱: مقداری برای نشست s انتخاب کنید.

گام ۲: مقادیر $q_p A_p$ و $\sum_{i=1}^{N} f_i p \Delta L_i$ را محاسبه کنید.

جدول ۱۳-۵- روابط ψ_1 و ψ_2

مورد	SI
ψ_1	$\psi_1 = 2.78\times10^{-4} + 8.26\times10^{-5}\left(\frac{L}{D_b}\right) \le 5.9\times10^{-4}$
ψ_2	$\psi_2 = 0.065\left[c_{ub}\left(kN/m^2\right)\right]^{0.5}$ $\left(0.5 \le \psi_2 \le 1.5\right)$
D_b	mm

Scanned with CamScanner



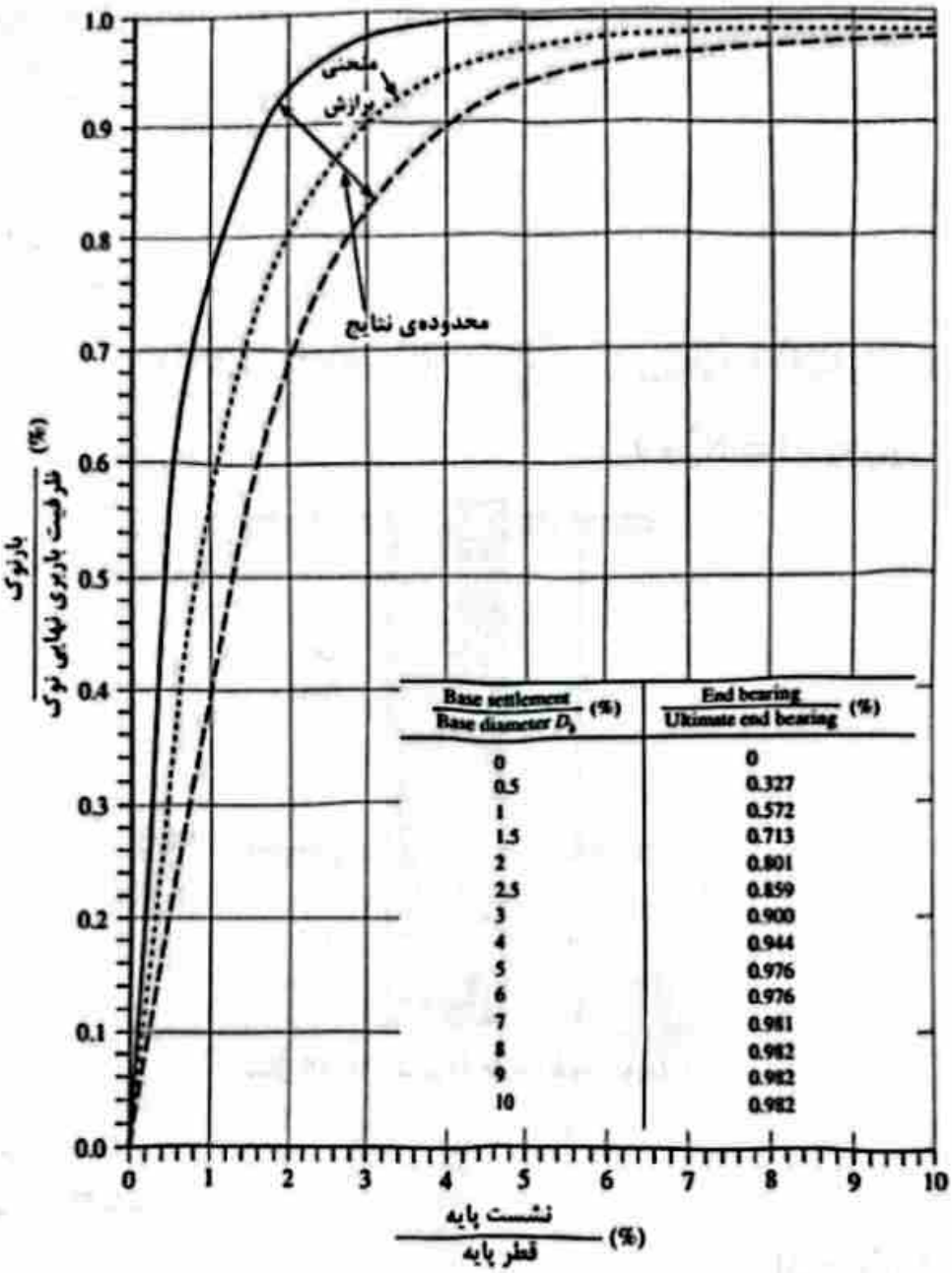
Settlement / Shaft diameter D_s (%)	Shaft load / Ultimate shaft load (%)
0.0	0.0
0.05	0.222
0.1	0.444
0.2	0.735
0.3	0.852
0.4	0.911
0.5	0.941
0.6	0.959
0.7	0.963
0.8	0.961
0.9	0.955
1.0	0.948
1.1	0.940
1.2	0.929
1.3	0.918
1.4	0.907
1.5	0.897
1.6	0.885
1.7	0.872
1.8	0.861
1.9	0.848
2.0	0.836

شکل ۱۳-۱۵- بار انتقالی همپایه شده توسط اصطکاک جداره در مقابل نشست برای خاک‌های چسبنده

گام ۳. با مراجعه به شکل‌های ۱۳-۱۵ و ۱۳-۱۶ و مقادیر محاسبه شده در گام ۲، بار انتقال یافته توسط تنه و نوک را محاسبه کنید.

گام ۴. مجموع بار انتقال یافته توسط تنه و نوک، بار کل موردنظر است.

Scanned with CamScanner



Base settlement / Base diameter D_b (%)	End bearing / Ultimate end bearing (%)
0	0
0.5	0.327
1	0.572
1.5	0.713
2	0.801
2.5	0.859
3	0.900
4	0.944
5	0.976
6	0.976
7	0.981
8	0.982
9	0.982
10	0.982

شکل ۱۳-۱۶- بار انتقالی همپایه شده توسط نوک در مقابل نشست

مثال ۱۳-۵

شکل ۱۳-۱۷ شمع درجاریزی را نشان می‌دهد. داریم:

$L_1 = 8.23\,m$ ، $L_2 = 2.59\,m$

$D_s = 1.0\,m$ ، $c_{u(1)} = 50\,kN/m^2$

$c_{u(2)} = 108.75\,kN/m^2$

مطلوبست:

الف: ظرفیت باربری نهایی خالص نوک.

Scanned with CamScanner

ب: ظرفیت باربری اصطکاکی جلدی
پ: بار بهره‌برداری Q_w (FS = 3)
از روابط ۱۳-۳۳، ۱۳-۳۷ و ۱۳-۳۹ استفاده کنید:

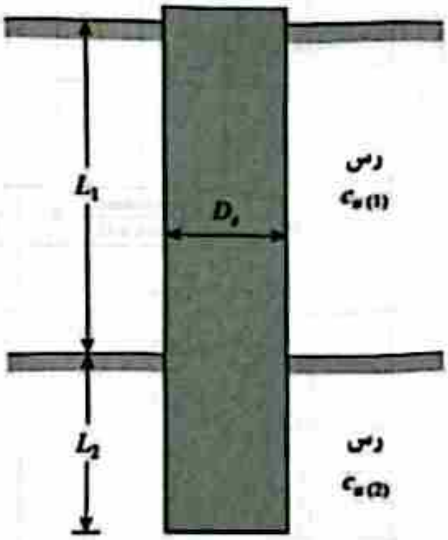
حل:

قسمت الف

از رابطه‌ی ۱۳-۳۳ داریم:

$$Q_{p(net)} = A_p c_u N_c^* = A_p c_{u(2)} N_c^* = \left[\left(\frac{\pi}{4}\right)(1)^2\right](108.75)(9) = 768.7\,kN$$

چون $c_{u(2)}/p_a > 1 \Rightarrow N_c^* \approx 9$



شکل ۱۳-۱۷- شمع درجاریز (بدون کوره)

قسمت ب:

از رابطه‌ی ۱۳-۳۷ داریم:

$$Q_s = \sum \alpha^* c_u p\, \Delta L$$

از رابطه‌ی ۱۳-۳۹ داریم:

$$\alpha^* = 0.4$$

$$p = \pi D_s = (3.14)(1.0) = 3.14\,m$$

و

$$Q_s = (0.4)(3.14)\left[(50 \times 8.23) + (108.75 \times 2.59)\right] = 871\,kN$$

قسمت پ

$$Q_w = \frac{Q_{p(net)} + Q_s}{FS} = \frac{768.7 + 871}{3} = 546.6\,kN$$

Scanned with CamScanner

مثال ۱۳-۶

شکل ۱۳-۱۸، شمع درجا در خاک رس را نشان می‌دهد. با استفاده از روش ریسی و اونیل که در بخش ۱۳-۱۰ مورد بحث قرار گرفت، مطلوبست:

(الف) ظرفیت باربری نهایی

(ب) ظرفیت باربری برپایه نشست مجاز ۱۲ میلیمتر

حل:

قسمت الف:

از رابطه‌ی ۱۳-۴۰ داریم:

$$f_i = \alpha_i^* c_{u(i)}$$

از شکل ۱۳-۱۸:

$$\Delta L_1 = 3 - 1.5 = 1.5\,m$$

$$\Delta L_2 = (6-3) - D_s = (6-3) - 0.76 = 2.24\,m$$

$$c_{u(1)} = 40\,kN/m^2$$

و

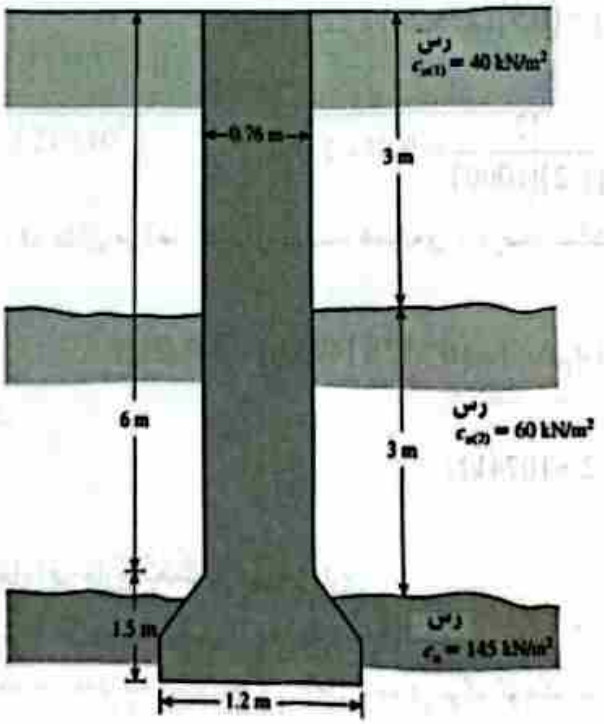
$$c_{u(2)} = 60\,kN/m^2$$

بنابراین:

$$\sum f_i p \Delta L_i = \sum \alpha_i^* c_{u(i)} p \Delta L_i$$

$$= (0.55)(40)(\pi \times 0.76)(1.5) + (0.55)(60)(\pi \times 0.76)(2.24)$$

$$= 255.28\,kN$$



شکل ۱۳-۱۸- شمع درجا در رس لایه‌ای

از رابطه‌ی ۱۳-۴۱ داریم:

$$q_p = 6c_{ub}\left(1+0.2\frac{L}{D_b}\right) = (6)(145)\left[1+0.2\left(\frac{6+1.5}{1.2}\right)\right] = 1957.5\,kN/m^2$$

کنترل:

$$q_p = 9c_{ub} = (9)(145) = 1305\,kN/m^2 < 1957.5\,kN/m^2$$

در نتیجه:

$$q_p = 1305\,kN/m^2$$

$$q_pA_p = q_p\left(\frac{\pi}{4}D_b^2\right) = (1305)\left[\left(\frac{\pi}{4}\right)(1.2)^2\right] = 1475.9\,kN$$

بنابراین

$$Q_{ult} = \Sigma\alpha_i^* c_{u(i)}p\Delta L_i + q_pA_p = 255.58 + 1475.9 \approx 1731\,kN$$

قسمت ب

داریم:

$$\frac{\text{نشست مجاز}}{D_s} = \frac{12}{(0.76)(1000)} = 0.0158 = 1.58\%$$

با استفاده از منحنی برازش شکل ۱۳-۱۵، ملاحظه می‌شود که برای نشست ۱/۵۸ درصد، نسبت بار انتقالی توسط تنه ۰/۹ است. بنابراین بار انتقال یافته توسط تنه برابر است با:

$$(0.9)(\Sigma f_i p\Delta L_i) = (0.9)(255.28) = 229.8\,kN$$

در نتیجه:

$$\frac{\text{نشست مجاز}}{D_b} = \frac{12}{(1.2)(1000)} = 0.01 = 1.0\%$$

منحنی برازش شکل ۱۳-۱۶ نشان می‌دهد که برای نشست همپایه‌ی ۱ درصد، نسبت باربری نوک ۰/۵۷۲ است. بنابراین:

$$\text{بار نوک} = (0.572)(q_pA_p) = (0.572)(1475.9) = 844.2\,kN$$

بنابراین بار کل برابر است:

$$Q = 229.8 + 844.2 = 1074\,kN$$

۱۳-۱۱- نشست شمع‌های درجاریز تحت بار بهره‌برداری

نشست شمع‌های درجاریز را می‌توان با روشی مشابه روش معرفی شده در بخش ۱۲-۱۸ محاسبه نمود. در اغلب اوقات بار حمل شده در جدار تنه نسبت به بار حمل شده در نوک کوچک است. در چنین حالتی از

Scanned with CamScanner

مشارکت s_3 صرفنظر می‌شود. (توجه شود که در روابط ۱۲-۸۹ و ۱۲-۹۰، پارامتر D باید با قطر D_b شمع حفاری شده عوض شود). به علاوه در روابط ۱۲-۹۱ و ۱۲-۹۲، D باید با D_s عوض شود.

مثال ۱۳-۷

با مراجعه به شکل ۱۳-۱۷، داریم:

$$L_1 = 8\text{m}, L_2 = 3\text{m}, D_s = 1.5\text{m}$$

$$c_{u(1)} = 50\text{kN/m}^2, c_{u(2)} = 105\text{kN/m}^2, Q_w = 1005\text{kN}$$

مطلوبست محاسبه‌ی نشست تحت بار بهره‌برداری. از روابط ۱۲-۸۸، ۱۲-۹۰ و ۱۲-۹۱ استفاده کنید.

$$\xi = 0.65, E_p = 21\times10^6\ \text{kN/m}^2$$

$$E_s = 14000\text{kN/m}^2, \mu_s = 0.3, Q_{wp} = 250\text{kN}$$

حل:

از رابطه‌ی ۱۲-۸۸ داریم:

$$s_{e(1)} = \frac{\left(Q_{wp} + \xi Q_{ws}\right)L}{A_p E_p}$$

حال

$$Q_{ws} = 1005 - 250 = 755\ \text{kN}$$

در نتیجه:

$$s_{e(1)} = \frac{\left[250 + (0.65)(755)\right](11)}{\left(\frac{\pi}{4}\times1.5^2\right)\left(21\times10^6\right)} = 0.00022\text{m} = 0.22\text{mm}$$

از رابطه‌ی ۱۲-۹۰ داریم:

$$s_{e(2)} = \frac{Q_{wp}C_p}{D_b q_p}$$

از جدول ۱۲-۱۴ برای رست سفت داریم:

$$C_p \approx 0.04$$

همچنین

$$q_p = c_{u(b)}N_c^* = (105)(9) = 945\text{kN/m}^2$$

بنابراین:

$$s_{e(2)} = \frac{(250)(0.04)}{(1.5)(945)} = 0.0071\text{m} = 7.1\text{mm}$$

Scanned with CamScanner

بطورمجدد از روابط ۱۲-۹۱ و ۱۲-۹۲ داریم:

$$s_{e(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{pL}\right)\left(\frac{D_s}{E_s}\right)\left(1-\mu_s^2\right)I_{ws}$$

که در آن:

$$I_{ws} = 2 + 0.35\sqrt{\frac{L}{D_s}} = 2 + 0.35\sqrt{\frac{11}{1.5}} = 2.95$$

$$s_{e(3)} = \left[\frac{755}{(\pi\times1.5)(11)}\right]\left(\frac{1.5}{14{,}000}\right)\left(1-0.3^2\right)(2.95) = 0.0042\text{m} = 4.2\text{mm}$$

نشست کل برابر است با:

$$s_e = s_{e(1)} + s_{e(2)} + s_{e(3)} = 0.22 + 7.1 + 4.2 \approx 11.52\,\text{mm}$$

۱۳-۱۲- ظرفیت باربری جانبی- روش بار و لنگر مشخصه

روش‌های ارائه شده در بخش ۱۲-۱۹ قابل استفاده برای شمع‌های درجاریز نیز می‌باشند. در سال ۱۹۹۴ دونکن و همکاران روشی بنام بار مشخصه برای محاسبه‌ی ظرفیت باربری جانبی شمع‌های حفاری شده که استفاده از آن بسیار ساده است، توسعه دادند که در این قسمت ارائه می‌شود.

طبق روش بارمشخصه، بارمشخصه‌ی Q_c و لنگر خمشی مشخصه‌ی M_c پایه‌ی روابط همبستگی زیر می‌باشد:

بار مشخصه

$$Q_c = 7.34D_s^2\left(E_pR_I\right)\left(\frac{c_u}{E_pR_I}\right)^{0.68} \quad \text{(برای رس)} \qquad (۱۲-۴۴)$$

$$Q_c = 1.57D_s^2\left(E_pR_I\right)\left(\frac{\gamma' D_s \phi' K_p}{E_pR_I}\right)^{0.57} \quad \text{(برای ماسه)} \qquad (۱۲-۴۵)$$

لنگر مشخصه

$$M_c = 3.86D_s^3\left(E_pR_I\right)\left(\frac{c_u}{E_pR_I}\right)^{0.46} \quad \text{(برای رس)} \qquad (۱۲-۴۶)$$

$$M_c = 1.33D_s^3\left(E_pR_I\right)\left(\frac{\gamma' D_s \phi' K_p}{E_pR_I}\right)^{0.40} \quad \text{(برای ماسه)} \qquad (۱۲-۴۷)$$

در روابط فوق:

D_s= قطر تنه‌ی شمع درجاریز

E_p= مدول الاستیسیته‌ی شمع حفاری شده

R_I= ضریب ترک‌خوردگی برای ممان اینرسی مقطع کل شمع

γ' = وزن مخصوص موثر ماسه

ϕ' = زاویه‌ی اصطکاک موثر خاک (درجه)

K_p= ضریب فشار مقاوم رانکین = $\tan^2(45+\phi'/2)$

Scanned with CamScanner

تغییرشکل جانبی تحت بار جانبی Q_g در تراز سطح زمین

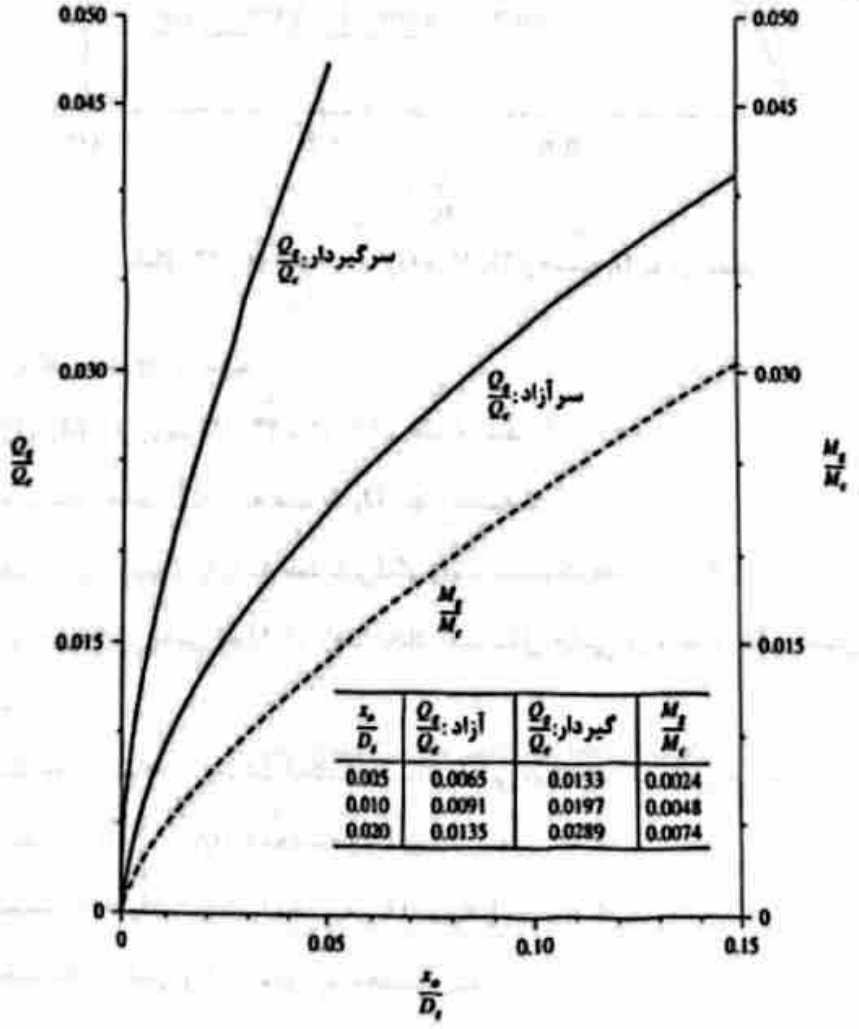
در شکل‌های ۱۳-۱۹ و ۱۳-۲۰ نمودار Q_g/Q_c در مقابل x_o/D_s برای شمع‌های درجاریز در رس و ماسه تحت نیروی جانبی Q_g در تراز زمین نشان داده شده است. با معلوم بودن Q_g و Q_c نسبت $\frac{Q_g}{Q_c}$ حاصل می‌شود. سپس با استفاده از شکل می‌توان نسبت $\frac{x_o}{D_s}$ و در نهایت x_o را تعیین کرد.

تغییرشکل جانبی تحت لنگر خمشی در تراز سطح زمین

در شکل‌های ۱۳-۱۹ و ۱۳-۲۰ تغییرات نمودار M_g/M_c برحسب x_o/D_s برای شمع‌های درجاریز در رس و ماسه تحت لنگر خمشی M_g در سطح زمین نشان داده شده است. اگر مقادیر M_g، M_c و D_s معلوم باشد، مقدار x_o را می‌توان با استفاده از شکل تعیین نمود.

تغییرشکل جانبی تحت بار وارده در بالای سطح تراز زمین

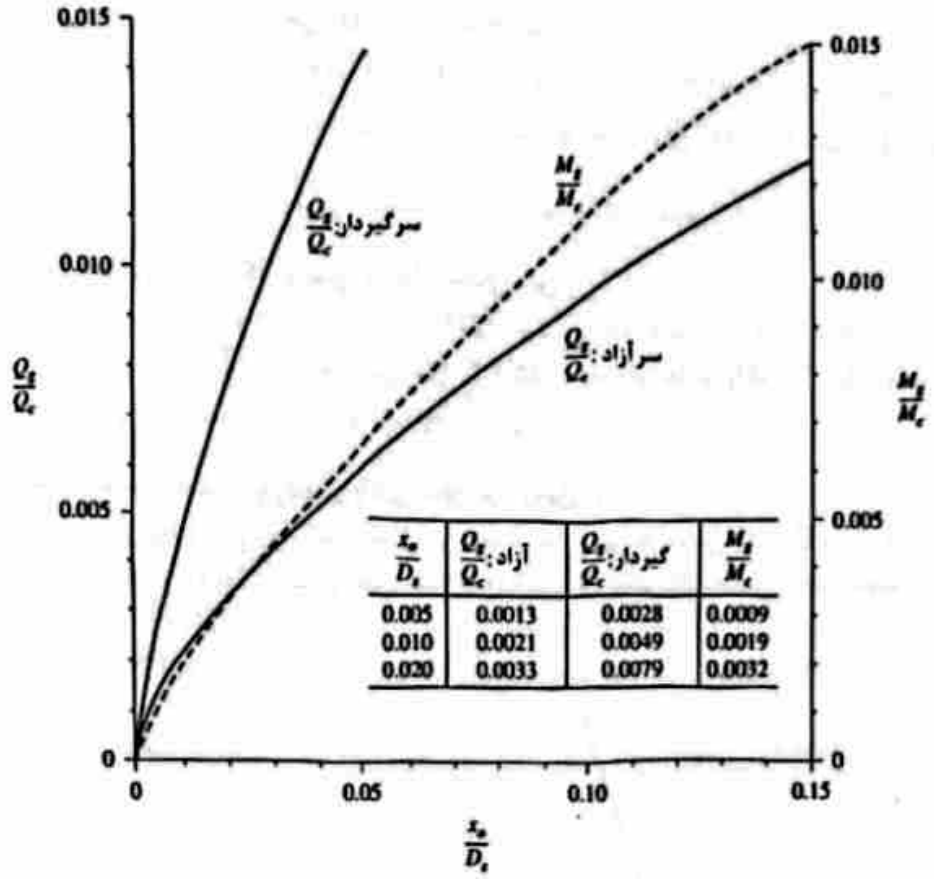
وقتی‌که بار جانبی Q در بالای تراز زمین اعمال می‌شود، در تراز زمین بار جانبی $Q_g = Q$ و لنگر $M_g = Qe$ اعمال می‌شود (شکل ۱۳-۲۱- الف). با اصل جمع آثار قوا می‌توان تغییرشکل جانبی در تراز سطح زمین را محاسبه نمود.



$\frac{x_o}{D_s}$	$\frac{Q_g}{Q_c}$: آزاد	$\frac{Q_g}{Q_c}$: گیردار	$\frac{M_g}{M_c}$
0.005	0.0065	0.0133	0.0024
0.010	0.0091	0.0197	0.0048
0.020	0.0135	0.0289	0.0074

شکل ۱۳-۱۹- نمودار Q_g/Q_c و M_g/M_c برحسب x_o/D_s در رس

Scanned with CamScanner



$\frac{x_o}{D_c}$	$\frac{Q_g}{Q_c}$: آزاد	$\frac{Q_g}{Q_c}$: گیردار	$\frac{M_g}{M_c}$
0.005	0.0013	0.0028	0.0009
0.010	0.0021	0.0049	0.0019
0.020	0.0033	0.0079	0.0032

شکل ۱۳-۲۰- نمودار Q_g/Q_c و M_g/M_c برحسب x_o/D_c در ماسه

روش گام به گام به شرح زیر است:

گام ۱- Q_g و M_g را از روابط ۱۳-۴۴ تا ۱۳-۴۷ محاسبه کنید.

گام ۲- تغییرشکل جانبی x_{oQ} را به علت بار Q_g تنها محاسبه کنید.

گام ۳- تغییرشکل جانبی x_{oM} را به علت تاثیر لنگر تنها محاسبه کنید.

گام ۴- نیروی معادل جانبی Q_{gM} که باعث ایجاد تغییرشکل جانبی x_{oM} نظیر لنگر خمشی می‌شود را تعیین کنید.

گام ۵- لنگر معادل M_{gQ} را که باعث ایجاد تغییرشکل جانبی x_{oQ} نظیر بار جانبی می‌شود، تعیین کنید.

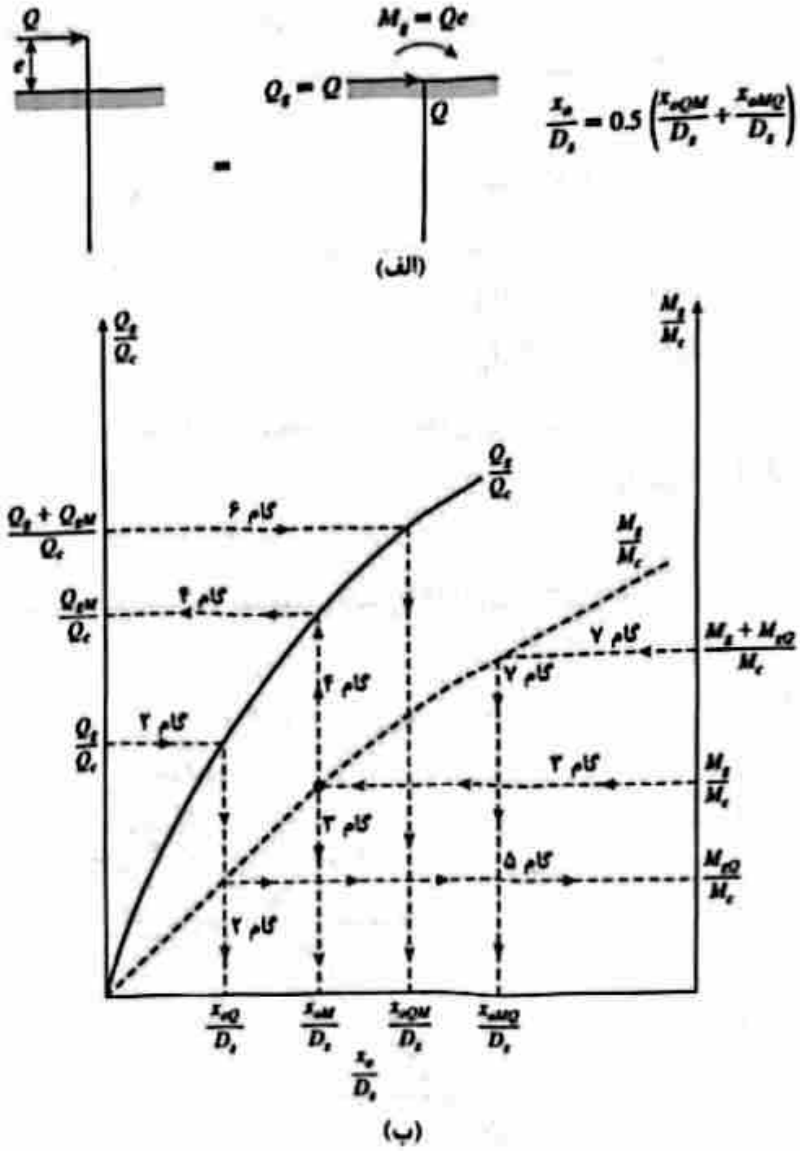
گام ۶- نسبت $(Q_g + Q_{gM})/Q_c$ را محاسبه و x_{oQM}/D_c را تعیین کنید.

گام ۷- نسبت $(M_g + M_{gQ})/M_c$ را محاسبه و x_{oMQ}/D_c را محاسبه کنید.

گام ۸- تغییرمکان ترکیبی را از رابطه‌ی زیر محاسبه کنید.

$$x_{o\,(\text{ترکیبی})} = 0.5\left(x_{oQM} + x_{oMQ}\right) \qquad (۴۸-۱۳)$$

Scanned with CamScanner



شکل ۱۳-۲۱- جمع آثار تغییرشکل جانبی به علت بارجانبی و لنگر

لنگر حداکثر در شمع درجاریز به علت بار جانبی در تراز سطح زمین

شکل ۱۳-۲۲ نمودار Q_g/Q_c را برحسب M_{max}/M_c برای شمع‌های درجاریز با سرگیردار و آزاد به علت بار جانبی Q_g در سطح زمین نشان می‌دهد. برای شمع با سرگیردار، لنگر حداکثر M_{max} در تراز زمین رخ می‌دهد. در این حالت با معلوم بودن Q_c، M_c و Q_g، مقدار M_{max} به سادگی از نمودار به دست می‌آید.

لنگر حداکثر به علت بار جانبی و لنگر در تراز سطح زمین

اگر بار جانبی Q_g و لنگر M_g در تراز زمین اعمال گردند، لنگر حداکثر در شمع جاریز به روش زیر تعیین می‌گردد:

گام ۱. با استفاده از روش‌های قبلی، مقدار $x_{o(combined)}$ را از رابطه‌ی ۱۳-۴۸ تعیین کنید.

گام ۲. برای تعیین طول موثر T، از رابطه‌ی زیر استفاده می‌شود.

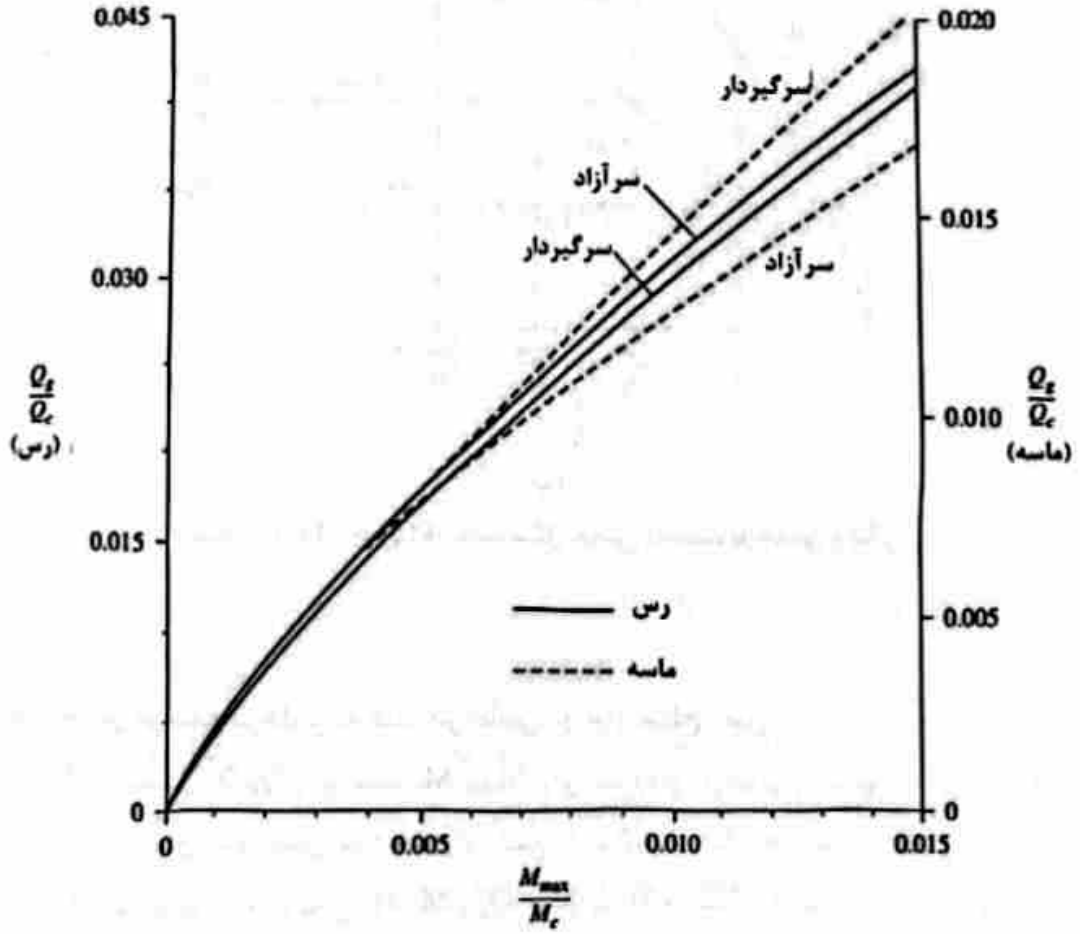
$$x_{o(combined)} = \frac{2.43Q_g}{E_pI_p}T^3 + \frac{1.62M_g}{E_pI_p}T^2 \qquad (۴۹-۱۳)$$

گام ۳. لنگر در شمع در عمق z پایین سطح زمین از رابطه‌ی زیر حاصل می‌شود:

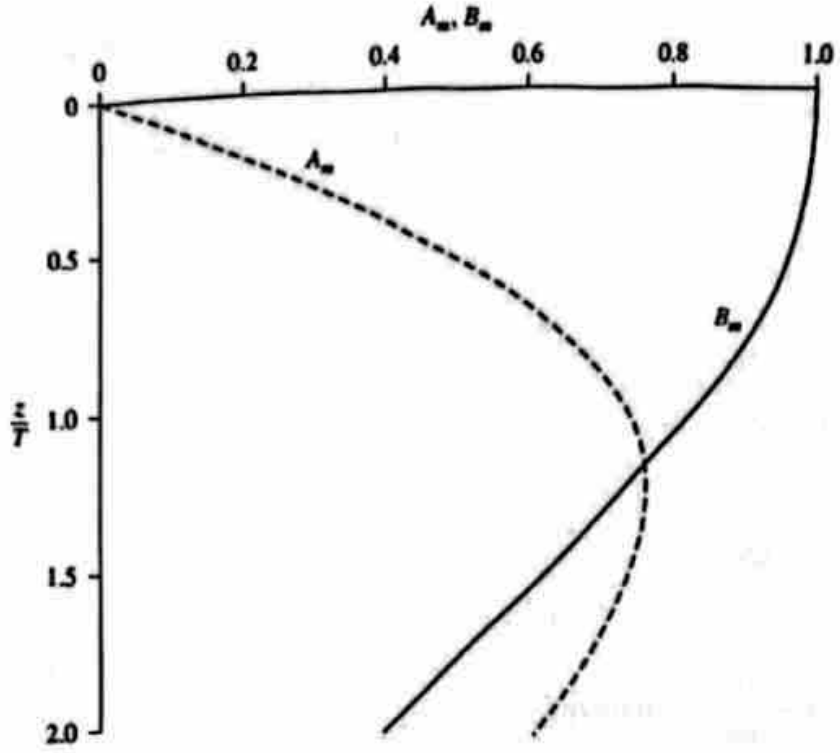
$$M_z = A_mQ_gT + B_mM_g \qquad (۵۰-۱۳)$$

که در آن:

A_m و B_m = ضرایب بدون بعد لنگر (متلوک و ریسی ۱۹۶۱) (شکل ۱۳-۲۳)



شکل ۱۳-۲۲- تغییرات $\frac{M_{max}}{M_c}$ برحسب $\frac{Q_g}{Q_c}$



شکل ۱۳-۲۳- تغییرات A_m و B_m با z/T

مقدار لنگر خمشی حداکثر M_{max} با تعیین M_z در اعماق مختلف قسمت فوقانی شمع درجاریز و رسم نمودار آن حاصل می‌شود. روش بار مشخصه وقتی معتبر است که نسبت L/D_s مقدار حداقل مشخصی داشته باشد. اگر L/D_s کمتر از $(L/D_s)_{min}$ شود، تغییرشکل جانبی در تراز زمین کمتر از مقدار واقعی و مقدار لنگر بیشتر از مقدار واقعی حاصل خواهد شد.

مقادیر $(L/D)_{min}$ شمع‌های درجاریز در خاک‌های ماسه‌ای و رسی از جدول زیر قابل حصول است.

ماسه		رس	
$\frac{E_p R_I}{\gamma' D_s \phi' K_p}$	$(L/D_s)_{min}$	$\frac{E_p R_I}{c_u}$	$(L/D_s)_{min}$
1×10^4	8	1×10^5	6
4×10^4	11	3×10^5	10
2×10^5	14	1×10^6	14
		3×10^6	18

مثال ۱۳-۸

شمع درجا با سر آزاد در شکل ۱۳-۲۴ نشان داده شده است. $E_p = 22\times10^6\ kN/m^2$ می‌باشد.

مطلوبست تعیین:

(الف) تغییرشکل جانبی در تراز زمین.

Scanned with CamScanner

(ب) لنگر خمشی حداکثر در شمع درجاریز.
(پ) حداکثر تنش کششی در تنه‌ی شمع.
(ت) حداقل طول نفوذ شمع برای انجام این تحلیل.

حل:

داریم:

$$D_s = 1\,m$$
$$c_u = 100\,kN/m^2$$
$$R_I = 1$$
$$E_p = 22\times10^6\,kN/m^2$$

و

$$I_p = \frac{\pi D_s^4}{64} = \frac{(\pi)(1)^4}{64} = 0.049\,m^4$$

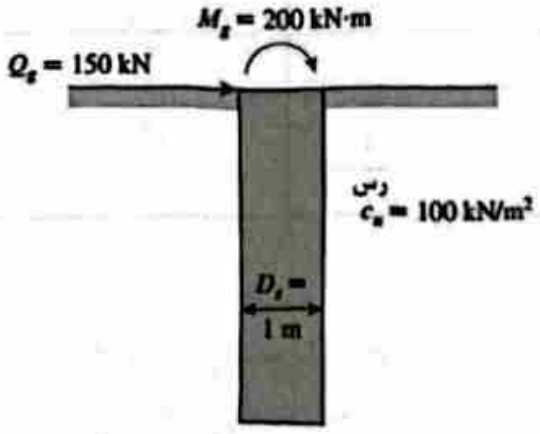
قسمت الف

از رابطه‌ی ۱۳-۴۴ می‌توان نوشت:

$$Q_c = 7.34 D_s^2 (E_p R_I)\left(\frac{c_u}{E_p R_I}\right)^{0.68}$$

$$= (7.34)(1)^2\left[\left(22\times10^6\right)(1)\right]\left[\frac{100}{\left(22\times10^6\right)(1)}\right]^{0.68}$$

$$= 37{,}607\ kN$$



شکل ۱۳-۲۴- شمع درجاریز با سر آزاد

از رابطه‌ی ۱۳-۴۶ داریم:

$$M_c = 3.86 D_s^3 \left(E_p R_1\right)\left(\frac{c_u}{E_p R_1}\right)^{0.46}$$

$$= (3.86)(1)^3\left[\left(22\times10^6\right)(1)\right]\left[\frac{100}{\left(22\times10^6\right)(1)}\right]^{0.46}$$

$$= 296{,}139 \text{ kN.m}$$

بنابراین:

$$\frac{Q_g}{Q_c} = \frac{150}{37{,}607} = 0.004$$

شکل ۱۳-۱۹ $\Rightarrow x_{oQ} \approx (0.0025) D_s = 0.0025\text{m} = 2.5\text{mm}$

$$\frac{M_g}{M_c} = \frac{200}{296{,}139} = 0.000675$$

شکل ۱۳-۱۹ $\Rightarrow x_{oM} \approx (0.0014) D_s = 0.0014\text{m} = 1.4\text{mm}$

$$\frac{x_{oM}}{D_s} = \frac{0.0014}{1} = 0.0014$$

شکل ۱۳-۱۹ $\Rightarrow x_{oM}/D_s = 0.0014 \Rightarrow Q_{gM}/Q_c \approx 0.002$

$$\frac{x_{oQ}}{D_s} = \frac{0.0025}{1} = 0.0025$$

شکل ۱۳-۱۹ $\Rightarrow x_{oQ}/D_s = 0.0025 \Rightarrow M_{gQ}/M_c \approx 0.0013$

$$\frac{Q_g}{Q_c} + \frac{Q_{gM}}{Q_c} = 0.004 + 0.002 = 0.006$$

شکل ۱۳-۱۹ $\Rightarrow \left(Q_g + Q_{gM}\right)/Q_c = 0.006 \Rightarrow x_{oQM}/D_s \approx 0.0046$

$$x_{oQM} = (0.0046)(1) = 0.0046\text{m} = 4.6\text{mm}$$

بنابراین نتیجه می‌شود:

$$\frac{M_g}{M_c} + \frac{M_{gQ}}{M_c} = 0.000675 + 0.0013 \approx 0.00198$$

شکل ۱۳-۱۹ $\Rightarrow \left(M_g + M_{gQ}\right)/M_c = 0.00198 \Rightarrow x_{oMQ}/D_s \approx 0.0041$

$$x_{oMQ} = (0.0041)(1) = 0.0041\text{m} = 4.1\text{mm}$$

در نتیجه:

$$x_{o\,(\text{ترکیبی})} = 0.5\left(x_{oQM} + x_{oMQ}\right) = (0.5)(4.6 + 4.1) = 4.35\text{mm}$$

Scanned with CamScanner

قسمت ب

از رابطه‌ی ۱۳-۴۹ داریم:

$$x_{o\ (\text{ترکیبی})} = \frac{2.43Q_g}{E_pI_p}T^3 + \frac{1.62M_g}{E_pI_p}T^2$$

در نتیجه:

$$0.00435\text{m} = \frac{(2.43)(150)}{\left(22\times10^6\right)(0.049)}T^3 + \frac{(1.62)(200)}{\left(22\times10^6\right)(0.049)}T^2$$

یا:

$$0.00435\text{m} = 338\times10^{-6}T^3 + 300.6\times10^{-6}T^2$$

که از آن حاصل می‌شود:

$$T \approx 2.05\text{m}$$

از رابطه‌ی ۱۳-۵۰ نتیجه می‌شود:

$$M_z = A_mQ_gT + B_mM_g = A_m(150)(2.05) + B_m(200) = 307.5A_m + 200B_m$$

حال می‌توان جدول زیر را تهیه نمود:

$\frac{z}{T}$	A_m (شکل ۱۳-۲۳)	B_m (شکل ۱۳-۲۳)	M_z (kN.m)
0	0	1.0	200
0.4	0.36	0.98	306.7
0.6	0.52	0.95	349.9
0.8	0.63	0.9	373.7
1.0	0.75	0.845	399.6
1.1	0.765	0.8	395.2
1.25	0.75	0.73	376.6

$$\text{لنگر حداکثر} = 399.4\text{kN.m} \approx 400\text{kN.m}@z/T \approx 1$$

بنابراین:

$$z = (1)(T) = (1)(2.05\text{m}) = 2.05\text{m}$$

قسمت پ:

حداکثر تنش کششی برابر است با:

$$\sigma_{\text{کشش}} = \frac{M_{max}\left(\frac{D_s}{2}\right)}{I_p} = \frac{(400)\left(\frac{1}{2}\right)}{0.049} = 4081.6\text{kN/m}^2$$

Scanned with CamScanner

قسمت ت:

داریم:

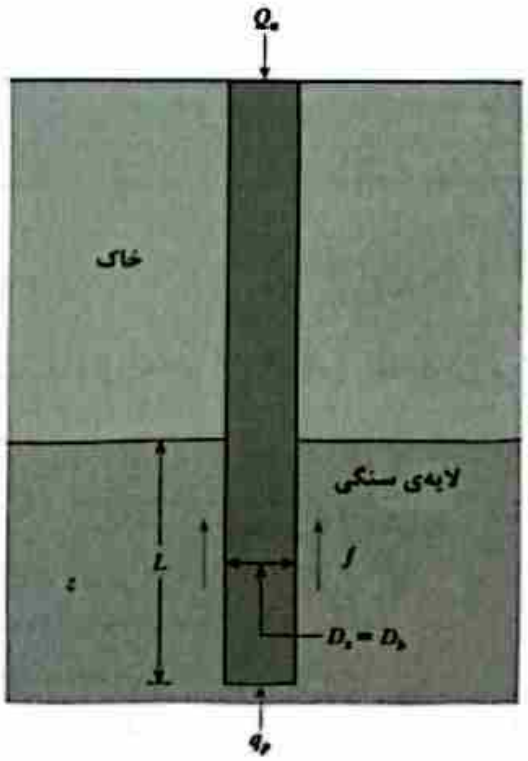
$$\frac{E_p R_I}{c_u} = \frac{\left(22\times10^6\right)(1)}{100} = 2.2\times10^5$$

$$\text{با درون‌یابی} \Rightarrow \left(E_p R_I\right)/c_u = 2.2\times10^5 \Rightarrow \left(L/D_s\right)_{min} \approx 8.5$$

$$\Rightarrow L \approx (8.5)(1) = 8.5\,\text{m}$$

۱۳-۱۳- شمع‌های درجاریز مستقر روی سنگ بستر

در بخش ۱۳-۱ اشاره شد که شمع‌های درجاریز می‌توانند تا بستر سنگی ادامه یابند. شکل ۱۳-۲۵ چنین شمعی را نشان می‌دهد که تا بستر سنگی ادامه یافته و به عمق L در بستر فرورفته است. در این حالت ظرفیت باربری نوک شمع بستگی به مقاومت فشاری محدود نشده‌ی q_u سنگ خواهد داشت که البته باید اثر ترک‌ها، درزها و سایر ناپیوستگی‌های سنگ در نظر گرفته شود. در ادامه دو روش برای تعیین ظرفیت باربری شمع‌ها در سنگ ارائه می‌شود:



شکل ۱۳-۲۵- شمع درجاریز فرورفته در بستر سنگی

روش ریسی و اونیل[1] (۱۹۸۸)

در این قسمت روش گام به گام تعیین ظرفیت باربری نهایی شمع‌های درجاریز در لایه‌ی سنگی ارائه می‌شود. در این روش طراحی هم مقاومت جلدی و هم مقاومت نوک منظور می‌شود.

گام ۱- مقاومت نهایی واحد سطح جلدی از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$f(kN/m^2) = 6.564q_u^{0.5}(kN/m^2) \le 0.15q_u(kN/m^2) \qquad (۵۱-۱۳)$$

که در آن q_u کوچکترین (الف) مقاومت فشاری محدود نشده‌ی NW یا مغزه‌ی سنگی اندازه‌ی بزرگتر (ب) مقاومت فشاری محدود نشده‌ی بتن شمع درجاریز (kN/m^2)

گام ۲- محاسبه‌ی ظرفیت باربری نهایی مقاومت جلدی

$$Q_u = \pi D_s L f \qquad (۵۲-۱۳)$$

گام ۳- محاسبه‌ی نشست s_e شمع در بالای حفره‌ی سنگی که از رابطه‌ی زیر حاصل می‌شود:

$$s_e = s_{e(s)} + s_{e(b)} \qquad (۵۳-۱۳)$$

که در آن:

$s_{e(s)}$ = فشردگی الاستیک شمع درون حفره‌ی سنگی با فرض عدم مقاومت جانبی

$s_{e(b)}$ = نشست نوک شمع

از طرفی داریم:

$$s_{e(s)} = \frac{Q_u L}{A_c E_c} \qquad (۵۴-۱۳)$$

و

$$s_{e(b)} = \frac{Q_u I_f}{D_s E_{mass}} \qquad (۵۵-۱۳)$$

که در آن:

Q_u = بار نهایی بدست آمده از رابطه‌ی ۱۳-۵۲ (این رابطه فرض می‌کند مشارکت سربار در برش جانبی قابل صرفنظر است.)

A_c = سطح مقطع حفره‌ی حفاری شده در سنگ = $\frac{\pi}{4}D_s^2$

E_c = مدول الاستیسیته‌ی بتن و قفس آرماتور شمع

E_{mass} = مدول الاستیسیته‌ی توده‌ی سنگی حفاری شده

I_f = ضریب تاثیر الاستیک (جدول ۱۳-۶)

مقدار E_{mass} از رابطه‌ی زیر بدست می‌آید:

$$\frac{E_{mass}}{E_{core}} \approx 0.0266(RQD) - 1.66 \qquad (۵۶-۱۳)$$

---

1 - Reese and O'neill

که در آن:

RQD= شاخص کیفیت سنگ (درصد)

E_{core} = مدول الاستیسیته‌ی مغزه‌های سنگی اندازه‌ی NW و بزرگتر

در صورتیکه حفره‌ی سنگی خیلی بلند باشد:

$$s_e \approx s_{e(b)} = \frac{Q_u I_f}{D_s E_{mass}} \qquad (۵۷-۱۳)$$

گام ۴. اگر s_e کمتر از ۱۰ میلیمتر باشد، ظرفیت باربری نهایی مقدار حاصل از رابطه‌ی ۱۳-۵۲ است. اگر $s_e \geq 10\,mm$ باشد، به گام ۵ بروید.

جدول ۱۳-۶- ضریب تاثیر نشست I_f (اونیل و ریسی ۱۹۸۹)

L/D_s	I_f			
	E_c/E_{mass}			
	10	50	100	5000
0	1.10	1.10	1.10	1.10
1	0.51	0.47	0.47	0.47
2	0.47	0.37	0.35	0.32
4	0.43	0.31	0.28	0.23
6	0.41	0.27	0.24	0.18
8	0.40	0.25	0.21	0.14
10	0.39	0.24	0.18	0.12
12	0.38	0.22	0.16	0.10
20	0.37	0.20	0.15	0.08

گام ۵. اگر $s_e \geq 10\,mm$ باشد، احتمال از بین رفتن مقاومت جلدی اصطکاکی بین جدار شمع و سنگ زیاد خواهد شد و در این صورت برای سنگ‌های سخت نظیر سنگ آهک، شیست و غیره، ظرفیت نهایی مساوی ظرفیت نوک خواهد شد:

$$Q_u = 3A_p \left[\frac{3 + \frac{c_s}{D_s}}{10\left(1 + 300\frac{\delta}{c_s}\right)^{0.5}} \right] q_u \qquad (۵۸-۱۳)$$

که در آن:

c_s = فواصل عدم پیوستگی (درزه و شکاف)

δ = ضخامت عدم پیوستگی‌های مجزا

q_u = مقاومت فشاری محدود نشده‌ی سنگ در زیر نوک شمع و یا بتن شمع هر کدام که کوچکترند.

توجه شود که رابطه‌ی ۱۳-۵۸ برای عدم پیوستگی‌های لایه‌ای افقی با $c_s > 305\,mm$ و $\delta < 5\,mm$ اعمال می‌شود.

Scanned with CamScanner

روش ژانگ و اینشتن (۱۹۹۸)

ژانگ و اینشتن (۱۹۸۸) با تحلیل نتایج حاصل از ۳۹ آزمایش شمع‌های درجاریز که عموماً روی سنگ‌های نرم با مقداری درزه و شکاف اجرا شده بود، پیشنهاد دادند:

$$Q_{u(net)} = Q_p + Q_s = q_p A_p + fpL \qquad (۵۹-۱۳)$$

که در آن ظرفیت نوک Q_p از رابطه‌ی زیر حاصل می‌شود:

$$Q_p(MN) = q_p A_p = \left[4.83\left(q_u\ MN/m^2\right)^{0.51}\right]\left[A_p\left(m^2\right)\right] \qquad (۶۰-۱۳)$$

همچنین ظرفیت جلدی اصطکاکی Q_s برابر است با:

برای سطح جانبی صاف:

$$Q_s(MN) = fpL = \left[0.4\left(q_u\ MN/m^2\right)^{0.5}\right]\left[\pi D_s(m)\right]\left[L(m)\right] \qquad (۶۱-۱۳)$$

و

برای سطح جانبی زبر:

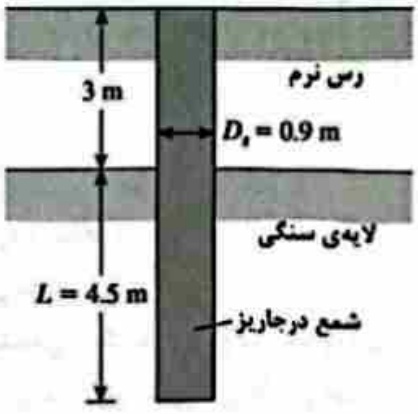
$$Q_s(MN) = fpL = \left[0.8\left(q_u\ MN/m^2\right)^{0.5}\right]\left[\pi D_s(m)\right]\left[L(m)\right] \qquad (۶۲-۱۳)$$

مثال ۱۳-۹

مطابق شکل ۱۳-۲۶ شمع درجاریزی را که درون لایه‌ی سنگی نفوذ کرده، در نظر بگیرید. داریم:

$$L = 4.5m\ ,\ D_s = 0.9m\ ,\ q_u\ (\text{سنگ}) = 72,450kN/m^2\ ,\ q_u\ (\text{بتن}) = 20,700kN/m^2\ ,$$
$$E_c = 20.7\times10^6\ kN/m^2\ , RQD\ (\text{سنگ}) = 80\%, E_{core}\ (\text{سنگ}) = 2.48\times10^6\ kN/m^2\ ,$$
$$c_s = 457mm, \text{ و } \delta = 3.81mm$$

با استفاده از روش ریسی و اونیل و استفاده از ضریب اطمینان ۳، مطلوبست تعیین ظرفیت باربری مجاز شمع درجاریز.



شکل ۱۳-۲۶- شمع درجاریز فرورفته در لایه‌ی سنگی

Scanned with CamScanner

حل:

گام ۱. از رابطه‌ی ۱۳-۵۱ داریم:

$$f\left(kN/m^2\right)=6.564q_u^{0.5}\le 0.15q_u$$

$$q_u\ (\text{بتن})<q_u\ (\text{سنگ})\Rightarrow q_u=q_u\ (\text{بتن})$$

$$f=6.564(20,700)^{0.5}=944.4\,kN/m^2$$

به عنوان کنترل داریم:

$$f=0.15q_u=(0.15)(20,700)=3105\,kN/m^2>944.4\,kN/m^2$$

$$\Rightarrow f=944.4\,kN/m^2$$

گام ۲. ازرابطه‌ی ۱۳-۵۲ داریم:

$$Q_u=\pi D_sLf=(\pi)(0.9)(4.5)(944.4)=12,016\,kN$$

گام ۳. از روابط ۱۳-۵۳، ۵۴ و ۵۵ داریم:

$$s_e=\frac{Q_uL}{A_cE_c}+\frac{Q_uI_f}{D_sE_{mass}}$$

از رابطه‌ی ۱۳-۵۶ برای $RQD=80\%$ داریم:

$$\frac{E_{mass}}{E_{core}}=(0.0266)(80)-1.66=0.468$$

$$E_{mass}=0.468E_{core}=(0.468)\left(2.48\times10^6\right)=1.16\times10^6\,kN/m^2$$

در نتیجه:

$$\frac{E_c}{E_{mass}}=\frac{20.7\times10^6}{1.16\times10^6}\approx17.84$$

و

$$\frac{L}{D_s}=\frac{4.5}{0.9}=5$$

بنابراین:

$$\text{جدول ۱۳-۶}\Rightarrow E_c/E_{mass}=17.84\ ,\ L/D_s=5\ ,\ I_f=0.35$$

$$s_e=\frac{(12,016)(4.5)}{\frac{\pi}{4}(0.9)^2\left(20.7\times10^6\right)}+\frac{(12,016)(0.35)}{(0.9)\left(1.16\times10^6\right)}$$

$$=0.008128m\approx8.13mm<10mm$$

بنابراین:

$$Q_u=12,016\,kN$$

و

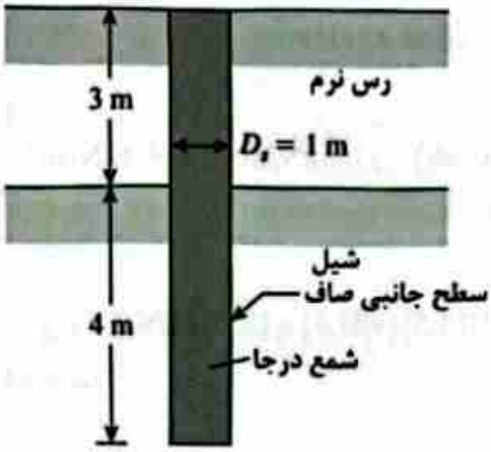
$$Q_{all}=\frac{Q_u}{FS}=\frac{12,016}{3}=4005\,kN$$

Scanned with CamScanner

مثال ۱۳-۱۰

با استفاده از روش ژانگ و اینشتین و ضریب اطمینان ۳ و با فرض مقاومت جانبی صفر، مطلوبست تعیین ظرفیت باربری مجاز شمع درجای شکل ۱۳-۲۷ داریم:

$$q_u = 4200\,kN/m^2$$



شکل ۱۳-۲۷- شمع درجا با عمق فرورفت در سنگ

حل:

از رابطه‌ی ۱۳-۶۰ داریم:

$$Q_p = A_p\left[4.83(q_u)^{0.51}\right] = \frac{\pi}{4}(1)^2\left[(4.83)(4.2)^{0.51}\right] = 7.89\,MN$$

و از رابطه‌ی ۱۳-۶۱:

$$Q_s = 0.4(q_u)^{0.5}(\pi D_s L) = 0.4(4.2)^{0.5}\left[(\pi)(1)(4)\right] = 10.3\,MN$$

بنابراین:

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{FS} = \frac{Q_p + Q_s}{FS} = \frac{7.89 + 10.3}{3} = 6.06\,MN = 6060\,kN$$

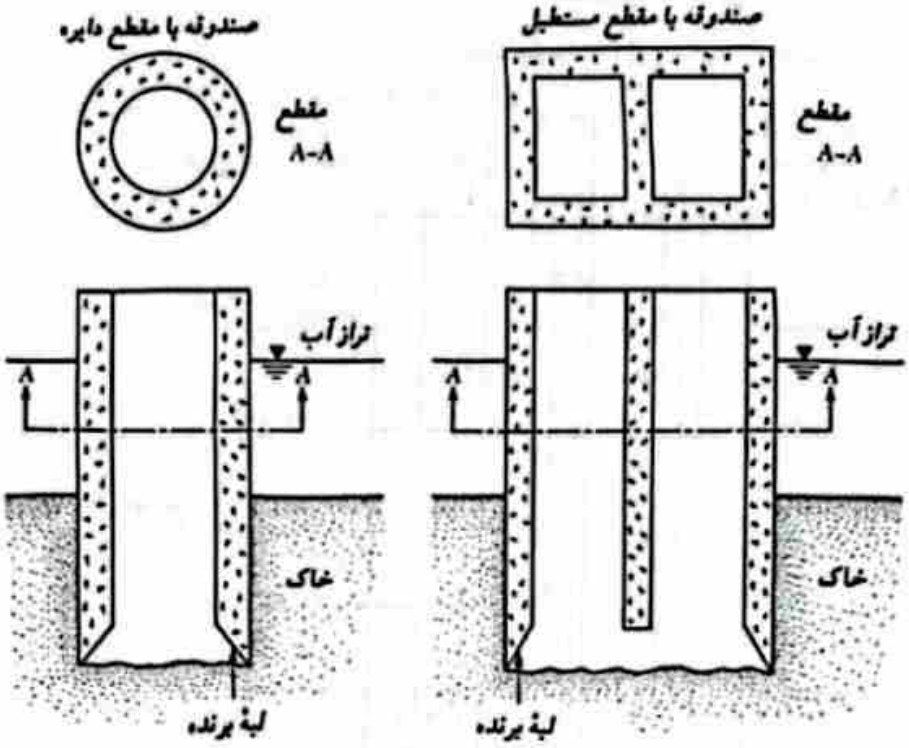
۱۳-۱۴- صندوقه‌ها

صندوقه‌ها در سه نوع اصلی مورد استفاده قرار می‌گیرند: (۱). صندوقه باز (شکل ۱۳-۲۸)، (۲). صندوقه‌ی بسته یا جعبه‌ای (شکل ۱۳-۲۹)، و (۳). صندوقه‌ی هوای فشرده (شکل ۱۳-۳۰).

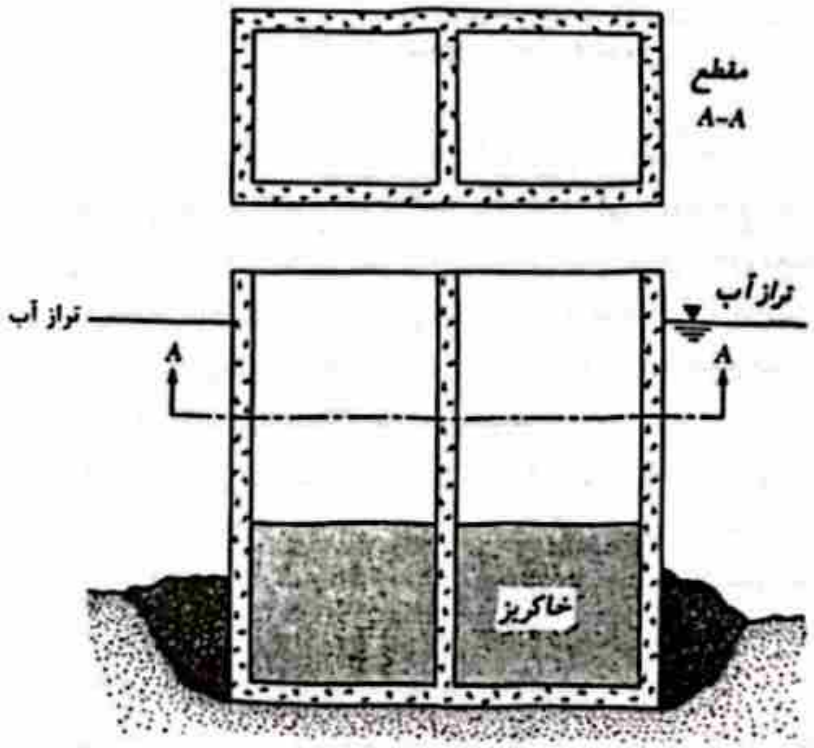
صندوقه‌ی باز، شافت بتنی است که بالا و پایین آن حین اجرا به صورت باز باقی می‌ماند. لبه‌ی تحتانی صندوقه، به صورت بُرنده ساخته می‌شود. صندوقه در اثر وزن خود در زمین فرو می‌رود و در همین حین خاک داخل آن توسط جام[1] خاکبرداری می‌شود تا به لایه‌ی باربر برسیم. مقطع صندوقه می‌تواند به اشکال مختلف از قبیل دایره، مربع، مستطیل و یا بیضی باشد. با رسیدن به لایه‌ی باربر، کف صندوقه بتن‌ریزی می‌شود تا کف آب‌بند به وجود آید. توجه شود که عملیات بتن‌ریزی داخل آب انجام می‌شود. با گرفتن و سخت شدن بتن کف، آب درون صندوقه تخلیه و سپس داخل آن بتن‌ریزی می‌شود تا اینکه کاملاً برگردد. صندوقه‌های باز می‌توانند تا اعماق زیاد ادامه داشته باشند و مخارج ساخت آن نیز نسبتاً پایین است.

---

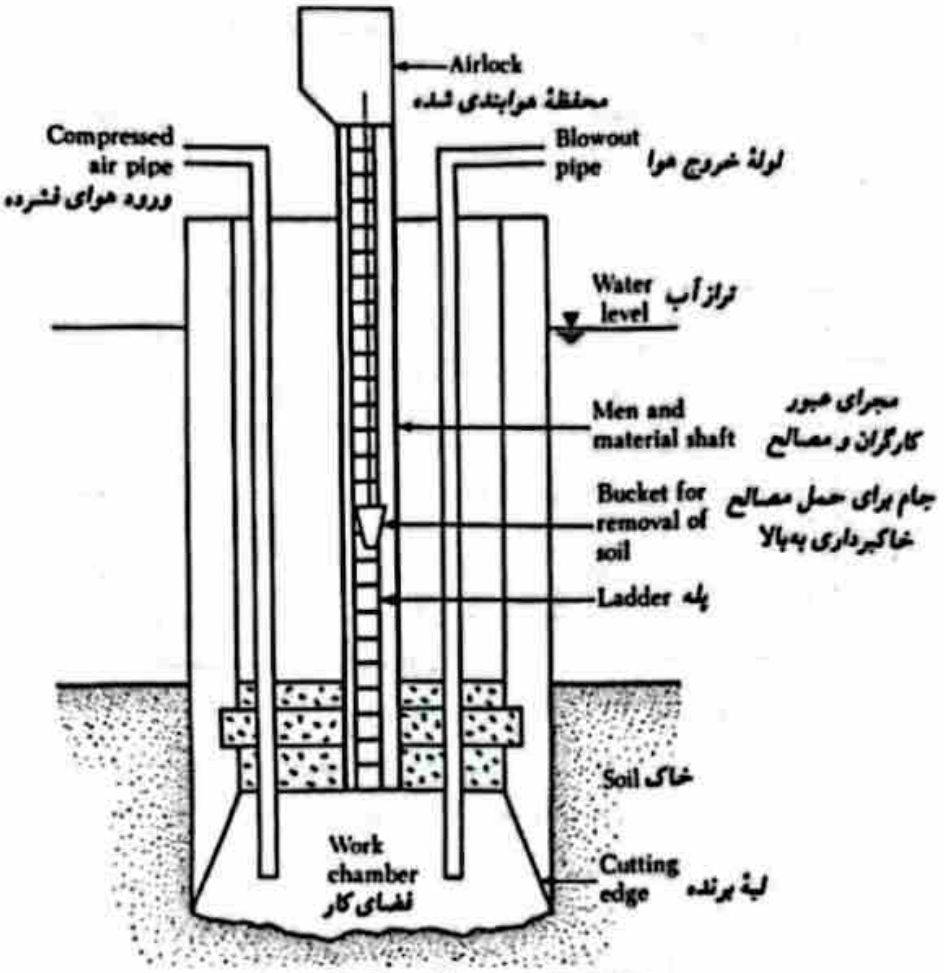
1 - Grab



شکل ۱۳-۲۸- صندوقه‌ی باز



شکل ۱۳-۲۹- صندوقه‌ی بسته



شکل ۱۳-۳۰- صندوقه‌ی هوای فشرده

لیکن یکی از بزرگترین مشکلات آنها، عدم وجود امکان کنترل کیفیت بتن آب‌بندی می‌باشد که داخل آب بتن‌ریزی می‌شود. همچنین کف صندوقه نمی‌تواند کاملاً تمیز شود. یکی از روش‌های اجرای صندوقه‌های باز، استفاده از سپرکوبی به منظور ایجاد محیط بسته داخل آب می‌باشد. سپس داخل محیط بسته با ماسه پر می‌شود. به این وضعیت، جزیره‌ی ماسه‌ای گفته می‌شود. در ادامه صندوقه از داخل این محیط ماسه‌ای تا عمق خشک درون خاک رانده می‌شود. اجرای صندوقه در این مرحله، مشابه اجرای صندوقه در زمین خشک که در آن تراز آب زیرزمینی پایین‌تر از سطح زمین است، می‌باشد.

صندوقه‌های بسته، صندوقه‌هایی هستند که ته آنها بسته است. این صندوقه‌ها روی زمین در حوضچه خشک ساخته شده و به کمک یدک‌کش بصورت شناور به محل کار حمل می‌شوند. سپس با پر کردن داخل صندوقه با ماسه، بالاست، آب و یا بتن، صندوقه به آرامی در بستر دریا مستقر می‌شود. مخارج این روش اجرا پایین است، لیکن سطح لایه باربر باید تراز باشد. اگر سطح لایه‌ی باربر تراز نباشد، با استفاده از خاکبرداری در زیر آب و کنترل غواص باید تراز گردد.

صندوقه‌های هوای فشرده معمولاً برای اعماقی در حدود ۱۵ تا ۴۰ متر به کار می‌روند. از این صندوقه‌ها در مواردی استفاده می‌شود که به علت نفوذپذیری زیاد، دبی آب ورودی به صندوقه بزرگتر از دبی تخلیه

است و به علت گرادیان بالای آب نفوذی، امکان وقوع پدیده‌ی رگاب یا جوشش ماسه در کف موجود می‌باشد. در ته صندوقه‌ی هوای فشرده، فضای کاری به ارتفاع تقریبی ۳ متر وجود دارد. در این محفظه کارگران به عملیات حفاری و بتن‌ریزی مشغول هستند. فشار هوای داخل این محفظه طوری تنظیم می‌شود که از فشار آب موجود در کف بیشتر باشد و در نتیجه از ورود آب به داخل محفظه جلوگیری نماید؛ تا فشار هوای ۱۰۰ کیلونیوتن برمترمربع بزرگتر از فشار آتمسفر، هیچگونه مشکلی برای کارگران به وجود نمی‌آید. در صورتی که فشار داخل محفظه از این مقدار بزرگتر باشد، در هنگام خروج کارگران از محفظه، مرحله بازیابی و کاهش فشار لازم است. در صورتی که فشار کار ۳۰۰ کیلونیوتن بر مترمربع بزرگتر از فشار آتمسفر باشد، مدت کار کارگران درون محفظه هوای فشرده نباید بزرگتر از ۱/۵ تا ۲ ساعت باشد. ورود و خروج کارگران از درون محفظه‌ی کار، توسط شافت فولادی و نردبان داخل آن صورت می‌گیرد. از این شافت برای حمل خاک کنده شده به بالا و بتن به پایین استفاده می‌شود. برای صندوقه‌های هوای فشرده‌ی بزرگ ممکن است به بیش از یک شافت نیاز باشد. در بالای هر شافت، محفظه‌ی هوابندی شده وجود دارد. با انجام خاکبرداری داخل محفظه، صندوقه‌ی هوای فشرده به آرامی در زمین فرو می‌رود. با رسیدن به لایه‌ی باربر، محفظه کار با بتن پر می‌شود.

۱۳-۱۵- ظرفیت باربری شالوده‌های صندوقه‌ای

محاسبه‌ی ظرفیت باربری شالوده‌های صندوقه‌ای مشابه شمع‌های حفاری (پایه‌های عمیق) است. بنابراین از تکرار بحث خودداری می‌شود.

۱۳-۱۶- ضخامت بتن آب‌بند کف در صندوقه‌های باز

در بخش ۱۳-۱۴ اشاره شده که قبل از تخلیه‌ی آب درون شالوده‌ی صندوقه‌ای ته‌باز، باید در کف شالوده لایه‌ی بتن آب‌بند اجرا شده و اجازه داده شود که کاملاً خود را بگیرد. ضخامت و در نتیجه وزن این بتن آب‌بند باید آنقدر باشد که بعد از تخلیه‌ی آب درون صندوقه، بتواند در مقابل فشار هیدرواستاتیک که از کف بر آن وارد می‌شود، پایدار باشد. بر پایه‌ی تئوری الاستیسیته، ضخامت t (شکل ۱۳-۳۱) می‌تواند به صورت زیر تعریف شود:

$$t = 1.18R_i\sqrt{\frac{q}{f_c}} \qquad \text{(صندوقه‌ی دایره)} \qquad (۶۳-۱۳)$$

و

$$t = 0.866B_i\sqrt{\frac{q}{f_c\left[1+1.61\left(\frac{L_i}{B_i}\right)\right]}} \qquad \text{(صندوقه‌ی مستطیل)} \qquad (۶۴-۱۳)$$

که در آن:

R_i = شعاع داخلی صندوقه‌ی دایره

q= فشار وارد بر واحد سطح در ته صندوقه

Scanned with CamScanner

f_c= تنش خمشی مجاز بتن مساوی $(0.1 \sim 0.2f'_c)$، که در آن f'_c مقاومت مشخصه‌ی نمونه‌ی ۲۸ روزه‌ی استوانه‌ای می‌باشد.

L_i و B_i= به ترتیب طول و عرض داخلی صندوقه‌ی مستطیل (شکل ۱۳-۳۱- ب). طبق شکل ۱۳-۳۱ مقدار q در روابط ۱۳-۶۳ و ۱۳-۶۴ می‌تواند به صورت زیر تقریب زده شود:

$$q \approx H\gamma_w - t\gamma_c \qquad (۱۳-۶۵)$$

که در آن γ_c وزن مخصوص بتن می‌باشد.

ضخامت بتن آب‌بند محاسبه شده طبق روابط ۱۳-۶۳ و ۱۳-۶۴ از ترک خوردن آن بلافاصله بعد از تخلیه‌ی آب درون صندوقه جلوگیری می‌کند. لیکن برای ایمنی کامل، کنترل دو معیار دیگر لازم است. این معیارها عبارتنداز:

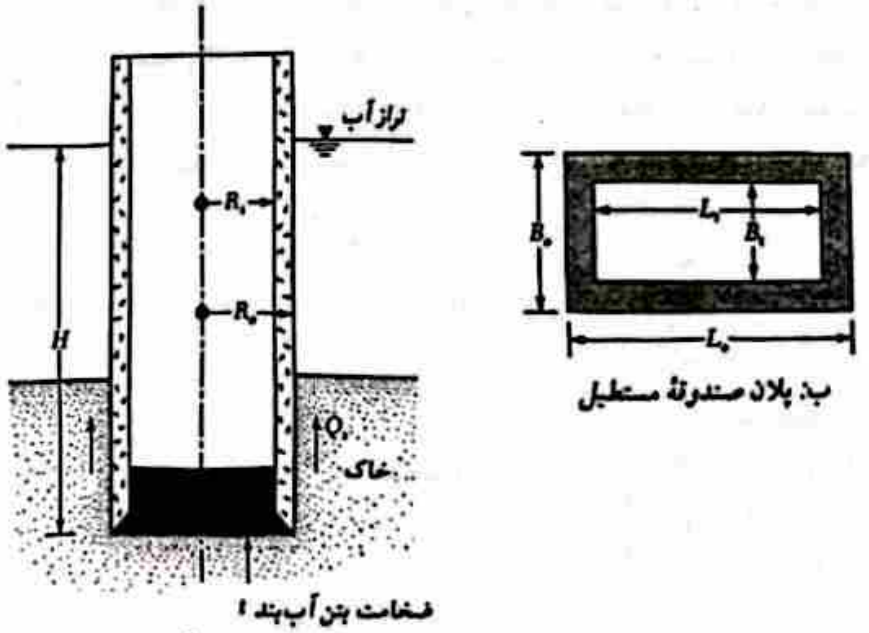
۱. **کنترل برش پیرامونی در سطوح تماس بتن آب‌بند و جدار داخلی صندوقه:** طبق شکل ۱۳-۳۱، نیروی کلی هیدرواستاتیک خالص به طرف بالا در زیر بتن آب‌بند مساوی $A_iH\gamma_w - A_it\gamma_c$ می‌باشد که در آن A_i برای صندوقه‌ی دایره‌ای مساوی πR_i^2 و برای صندوقه‌ی مستطیلی مساوی L_iB_i می‌باشد. بنابراین برش پیرامونی می‌تواند از رابطه‌ی زیر به دست آید:

$$v \approx \frac{A_iH\gamma_w - A_it\gamma_c}{p_it} \qquad (۱۳-۶۶)$$

که در آن p_i محیط داخلی صندوقه می‌باشد.

توجه شود که

$$p_i = 2\pi R_i \qquad \text{(برای صندوقه‌ی دایره)} \qquad (۱۳-۶۷)$$



الف: صندوقهٔ دایره

ب: پلان صندوقهٔ مستطیل

شکل ۱۳-۳۱- محاسبه‌ی ضخامت بتن آب‌بند برای صندوقه‌ی باز

Scanned with CamScanner

و

$$p_i = 2(L_i + B_i)$$ (برای صندوقه‌ی مستطیل) (۶۸-۱۳)

مقدار برش پیرامونی محاسبه شده از رابطه‌ی ۱۳-۶۶ باید از مقادیر مجاز زیر کمتر باشد:

در سیستم آحاد بین‌المللی (تنش‌ها برحسب N/mm^2 یا مگاپاسکال):

$$v \le v_u = 0.17\phi\sqrt{f'_c}$$ (۶۹-۱۳)

$$\phi = 0.85$$

۲. **کنترل برای غوطه‌وری:** اگر آب درون صندوقه کاملاً تخلیه شود، نیروی به طرف بالای غوطه‌وری می‌تواند از رابطه‌ی زیر محاسبه شود:

برای صندوقه‌های دایره (شکل ۱۳-۳۱- الف):

$$F_u = \left(\pi R_o^2\right) H\gamma_w$$ (۷۰-۱۳)

برای صندوقه‌های مستطیلی (شکل ۱۳-۳۱- ب):

$$F_u = (B_o L_o) H\gamma_w$$ (۷۱-۱۳)

نیروی به طرف پایین F_d به علت وزن صندوقه و بتن آب‌بند کف آن و اصطکاک جلدی در سطح تماس صندوقه با خاک برابر است با:

$$F_d = W_c + W_s + Q_s$$ (۷۲-۱۳)

که در آن:

W_c= وزن صندوقه

W_s= وزن بتن آب‌بند

Q_s= اصطکاک جلدی

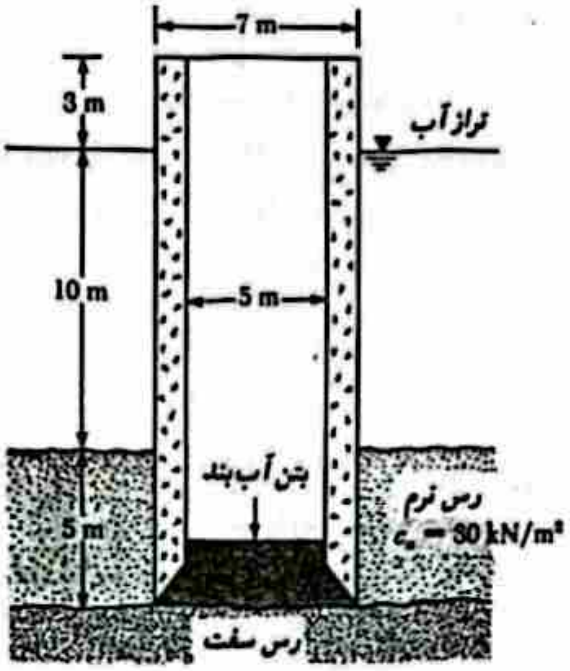
اگر $F_d > F_u$ باشد، صندوقه در مقابل غوطه‌وری ایمن است. لیکن اگر $F_d < F_u$ باشد، در هنگام پایین بردن آب درون صندوقه، در آن ناپایداری به وجود می‌آید. به همین علت، ضخامت بتن آب‌بند باید به اندازه‌ی Δt افزایش یابد (مازاد بر ضخامت‌های محاسبه شده طبق روابط ۱۳-۶۳ یا ۱۳-۶۴). به عبارت دیگر:

$$\Delta t = \frac{F_u - F_d}{A_i\gamma_c}$$ (۷۳-۱۳)

مثال ۱۳-۱۱

صندوقه‌ی باز با مقطع دایره مطابق شکل ۱۳-۳۲ مفروض است. ضخامت لازم برای بتن آب‌بند کف، به منظور تخلیه‌ی کامل آب درون صندوقه چقدر می‌باشد.

Scanned with CamScanner



شکل ۱۳-۳۲

حل:

از رابطه ۱۳-۶۳ داریم:

$$t = 1.18R_i\sqrt{\frac{q}{f_c}}$$

$$R_i = 5/2 = 2.5\,m$$

$$q \approx (15)(9.81) - t\gamma_c$$

$$\gamma_c = 23.58\,kN/m^3, q = 147.15 - 23.58t$$

$$f_c = 0.1f'_c = 0.1\times 21\times 10^3\,kN/m^2 = 2.1\times 10^3\,kN/m^2$$

در نتیجه:

$$t = (1.18)(2.5)\sqrt{\frac{147.15 - 23.58t}{2.1\times 10^3}}$$

$$t^2 + 0.0978t - 0.61 = 0$$

با حل معادله‌ی فوق، $t = 0.73m$ به دست می‌آید که برای محاسبات بعدی مقدار آن $t \approx 0.75\,m$ منظور می‌شود.

کنترل برای برش محیطی

ازرابطه‌ی ۱۳-۶۶ داریم:

Scanned with CamScanner

$$v=\frac{(\pi)R_i^2H\gamma_w-(\pi)R_i^2t\gamma_c}{2\pi R_it}$$

$$=\frac{(\pi)(2.5)^2\left[(15)(9.81)-(0.75)(23.58)\right]}{(2)(\pi)(2.5)(0.75)}=215.77\,kN/m^2$$

مقدار تنش برشی مجاز برابر است با:

$$v_u=0.17\phi\sqrt{f'_c}=(0.17)(0.85)\sqrt{21}=0.662\ N/mm^2=662\,kN/m^2$$

$$v=215.77\,kN/m^2<v_u=662\,kN/m^2$$

کنترل در مقابل غوطه‌وری

نیروی غوطه‌وری رو به بالا • $F_u=\pi R_o^2H\gamma_w\ \ R_o=3.5m$

$$F_u=(\pi)(3.5)^2(15)(9.81)=5663kN$$

نیروی رو به پایین • $F_d=W_c+W_s+Q_s$

$$W_c=\pi\left(R_o^2-R_i^2\right)(\gamma_c)(18)=\pi\left(3.5^2-2.5^2\right)(23.58)(18)\approx8000kN$$

$$W_s=\left(\pi R_i^2\right)t\gamma_c=(\pi)(2.5)^2(0.75)(23.58)=347.24kN$$

$Q_s\approx0$ (فرض می‌شود)

$$F_d=8000+347.24=8347.42kN$$

چون $F_u<F_d$ می‌باشد، ایمنی برقرار است.

هرچند که ضخامت ۰/۷۵ متر پاسخگوی تمام معیارهای ایمنی می‌باشد، با این وجود با توجه به عدم وجود کنترل کیفیت مناسب برای بتن‌ریزی داخل آب، ضخامت بتن آب‌بند کف مساوی ۱ متر در نظر گرفته می‌شود.

مسائل فصل سیزدهم

۱۳-۱- شکل مسئله شمع درجاریزی را در لایه‌ی ماسه‌ای نشان می‌دهد. مطلوبست بار حداکثر مجاز وارد بر آن (ضریب اطمینان FS = 4). فرض کنید $\delta'=0.6\phi'$ می‌باشد. برای تعیین ظرفیت نوک از رابطه‌ی برزانتسف (رابطه ۱۳-۱۸) استفاده کنید. چه نسبتی از بار توسط جدار حمل می‌شود.

۱۳-۲- شمع درجاریز استوانه‌ای (بدون کوره) به قطر ۱ متر و عمق ۱۵ متر در لایه‌ی ماسه‌ای با $\phi'=34°$ و $\gamma=18kN/m^3$ مفروض است. مطلوبست:

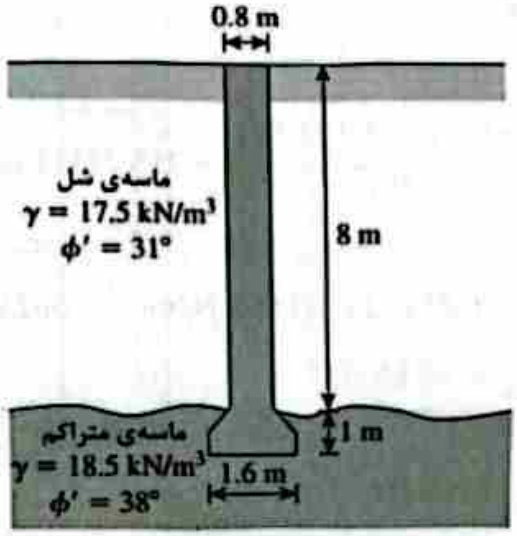
(الف) تعیین ظرفیت باربری نوک برپایه رابطه‌ی چن و کولهاوی (۱۹۹۴).

(ب) تعیین ظرفیت باربری نوک با استفاده از رابطه‌ی برزانتسف (۱۹۶۱).

(پ) تعیین ظرفیت باربری اصطکاک جدار با فرض $\delta'/\phi'=0.9$.

(ت) با ضریب اطمینان FS = 3 حداکثر بار مجاز وارد بر شمع را محاسبه کنید.

Scanned with CamScanner

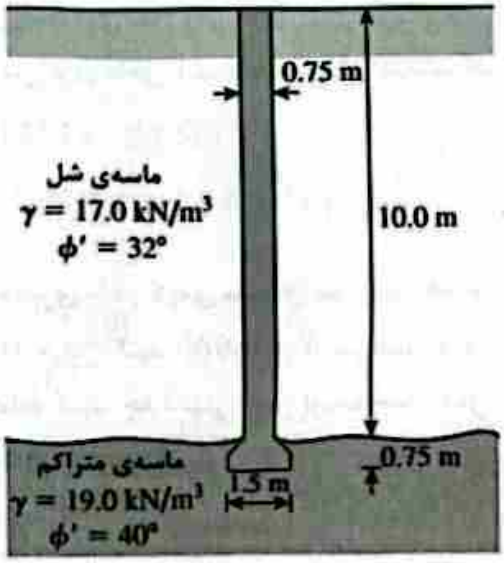


شکل مسئله ۱۳-۱

۱۳-۳- شکل مسئله، شمع درجاریز پافیلی در خاک ماسه‌ای را نشان می‌دهد که مشخصات خاک در شکل نشان داده شده است. مطلوبست:

(الف) تعیین حداکثر باربری مجاز با ضریب اطمینان FS = 4 فرض کنید $\delta' = 0.5\phi'$ می‌باشد. از رابطه‌ی ۱۳-۱۸ برای محاسبه‌ی $Q_{p(net)}$ استفاده کنید.

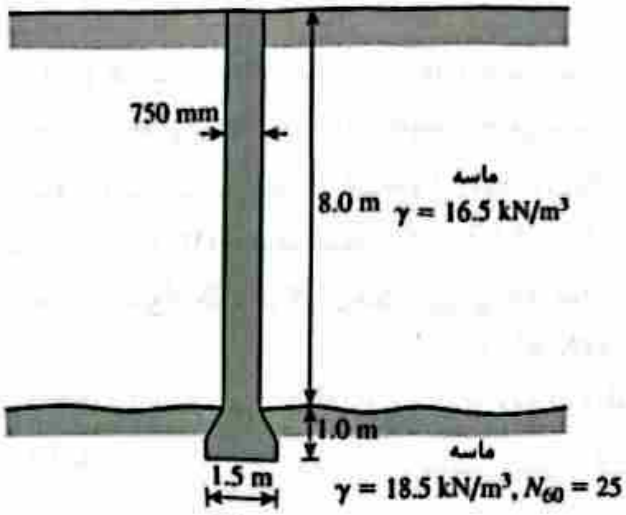
(ب) در صورتی‌که نشست به ۱۵ میلیمتر محدود شود، حداکثر بار مجاز چقدر خواهد بود.



شکل مسئله ۱۳-۳

۱۳-۴- مطلوبست تعیین ظرفیت باربری نهایی شمع درجاریز نشان داده شده در شکل. از روابط ریسی و اونیل (۱۹۸۹) استفاده کنید.

Scanned with CamScanner

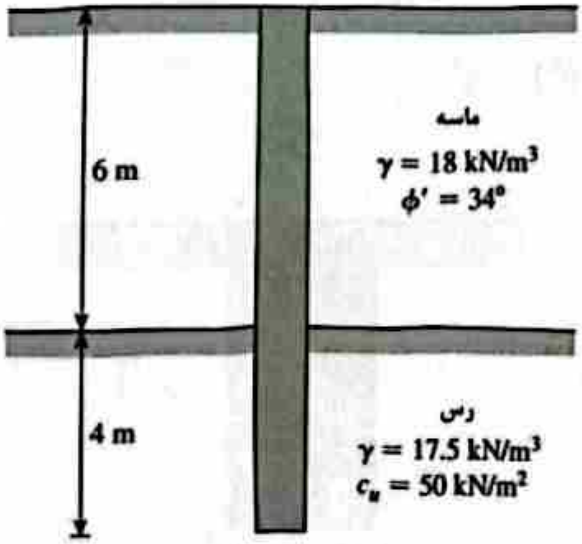


شکل مسئله‌ی ۱۳-۴

۱۳-۵- برای داده‌های مسئله ۱۳-۴، مطلوبست تعیین ظرفیت باربری مجاز شمع درجا با محدود کردن نشست به ۱۰ میلیمتر.

۱۳-۶- لایه‌ی فوقانی به ضخامت ۵ متر با $c_u = 80\ kN/m^2$ مفروض است. زیر آن لایه‌ای عمیق از رس با $c_u = 150\ kN/m^2$ وجود دارد. در این منطقه شمع درجا ریز به قطر ۱ متر و عمق ۱۵ متر ساخته شده است. مطلوبست تعیین ظرفیت باربری مجاز این شمع با ضریب اطمینان ۳. از روابط ۱۳-۳۳ و ۱۳-۳۷ به ترتیب برای تعیین ظرفیت باربری نوک و ظرفیت باربری جلدی شمع استفاده کنید.

۱۳-۷- در شکل نشان داده شده، شمع درجاریزی به قطر ۱ متر حفاری شده است. با استفاده از ضریب اطمینان ۳، ظرفیت باربری مجاز آن را محاسبه کنید. $\delta'/\phi' = 0.8$ برای ماسه فرض شود.



شکل مسئله ۱۳-۷

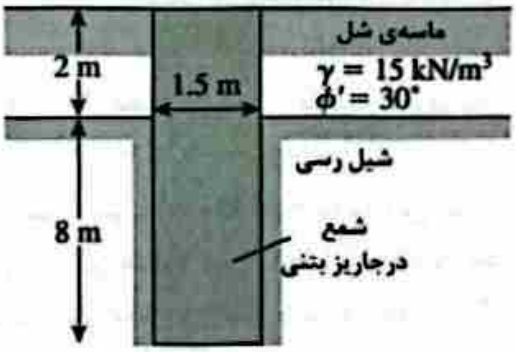
Scanned with CamScanner

۱۳-۸- شمع درجاریزی به قطر ۷۵۰ میلیمتر و طول ۱۰ متر درون لایه رسی با c_u=120kN/m² و E_s=25000kN/m² و μ_s=0.5 اجرا شده است. با اعمال بار ۱۱۰۰ کیلونیوتن بر بالای آن، ۸۰۰ کیلونیوتن توسط جدار و ۳۰۰ کیلونیوتن توسط نوک حمل می‌شود. مطلوبست تعیین نشست شمع با $\xi = 0.65$ و $E_p = 25\times10^6\ kN/m^2$. مقادیر $s_{\alpha(2)}$ و $s_{\alpha(3)}$ را با استفاده از روابط الاستیک (۱۲-۸۹ و ۱۲-۹۱) و روابط نیمه‌تجربی (روابط ۱۲-۹۰ و ۱۲-۹۳) محاسبه کنید.

۱۳-۹- شکل زیر نشان دهنده‌ی شمع درجاریز در لایه‌ی شیل رسی می‌باشد. داریم:

q_u (شیل رسی) = 1810 kN/m²

با فرض زیر بودن پیرامون چاه، مطلوبست تعیین ظرفیت باربری با استفاده از رابطه‌ی ژانگ و اینشتن. از ضریب اطمینان ۴ استفاده کنید.

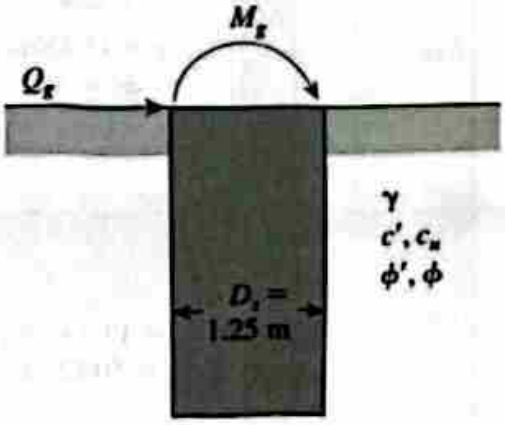


شکل مسئله ۱۳-۹

۱۳-۱۰- در شکل زیر شمع درجاریز با سرآزاد نشان داده شده است. داریم:

$$Q_g = 260\,kN\ ,\ M_g = 0\ ,\ \gamma = 17.5\,kN/m^3\ ,\ \phi' = 35°$$

$$c' = 0\ ,\ E_p = 22\times10^6\ kN/m^2$$



شکل مسئله ۱۳-۱۰

مطلوبست تعیین:

(الف) تغییرمکان جانبی در تراز زمین x_o

(ب) حداکثر لنگر خمشی در شمع

(پ) حداکثر تنش کششی در شمع

(ت) حداقل طول فرورفت شمع برای صحت این تحلیل

۱۳-۱۱- با مراجعه به شکل مسئله ۱۳-۹ برای ۸ متر تحتانی شمع فرض کنید:

بتن $E_c = 22\times10^6\,kN/m^2$ بتن $q_{uc} = 28000\,kN/m^2$

سنگ $E_R = 12.1\times10^6\,kN/m^2$ بتن $q_{uR} = 46000\,kN/m^2$

فواصل ناپیوستگی در سنگ = 500mm سنگ RQD = 75%

ضخامت ناپیوستگی‌های جداگانه = 3mm

با استفاده از روش ریسی و اونیل و ضریب اطمینان ۳، مطلوبست تعیین ظرفیت باربری شمع درجا.

فهرست مآخذ فصل سیزدهم

Berezantzev, V. G., Khristoforov, V. S., and Golubkov, V. N. (1961). "Load-Bearing Capacity and Deformation of Piled Foundations," *Proceedings, Fifth International Con- ference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Paris, Vol. 2, pp. 11–15.

Chen, Y.-J. and Kulhawy, F. H. (1994). "Case History Evaluation of the Behavior of Drilled Shafts under Axial and Lateral Loading," *Final Report, Project 1493-04, EPRI TR-104601*, Geotechnical Group, Cornell University, Ithaca, NY, December.

Duncan, J. M., Evans, L. T., Jr., and Ooi, P. S. K. (1994). "Lateral Load Analysis of Single Piles and Drilled Shafts," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 120, No. 6, pp. 1018–1033.

Kulhawy, F. H. and Jackson, C. S. (1989). "Some Observations on Undrained Side Resis- tance of Drilled Shafts," *Proceedings, Foundation Engineering: Current Principles and Practices*, American Society of Civil Engineers, Vol. 2, pp. 1011–1025.

Matlock, H. and Reese, L. C. (1961). "Foundation Analysis of Offshore Pile-Supported Structures," *Proceedings, Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foun- dation Engineering*, Vol. 2, Paris, pp. 91–97.

O'Neill, M. W. (1997). Personal communication.

O'Neill, M. W. and Reese, L. C. (1999). *Drilled Shafts: Construction Procedure and De- sign Methods*, FHWA Report No. IF-99-025.

Reese, L. C. and O'Neill, M. W. (1988). *Drilled Shafts: Construction and Design*, FHWA, Publication No. HI-88-042.

Reese, L. C. and O'Neill, M. W. (1989). "New Design Method for Drilled Shafts from Common Soil and Rock Tests," *Proceedings, Foundation Engineering: Current Prin- ciples and Practices*, American Society of Civil Engineers, Vol. 2, pp. 1026–1039.

Reese, L. C., Touma, F. T., and O'Neill, M. W. (1976). "Behavior of Drilled Piers under Axial Loading," *Journal of Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 102, No. GT5, pp. 493–510.

Scanned with CamScanner

Rollins, K. M., Clayton, R. J., Mikesell, R. C., and Blaise, B. C. (2005). "Drilled Shaft Side Friction in Gravelly Soils," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engi- neering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 131, No. 8, pp. 987–1003.

Whitaker, T. and Cooke, R. W. (1966). "An Investigation of the Shaft and Base Resistance of Large Bored Piles in London Clay," *Proceedings, Conference on Large Bored Piles*, Institute of Civil Engineers, London, pp. 7–49.

Zhang, L. and Einstein, H. H. (1998). "End Bearing Capacity of Drilled Shafts in Rock," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 124, No. 7, pp. 574–584.

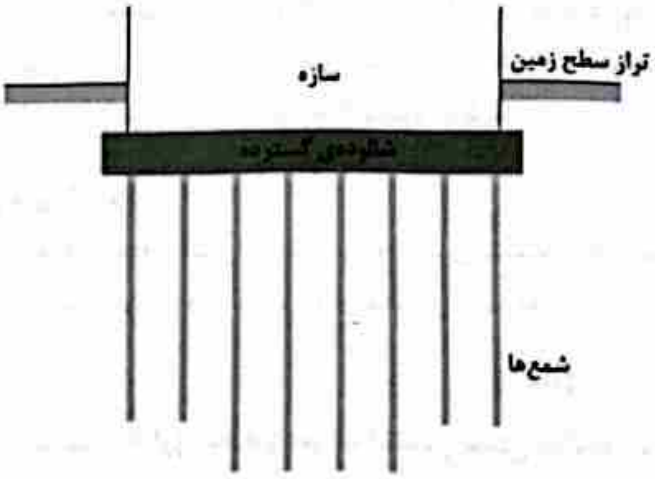
Scanned with CamScanner

فصل چهاردهم

شمع- رادیه

۱۴-۱- معرفی

شمع رادیه[1] (پایل- رفت) باعث بهینه‌سازی مزایای شالوده‌های شمعی و شالوده‌ی گسترده شده و سیستم شالوده‌ی اقتصادی برای ساختمان‌های بلند با تأمین ظرفیت باربری و ملاحظات نشست می‌باشد. این ایده جدید بوده ولی بطور فزاینده‌ای عمومیت پیدا می‌کند. برج خلیفه در دبی، برج‌های دوقلوی پتروناس در کوالالامپور و برج جده در عربستان سعودی از مثال‌های معروف ساختمان‌های بلند می‌باشد که شالوده‌ی آنها با نظریه‌ی شمع- رادیه (پایل- رفت) طراحی شده است. همانطور که شکل ۱۴-۱ نشان می‌دهد، شالوده گسترده این نوع شالوده، متکی بر زمین بوده و به همراه شمع‌های توزیع شده در پلان ساختمان، در باربری مشارکت می‌کند. همانطور که در قسمت‌های آینده این فصل ملاحظه خواهد شد، وظیفه‌ی اصلی شمع‌ها کنترل نشست بوده، لیکن در باربری نیز مشارکت می‌نمایند. شمع- رادیه در خاک‌های رسی سخت و ماسه‌های متراکم تاثیر بسزایی دارد. این نوع شالوده در خاک‌های ماسه‌ای شل، رس نرم یا در خاک‌هایی که لایه‌های فشرده و متراکم در اعماق کم به چشم می‌خورد موثر نمی‌باشد.



شکل ۱۴-۱- شمع- رادیه (پایل رفت)

1 - Pile raft

Scanned with CamScanner

گروه شمع در مقابل شمع رادیه

اختلاف قابل توجهی بین گروه شمع و شمع رادیه وجود دارد. گروه شمع متشکل از تعدادی شمع می‌باشد که در بالا توسط دال بتن‌آرمه ضخیمی به یکدیگر متصل شده‌اند. این دال می‌تواند تماسی با خاک نداشته باشد (مثل اسکله‌ها) و یا داشته باشد، لیکن در این حالت مشارکت خاک در باربری استفاده نشده و دال بتن آرمه نقش توزیع کننده‌ی نیروی قائم و افقی بین شمع‌ها را داراست و تمام بارها توسط شمع‌ها تحمل می‌شود.

در طرف مقابل با توجه به ابعاد بزرگ شالوده‌ی گسترده، این امکان به وجود می‌آید که از ظرفیت باربری خاک در حمل بارهای وارده استفاده نمود. لیکن اگر فشار وارد بر خاک از حد تحمل آن بزرگتر باشد، می‌تواند باعث نشست بیش از حد (۵۰ تا ۱۰۰ میلیمتر) شالوده‌ی گسترده شود. با استفاده از مشارکت شمع و شالوده‌ی گسترده، می‌توان مقادیر نشست‌ها را کنترل نمود.

شمع رادیه شالوده‌ی گسترده‌ای است که با استفاده از تعداد مشخصی شمع در نقاط مناسب، نشست شالوده را کنترل می‌کند. مولفه‌ی بزرگ ظرفیت باربری را شالوده‌ی گسترده (رادیه) تحمل می‌کند و شمع‌ها عملکرد کاهش نشست را با تامین سختی لازم در خاک زیر شالوده برعهده دارند. در مقایسه با گروه شمع که در آن شمع‌ها عهده‌دار تامین تمام ظرفیت باربری هستند، تعداد شمع در شالوده شمع رادیه کمتر است. در شمع رادیه، مقادیر نیروی برشی و لنگر خمشی و ضخامت در شالوده کمتر از حالت شالوده‌ی گسترده است. در شمع رادیه‌ها معمولاً حدود ۲۰ تا ۴۰ درصد ظرفیت باربری برعهده‌ی دال شالوده (رادیه) می‌باشد.

۱۴-۲- نمودار بار- نشست در شالوده‌های گسترده و شمع- رادیه

راندولف[1] (۱۹۹۴) سه فلسفه‌ی طراحی مختلف برای طراحی شمع- رادیه پیشنهاد کرد. شکل ۱۴-۲ نمودار بار- نشست را برای سه حالت (منحنی‌های ۱، ۲ و ۳)، همراه با حالتی که بار فقط روی شالوده‌ی گسترده (منحنی 0) وارد می‌شود، نشان می‌دهد. این فلسفه‌های طراحی برای نشان دادن فواید شمع- رادیه‌ها در ادامه ارائه می‌شوند. بار طراحی P_d می‌باشد و نشست به S_d محدود می‌شود.

منحنی 0- فقط شالوده‌ی گسترده (رادیه)

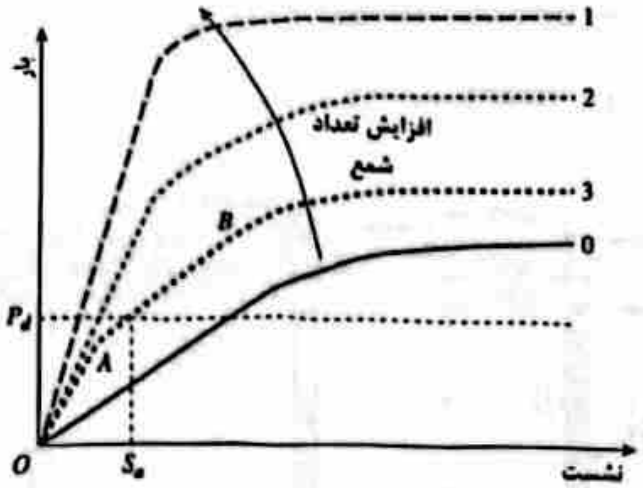
وقتی که بار وارده فقط توسط شالوده‌ی گسترده حمل می‌شود، میزان نشست از مقدار مجاز تجاوز می‌کند، لیکن مشکلی از نظر ظرفیت باربری وجود ندارد. رفتار شالوده‌ی گسترده برای حمل بار P_d الاستیک می‌باشد.

منحنی ۱: طراحی شمع‌ها بصورت گروه شمع با ضریب اطمینان سنتی بعلاوه‌ی فونداسیون رادیه

شمع برای حمل قسمت اعظم بار وارده با ضریب اطمینان سنتی (بگوییم ۲) طراحی شده و قسمت کمی از بار توسط رادیه تحمل می‌شود. نشست به خوبی کمتر از مقدار مجاز است. تحت بار وارده منحنی بار نشست تقریباً خطی است. ظرفیت باربری کاملاً زیاد است و سیستم شالوده می‌تواند بارهای خیلی بزرگتری را حمل نماید. به عبارتی از ظرفیت این سیستم تحت بار وارده به طور کامل استفاده نمی‌شود.

---

1 - Randolph



شکل ۱۴-۲- نمودار بار در مقابل نشست برای سناریوهای مختلف

منحنی ۲- طراحی شمع با ضریب اطمینان کمتر بعلاوه شالوده‌ی گسترده

شمع‌ها برای ضرایب اطمینان کمتری (۷۰ تا ۸۰ درصد ظرفیت باربری نهایی) طراحی می‌شوند، در نتیجه تعداد شمع‌ها کمتر بدست می‌آید. شالوده‌ی رادیه سهم بیشتری از بار وارده را حمل می‌کند. به این وضعیت شمع‌های خزشی[1] گویند. بطور ایده‌ال تعداد شمع‌ها باید طوری انتخاب شود که تنش تماسی بین شالوده‌ی گسترده و خاک کمتر از فشار پیش‌تحکیمی باشد (راندولف ۱۹۹۴).

منحنی ۳- طراحی شمع برمبنای ظرفیت نهایی بعلاوه شالوده‌ی گسترده

این روش حد نهایت شمع‌های خزشی است. شمع‌ها با ضریب اطمینان ۱ برای ظرفیت باربری نهایی تسلیم طراحی می‌شوند، و در نتیجه حداکثر ظرفیت باربری نهایی را دارا هستند. باقی بار نیز توسط شالوده‌ی گسترده (رفت) حمل می‌شود. ضریب اطمینان کلی شمع- رفت کفایت لازم را دارد و نشست نیز در محدوده‌ی مجاز می‌باشد. شمع‌ها به عنوان کاهش‌دهنده‌ی نشست هستند و از نظر راهبردی در نواحی با بارگذاری سنگین قرارداده می‌شوند تا نشست‌های نسبی (غیریکنواخت) را کاهش دهند تا نشست کل. این روش اقتصادی‌تر از سایر روش‌ها می‌باشد.

۱۴-۳- روش طراحی ساده‌ی پولوس- دیویس- راندولف[2]

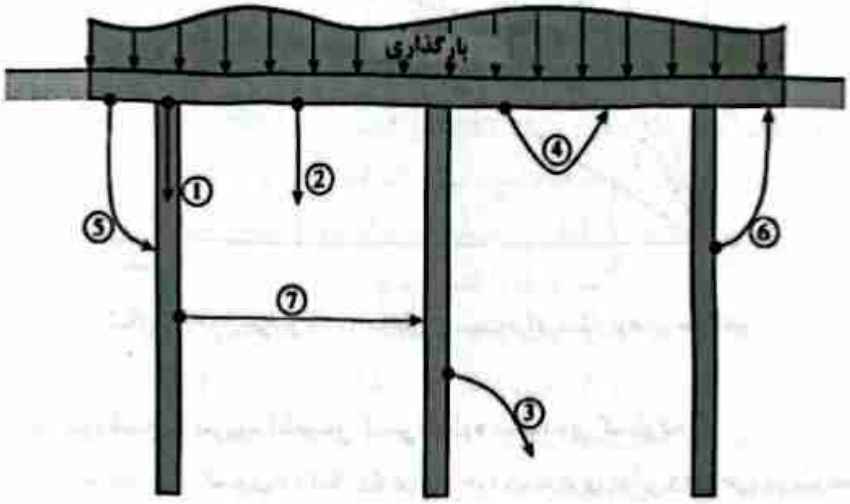
مطابق شکل ۱۴-۳ اندرکنش سه جهته بین خاک، شمع و شالوده وجود دارد که بررسی تحلیلی دقیق آن مسئله‌ی پیچیده‌ای می‌باشد. حل دقیق نیاز به مدلسازی ماهرانه‌ای نظیر تحلیل اجزای محدود دارد. برای طراحی مقدماتی می‌توان از روش‌های ساده شده‌ای استفاده نمود. از آنجایی‌که در طراحی شمع- رفت،

1 - Creep Pilling
2 - Poulos- Davis- Randolph

Scanned with CamScanner

نشست نقش مهمتری نسبت به ظرفیت باربری بازی می‌کند، روی مفهوم سختی مطابق رابطه‌ی زیر متمرکز خواهیم شد:

$$\text{سختی } (K) = \frac{\text{بار } (P)}{\text{نشست } (S)} \qquad (۱-۱۴)$$



۱- اندرکنش رادیه- شمع
۲- اندرکنش رادیه- خاک
۳- اندرکنش شمع- خاک
۴- اندرکنش رادیه- خاک- رادیه
۵- اندرکنش رادیه- خاک- شمع
۶- اندرکنش شمع- خاک- رادیه
۷- اندرکنش شمع- خاک- شمع

شکل ۱۴-۳- اندرکنش خاک- شمع- رادیه

در تحلیل تقریبی که در ادامه ارائه می‌شود، از اندیس p برای شمع (pile) و r برای رادیه (Raft) استفاده می‌شود و نشست‌های نسبی در نظر گرفته نمی‌شود.

روش پولوس- دیویس- راندولف (PDR) پیشنهاد می‌کند که ظرفیت باربری قائم شمع- رادیه کمترین مقادیر زیر در نظر گرفته می‌شود:

(الف) مجموع ظرفیت نهایی رادیه و تمام شمع‌ها.

(ب) ظرفیت نهایی بلوکی که شامل شمع‌ها و رادیه، به علاوه قسمتی از رادیه خارج از محیط شمع‌ها می‌باشد.

شکل ۱۴-۴ نمودار بار نشست ساده شده‌ی سه خطی OABC را نشان می‌دهد. درامتداد OA، شمع و رادیه بصورت الاستیک رفتار می‌کنند. در نقطه‌ی A جایی که بار وارده مساوی P_1 است، شمع‌ها به ظرفیت باربری نهایی می‌رسند. شیب خط OA سختی شمع رادیه است و با K_{pr} نمایش داده می‌شود. در هر نقطه روی OA، بار کل P_t بین رادیه (P_r) و شمع‌ها (P_p) تقسیم می‌شود. اندیس p و r به ترتیب مربوط به شمع و رادیه می‌باشد. نسبت بار تحمل شده توسط رادیه (X) بصورت زیر تعریف می‌شود:

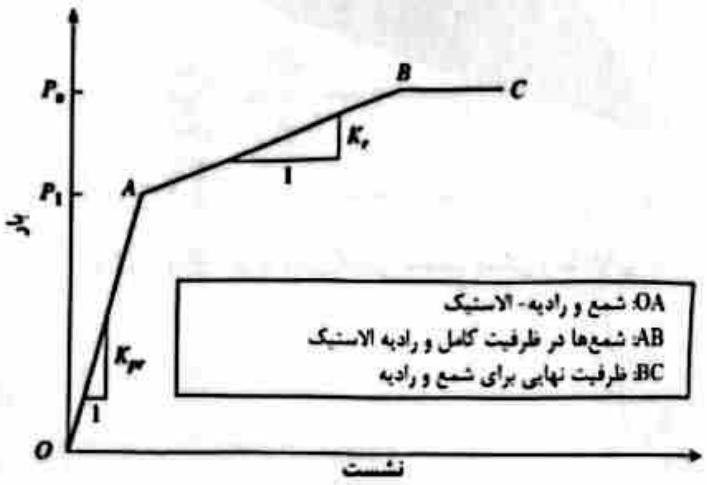
$$X = \frac{P_r}{P_t} = \frac{P_r}{P_r + P_p} \qquad (۲-۱۴)$$

Scanned with CamScanner

$$1-X=\frac{P_p}{P_t}=\frac{P_p}{P_r+P_p}$$ (۳-۱۴) = نسبت بار حمل شده توسط شمع

که در آن:

$$P_t=P_p+P_r$$ (۴-۱۴)



شکل ۱۴-۴- نمودار ساده‌شده‌ی سه‌خطی بار- نشست برای تحلیل مقدماتی

اگر ظرفیت باربری نهایی شمع‌ها P_{up} باشد، با توجه به شکل ۱۴-۴ مقدار P_1 از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$P_1=\frac{P_{up}}{1-X}$$ (۵-۱۴)

برپایه تحلیل الاستیک، کلانسی و راندولف (۱۹۹۶)، نسبت X را به صورت زیر تعریف نمودند:

$$X=\frac{K_r\left(1-\alpha_{rp}\right)}{K_p+K_r\left(1-2\alpha_{rp}\right)}$$ (۶-۱۴)

که در آن:

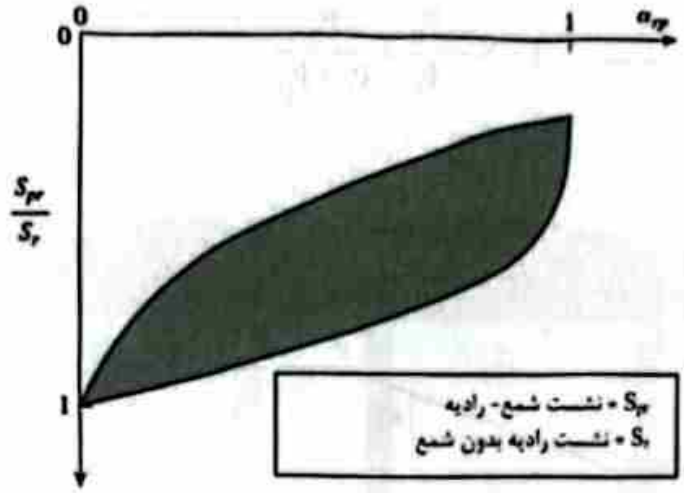
K_p = سختی گروه شمع به تنهایی

K_r = سختی شالوده گسترده (رادیه) به تنهایی

α_{rp} = ضریب اندرکنش سیستم شمع- رادیه

K_r و K_p را می‌توان با استفاده از نظریه‌های الاستیک تعیین نمود. (فلمینگ و همکاران ۱۹۹۲، پولوس و دیویس ۱۹۷۴).

سختی شمع رادیه، K_{pr} بصورت زیر تعریف می‌شود (پولوس ۲۰۰۱).



شکل ۱۴-۵- شرح کیفی کاهش نشست ممکن و مقدار α_{rp}

$$K_{pr} = \frac{K_p + K_r\left(1 - 2\alpha_{rp}\right)}{1 - \alpha_{rp}^2 \frac{K_r}{K_p}} \qquad (۷-۱۴)$$

ضریب اندرکنش شمع رادیه α_{rp} عددی بین ۰ تا ۱ است که مقدار صفر مربوط به حالتی است که رفتار بصورت رادیه است و عدد ۱ مربوط به حالتی است که تمام بارها توسط شمع حمل می‌شود و تماسی بین رادیه و زمین نیست (مثل اسکله‌های فراساحل). برای شرایط مساوی از نظر رادیه و نوع خاک، α_{rp} بستگی به تعداد شمع‌ها، طول آنها و سطح تنش دارد. شکل ۱۴-۵ کاهش نشست را برحسب افزایش مقدار α_{rp} نشان می‌دهد.

در شکل ۱۴-۴، با توجه به رسیدن شمع‌ها به ظرفیت نهایی در A، از A تا B سیستم شمع- رادیه متکی بر سختی رادیه (K_r) می‌باشد. رادیه در امتداد AB بصورت الاستیک با شیب K_r رفتار می‌نماید تا اینکه در نقطه‌ی B به ظرفیت باربری نهایی برسد. از نقطه B به بعد نمودار بار نشست بصورت افقی درمی‌آید و سیستم شمع- رادیه قادر به تحمل بار نمی‌باشد. در ناحیه OA، نشست سیستم شمع- رادیه را می‌توان برحسب سختی کل K_{pr} (رابطه‌ی ۱۴-۷) تعیین نمود تا اینکه در نقطه A شمع‌ها به ظرفیت باربری نهایی خود برسند.

تعیین α_{rp}

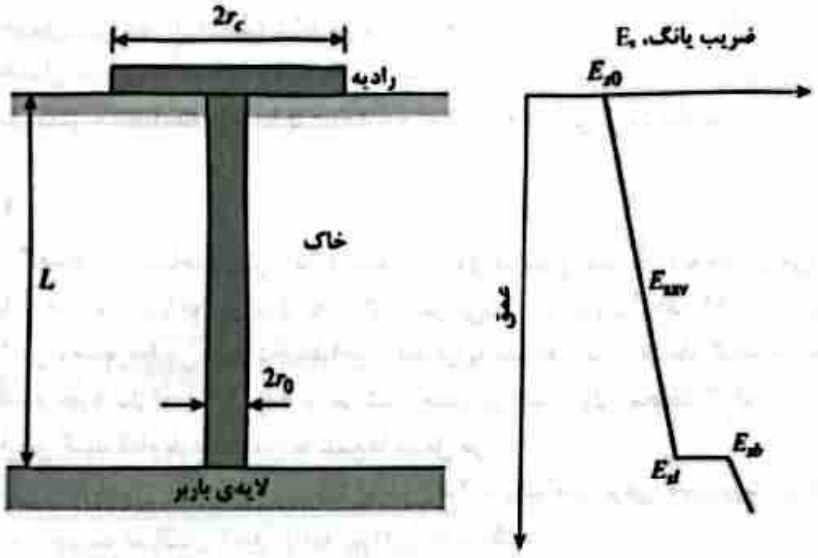
برای تعیین سختی K_{pr} سیستم شمع- رادیه، لازمست ضریب اندرکنش α_{rp} تعیین شود.

راندولف (۱۹۹۴) مدل ساده شمع- رادیه را مطابق شکل ۱۴-۶ پیشنهاد نمود که متشکل از شمع تنها به علاوه رادیه سهم آن (سرشمع) می‌باشد. مساحت رادیه‌ی سرشمع از تقسیم مساحت شالوده بر تعداد شمع‌ها به دست می‌آید. نمادهای این شکل به قرار زیر است:

r_c = شعاع معادل سرشمع (مساحت سهمیه شمع از تقسیم مساحت رادیه بر تعداد شمع‌ها به دست می‌آید.)

r_o = شعاع شمع

L= طول شمع
E_{so} = مدول یانگ خاک در تراز سرشمع
E_{sl} = مدول یانگ خاک در نوک شمع
E_{sb} = مدول یانگ در لایه‌ی باربر زیر سرشمع
E_{sav} = مدول یانگ متوسط خاک در امتداد شمع



شکل ۱۴-۶- مدل ساده شده‌ی شمع- رادیه‌ی تنها توسط راندولف

ضریب اندرکنش شمع- رادیه، α_{rp} را می‌توان از رابطه‌ی زیر بدست آورد:

$$\alpha_{rp} = 1 - \frac{\ln\left(\frac{r_c}{r_o}\right)}{\zeta} \qquad (۸-۱۴)$$

که در آن:

$$\zeta = \ln\left(\frac{r_m}{r_o}\right) \qquad (۹-۱۴)$$

$$r_m = \left\{0.25 + \xi\left[2.5\rho(1-\mu_s) - 0.25\right]\right\} L \qquad (۱۰-۱۴)$$

که در آن:

$$\xi = E_{sl}/E_{sb} \qquad (۱۱-۱۴)$$

$$\rho = E_{sav}/E_{sl} \qquad (۱۲-۱۴)$$

که در آن μ_s نسبت پواسون خاک می‌باشد.
بعضی از مقادیر معمول پارامترهای مورد استفاده در ساختمان به شرح زیر است:
ضخامت رادیه = ۲ تا ۴ متر
فواصل شمع‌ها = ۲/۵ تا ۸ برابر قطر شمع

Scanned with CamScanner

نسبت لاغری شمع (طول به قطر) = ۱۰ تا ۱۰۰
بار شمع = ۲۰۰۰ تا ۱۵۰۰۰ کیلونیوتن (۲۰۰ تا ۱۵۰۰ تن)
وزن ساختمان = تا ۵ میلیون کیلونیوتن (۵۰۰۰۰۰ تن)
نشست حداکثر مشاهده شده = ۵۰ تا ۱۵۰ میلیمتر
بار وارد بر کف
- ساختمان مسکونی = $10\ kN/m^2$ (یک تن برمترمربع)
- ساختمان اداری = $12\ kN/m^2$ (۱/۲ تن برمترمربع)
- ساختمان صنعتی = $16\ kN/m^2$ (۱/۶ تن برمترمربع)

مدول واکنش بستر = $۱۰\ kN/m^2/mm$ تا ۱۰۰۰ = ۱۰۰۰ تا ۱۰۰۰۰ تن بر مترمکعب

مثال ۱۴-۱

ساختمان ۴۰ طبقه‌ای با مساحت پلان ۱۳۵۰ مترمربع برروی شالوده‌ی شمع- رادیه مستقر می‌باشد. شمع‌ها از نوع درجا به قطر ۱ متر با فواصل مرکز به مرکز ۳ متر می‌باشد. بار متوسط کف ۱۲ کیلونیوتن برمترمربع (معادل ۱/۲ تن برمترمربع) می‌باشد. برای طراحی اولیه، توزیع شمع‌ها اتفاقی در نظر گرفته می‌شود.

الف: چند شمع مورد نیاز است؟ بار وارد بر هر شمع چقدر می‌باشد؟ بطور محافظه‌کارانه از مشارکت رادیه صرفنظر و فرض کنید تمام بار ساختمان به شمع‌ها منتقل می‌شود.

ب: شرایط پی را با مدول یانگ ثابت و نسبت پواسون ۰/۲۵، یکنواخت فرض کنید. با فرض طول شمع‌ها مساوی ۲۵ متر ضریب اندرکنش شمع- رادیه α_{rp} را تعیین کنید.

حل:

قسمت الف:

وزن ساختمان = $40\times1350\times12\,kN/m^2 = 648000\,kN$

تعداد شمع‌ها = $\dfrac{1350}{3\times3}=150$

بار وارد بر هر شمع = $\dfrac{648000}{150}=4320\,kN=432\,ton$

قسمت ب:

با توجه به شکل ۱۴-۶ برای شرایط یکنواخت با $\xi = E_{sl}/E_{sb}=1$ و $\rho = E_{sav}/E_{sl}=1$ از رابطه‌ی ۱۴-۱۰ داریم:

$$r_m=\left\{0.25+1\left[2.5\times1(1-0.25)-0.25\right]\right\}\times25=46.9\,m$$

با استفاده از رابطه‌ی ۱۴-۹ داریم:

$$\xi=\ln\left(\frac{r_m}{r_o}\right)=\ln\left(\frac{46.9}{0.5}\right)=4.54$$

شعاع معادل سرشمع:

$$\pi r_c^2=\frac{1350}{150}\Rightarrow r_c=1.69\,m$$

Scanned with CamScanner

$$\text{ضریب اندرکنش شمع- رادیه} = \alpha_{rp} = 1 - \frac{\ln\left(\frac{r_c}{r_o}\right)}{\xi} = 1 - \frac{\ln\left(\frac{1.69}{0.5}\right)}{4.54} = 0.73$$

مثال ۱۴-۲

در یک شمع- رادیه $K_p = 2500000\ kN/m$ (سختی گروه شمع) و $K_r = 800000\ kN/m$ (سختی رادیه) و $\alpha_{rp} = 0.75$ (ضریب اندرکنش) می‌باشد. مطلوبست تعیین نسبت بار حمل شده توسط رادیه X و سختی شمع- رادیه K_{pr}

حل:

از رابطه‌ی ۱۴-۶ داریم:

$$X = \frac{K_r\left(1-\alpha_{rp}\right)}{K_p + K_r\left(1-2\alpha_{rp}\right)} = \frac{800(1-0.75)}{2500+800(1-2\times0.75)} = 0.095$$

از رابطه‌ی ۱۴-۷ داریم:

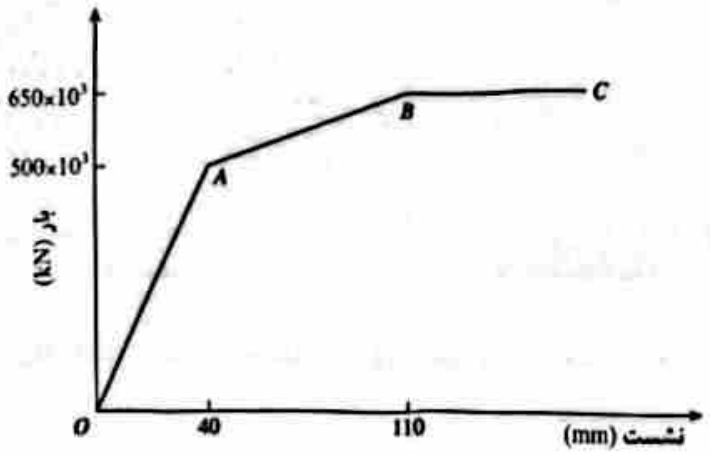
$$K_{pr} = \frac{K_p + K_r\left(1-2\alpha_{rp}\right)}{1-\alpha_{rp}^2\frac{K_r}{K_p}} = \frac{2500+800(1-2\times0.75)}{1-0.75^2\frac{800}{2500}} = 2561000\,kN/m$$

مثال ۱۴-۳

در شکل ۱۴-۷، منحنی بار نشست ساده شده‌ی سه خطی نشان داده شده است. شمع‌ها برای تمام ظرفیت باربری طراحی شده‌اند.

الف: مقادیر K_{pr} و K_r مورد استفاده در این مدل ساده شده چقدر هستند؟

ب: وقتی که شمع‌ها به ظرفیت نهایی خود می‌رسند، مقدار نشست چقدر است؟



شکل ۱۴-۷- نمودار ساده شده‌ی سه‌خطی بار- نشست برای شمع- رادیه‌ی مثال ۱۴-۳

حل:

K_{pr} و K_r شیب خطوط OA و OB می‌باشند که بصورت زیر بدست می‌آیند:

$$K_{pr} = \frac{500\times10^3}{40\times10^{-3}} = 12.5\times10^6\ \text{kN/m}$$

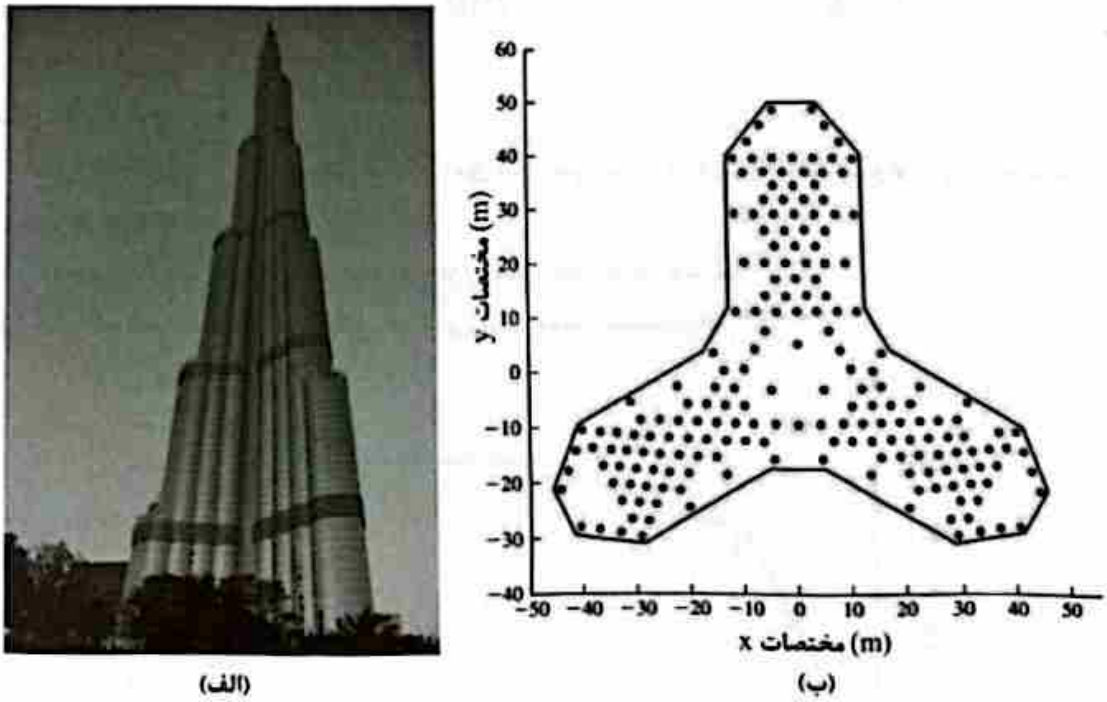
$$K_r = \frac{650\times10^3 - 500\times10^3}{(110-40)\times10^{-3}} = 2.143\times10^6\ \text{kN/m}$$

قسمت ب:

شمع‌ها در نقطه‌ی A به ظرفیت نهایی خود می‌رسند که میزان نشست ۴۰ میلیمتر است.

۱۴-۴- مطالعه موردی- برج خلیفه در دبی

برج خلیفه (شکل ۱۴-۸- الف)، در حال حاضر مرتفع‌ترین برج در دنیاست. این ساختمان با هزینه‌ی ۱/۵ میلیارد دلار در حدفاصل سال‌های ۲۰۰۴-۲۰۰۹ ساخته شد. این ساختمان دارای ۱۶۰ طبقه با ارتفاعی مساوی ۸۲۸ متر برای برج و ۴ تا ۶ طبقه پودیم[1] در پایه‌ی[2] ساختمان می‌باشد. پودیم به عنوان پایه‌ی ساختمان، برج را به زمین متصل می‌کند. مطابق شکل ۱۴-۸- ب، پلان ساختمان بصورت سه‌پر می‌باشد و از تمام جوانب نورگیری دارد و دید بسیار عالی از خلیج فارس را بوجود می‌آورد. در احداث این ساختمان از ۳۳۰۰۰۰ مترمکعب بتن و ۳۹۰۰۰ تن آرماتور استفاده شده است.



(الف) (ب)

شکل ۱۴-۸- (الف) برج خلیفه، (ب) پلان شمع- رادیه به همراه موقعیت شمع‌ها

---

1 - Podium
2 - Base

مطالعات ژئوتکنیک سایت در چهار مرحله در نیمه دوم سال ۲۰۰۳ با حفاری ۳۳ گمانه‌ی شناسایی به اعماق ۶۰ تا ۹۰ متر انجام شد که یکی از آنها تا عمق ۱۴۰ متر ادامه یافت. صدها آزمایش SPT در تمام گمانه انجام شد و ۶۰ آزمایش فشارسنجی[1] در پنج گمانه صورت گرفت. به علاوه آزمایش‌های ژئوفیزیک متعدد برای تعیین لایه‌بندی خاک در برنامه مطالعات ژئوتکنیک قرار داشت.

پروفیل خاک شامل ماسه لای‌دار متوسط تا شل روی ماسه سنگ کلسیک[2] متکی بر ماسه با سمنتاسیون ضعیف می‌باشد. تراز آب زیرزمینی ۲/۵ متر پایین‌تر از زمین است. مقاومت فشاری تک‌محوری خاک در حد ۱۰۰۰ تا ۲۰۰۰ کیلونیوتن برمترمربع است. مشاور ژئوتکنیک پروژه، حیدر کونسولت (UK) بود که مطالعات ژئوتکنیک را انجام داد و مشاور استرالیایی کوفی ژئوتکنیک آن را کنترل نمود.

شالوده ساختمان متشکل از شمع- رادیه که ضخامت رادیه ۳/۷ متر متکی روی ۱۹۴ شمع درجاریز از بتن مسلح پرمقاومت به قطر ۱۵۰۰ میلیمتر به طول ۴۷/۵ متر با فاصله حداقل ۲/۵ برابر قطر شمع می‌باشد.

نوک شمع‌ها وارد سنگ ضعیف شده و ظرفیت نهایی آن ۳۰۰۰ تن (۳۰۰۰۰ کیلونیوتن) می‌باشد. بتن رادیه و شمع از نوع خودتراکم (SCC) با نسبت آب به سیمان ۰/۳ می‌باشد که بصورت یکپارچه بتن‌ریزی شد.

شالوده‌ی پودیوم متشکل از رادیه‌ای به ضخامت ۱ متر می‌باشد که متکی بر ۷۳۴ شمع درجاریز به قطر ۹۰۰ میلیمتر و طول ۳۰ متر است. حجم بتن رادیه ۱۲۵۰۰ مترمکعب و حجم بتن شمع‌های درجا ۳۲۵۰۰ مترمکعب می‌باشد. برای جلوگیری از خوردگی آرماتورها، از بتن با نفوذپذیری کم و سیستم حفاظت کاتودیک استفاده شده است.

در سیستم شمع- رادیه، از شمع‌ها به عنوان محدودکننده‌ی نشست‌ها استفاده شده است. یکی از مسائل منحصر بفردی که طراح شالوده با آن روبرو بود، کاهش سیکلی اصطکاک جانبی شمع به علت نیروی باد بود.

آزمایش بارگذاری شمع روی ۱ درصد شمع‌ها تا ۱/۵ برابر بار طراحی چهار هفته بعد از احداث انجام شد. آزمایش PDA روی ۵ درصد شمع‌ها انجام شد.

حداکثر نشست موردانتظار در حدود ۶۰ میلیمتر بود. وقتی که ۱۵۶ طبقه از سازه‌ی بتنی اجرا شد، ۴۶ میلیمتر نشست مشاهده شد (پولوس و بونس- ۲۰۰۸). در بالای طبقه ۱۵۶، سیستم سازه به قاب فولادی مهار شده تبدیل می‌شود که در بالای آن منارهای مخروطی به ارتفاع ۲۰۸ متر قرار می‌گیرد که قطر فوقانی آن ۱/۲ متر است.

خاکبرداری این ساختمان در سال ۲۰۰۴ و عملیات اجرای شمع در فوریه ۲۰۰۴ آغاز شد و اجرای برج در سال ۲۰۰۹ تمام شد.

---

1 - Pressuremeter (پرسیومتر)

2 - Calcareous sandstone

Scanned with CamScanner

۱۴-۵- محاسبه سختی شالوده گسترده

سختی شالوده‌ی گسترده را می‌توان از مدل‌های اجزای محدود یا روش‌های مبتنی بر نظریه الاستیسیته استخراج نمود. وارون نشست متوسط به ازای بار واحد، برابر با سختی پی گسترده خواهد بود. به عنوان نمونه می‌توان به روش‌های ارایه شده توسط فریز و واردل (۱۹۷۶) و ماین و پولوس (۱۹۹۷) اشاره نمود. همچنین فلمینگ و همکاران روشی ساده برای تخمینی سختی پی گسترده به صورت زیر ارایه کرده‌اند.

$$k_r = \frac{2G\sqrt{A_r}}{I(1-\upsilon_s)} \qquad (۱۳-۱۴)$$

در این رابطه:

A_r: مساحت پی گسترده، G: مدول برشی خاک، υ_s: ضریب پواسون خاک، I: ضریب تاثیر مطابق جدول زیر:

جدول ۱۴-۱- ضریب تاثیر I

شالوده	دایره‌ای	مربعی	مستطیلی (با L/B)		
			2	5	10
صلب	0.79	0.82	1.1	1.6	2.0
انعطاف‌پذیر	0.85	0.95	1.3	1.8	2.2

به عنوان مثالی از کاربرد روش‌های مختلف محاسبه سختی شالوده گسترده، سختی شالوده گسترده‌ای به ابعاد ۶۰×۱۹/۵ متر و با ضخامت ۷۰ سانتی‌متر با استفاده از روش‌های مختلف محاسبه شده است. فرض شده است که زیر پی گسترده حاضر تعداد ۱۶۰ شمع به طول ۱۸ متر اجرا شده‌اند. همچنین لایه‌بندی خاک در مثال حاضر مطابق جدول زیر است.

جدول ۱۴-۲- مشخصات خاک بستر فرضی

	تراز (m)	مدول الاستیسیته خاک (kg/cm^2)	ضریب پواسون
لایه اول	0-3	125	0.25
لایه دوم	3-10	100	0.25
لایه سوم	10-23	250	0.25
لایه چهارم	23-40	300	0.25

به این ترتیب سختی محاسبه شده برای پی‌گسترده مثال حاضر به روش‌های مختلف به شرح جدول ۱۴-۳ به دست می‌آید:

جدول ۱۴-۳- مقادیر به دست آمده سختی شالوده گسترده مثال حاضر در روش‌های مختلف

روش محاسبه سختی	K_r (ton/m)
نرم افزار PLAXIS	102.722
نرم افزار LoadCap	200.112
روش اشمرتمن	130.000
روش الاستیک با مدول خاک زیر پی	29.462
روش الاستیک با مدول خاک متوسط تا عمق دو برابر عرض	55.624
روش وسیک با مدول خاک زیر پی	80.000
روش وسیک با مدول خاک متوسط در عمق شمع	109.312
روش وسیک با مدول خاک متوسط در عمق دو برابر عرض پی	151.040
روش ماین و پولوس	101.316

Scanned with CamScanner

۱۴-۶- صلبیت نسبی شمع

صلبیت نسبی شمع‌ها(K) به‌صورت نسبت مدول الاستیسیته شمع به‌مدول الاستیسیته خاک تعریف می‌شود.

$$K=(E_p\times R_A)/E_s \qquad (۱۴-۱۴)$$

در رابطه فوق E_p مدول الاستیسیته شمع و E_s مدول الاستیسیته خاک اطراف شمع است و ضریب R_A به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$R_A=A_P/(\pi d^2/4) \qquad (۱۴-۱۵)$$

در رابطه فوق A_P مساحت مقطع شمع و d قطر محاط شده‌ی شمع است. برای شمع‌های توپر می‌توان R_A را برابر ۱ فرض نمود.

۱۴-۷- محاسبه سختی قائم تک شمع

شمع‌ها را می‌توان به دو دسته‌ی شمع‌های با باربری اصطکاکی و شمع‌های با باربری انتهایی تقسیم کرد.

۱) برای شمع‌های اصطکاکی سختی قائم از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$k_{pv}=\frac{E_s d}{I} \qquad (۱۴-۱۶)$$

$$I=I_o R_k R_h R_v$$

۲) برای شمع‌های با باربری انتهایی سختی قائم از رابطه زیر بدست می‌آید:

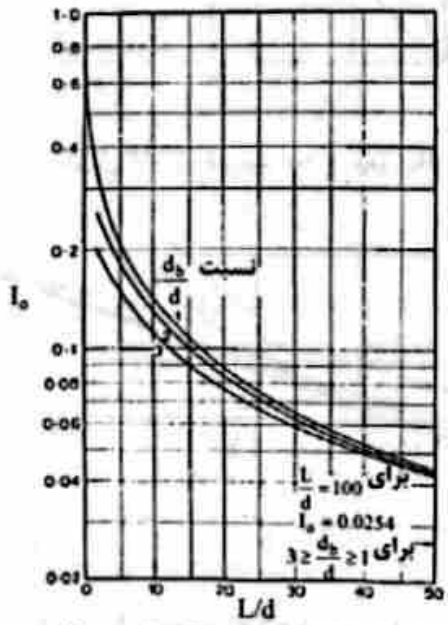
$$k_{pv}=\frac{E_s d}{I} \qquad (۱۴-۱۷)$$

$$I=I_o R_k R_h R_b$$

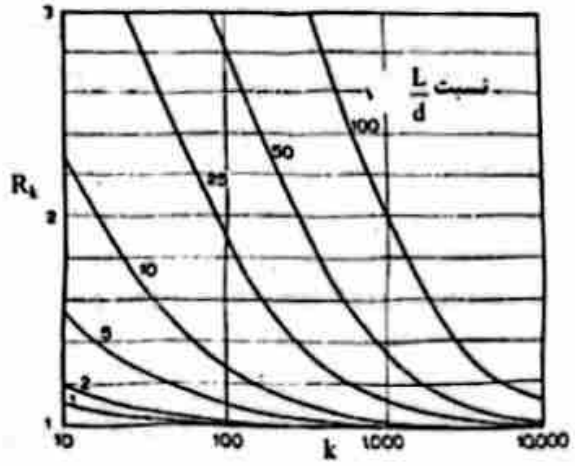
در روابط بالا، E_s مدول الاستیسیته متوسط خاک در طول شمع است.

ضرایب I_o، R_k، R_h، R_v و R_b در این روابط از شکل‌های ۱۴-۹ تا ۱۴-۱۳ بدست می‌آیند.

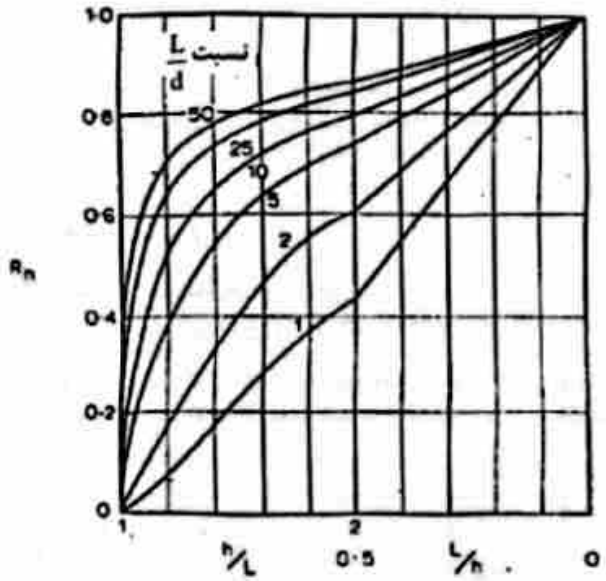
در شکل‌های زیر L، d و d_b به ترتیب طول مدفون شمع، قطر شمع و قطر قسمت پاقبلی شمع (در صورت وجود) است.



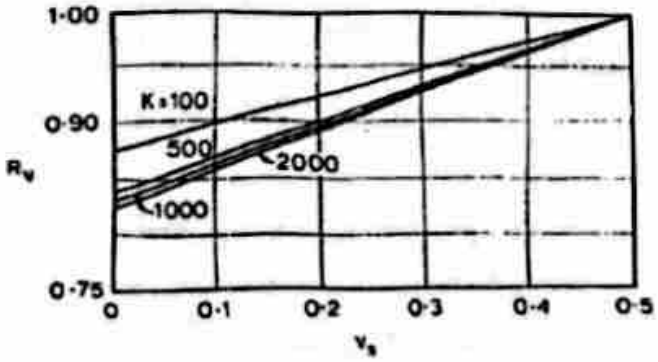
شکل ۱۴-۹- ضریب اثر نشست I_o



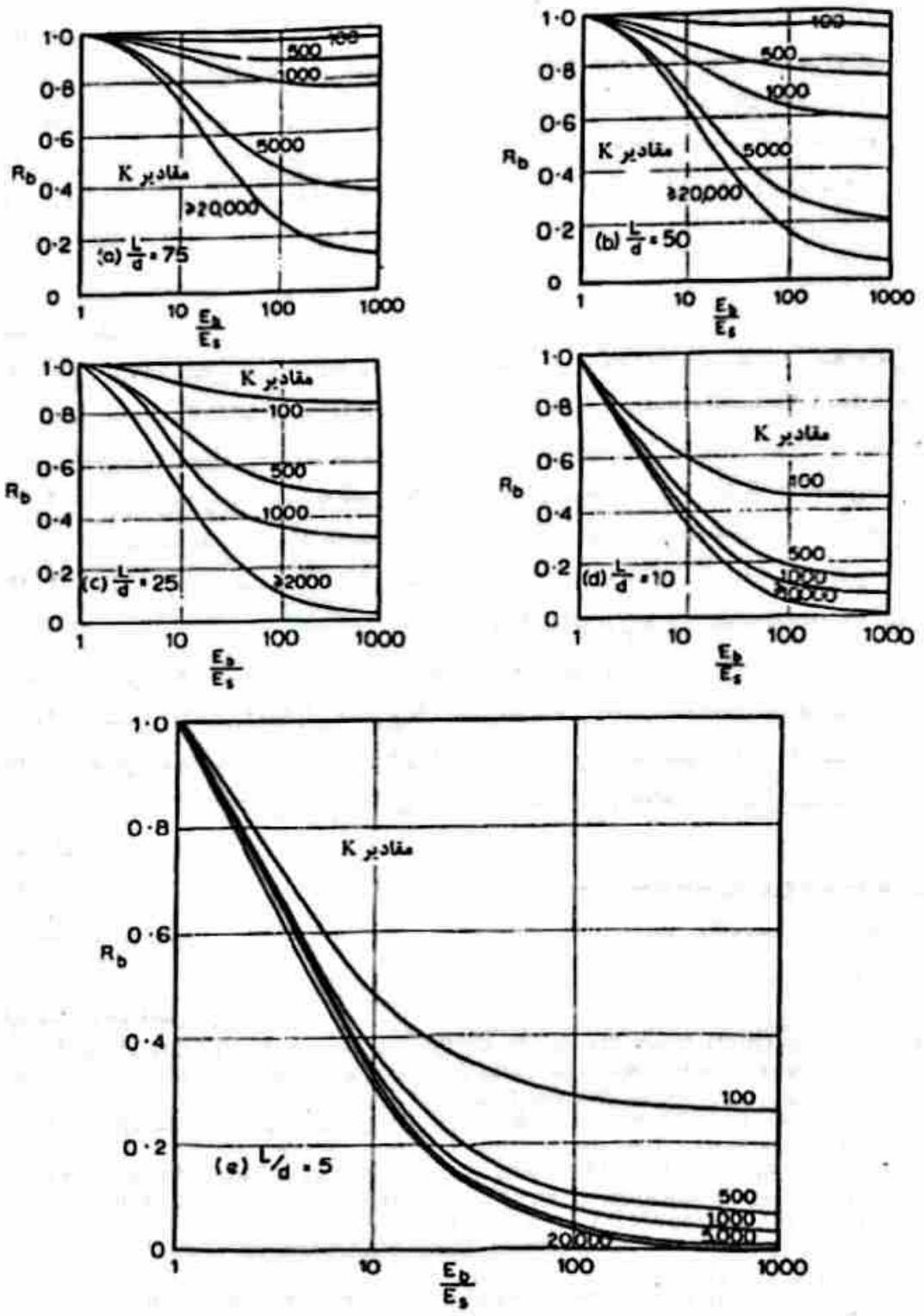
شکل ۱۴-۱۰- ضریب اصلاح تراکم‌پذیری R_k



شکل ۱۴-۱۱- ضریب اصلاح عمق R_h



شکل ۱۴-۱۲- ضریب اصلاح ضریب پواسون R_v



شکل ۱۴-۱۳- ضریب اصلاح سختی لایه باربر R_b

۱۴-۸- خلاصه

ایده‌ی شمع- رادیه دارای مزایای اقتصادی از نظر شمع و رادیه بوده و انتخاب ارجح در طراحی شالوده ساختمان‌های بلند است. اندرکنش شمع- رادیه و خاک کاملاً پیچیده است و برای حل دقیق آن نیاز به تهیه مدل‌سازی ماهرانه کامپیوتری است. در این فصل ایده ساده شده‌ی نمودار سه خطی بار-نشست مورد بحث قرار گرفت. این نمودار سه‌خطی انتقال بار را به روش ساده‌ای بیان می‌کند و از آن می‌توان برای طراحی اولیه استفاده نمود.

مسائل فصل ۱۴

۱۴-۱- ضریب اندرکنش شمع- رادیه برای شالوده‌ی شمع- رادیه‌ی مفروضی مساوی ۰/۸۵ می‌باشد. مطلوبست تعیین میزان نسبی باری که توسط شمع و رادیه تحمل می‌شود برحسب K_r و K_p. همچنین سختی شمع- رادیه (K_{pr}) را برحسب K_r و K_p تعیین کنید.

۱۴-۲- در یک شمع- رادیه شمعی به قطر ۴۵۰ میلیمتر و ۱۳ مترطول در رئوس شبکه مستطیلی ۱/۶×۱/۶ قرار دارد. برای شرایط یکنواخت خاک در عمق و μ_s=0.1، مطلوبست تعیین ضریب اندرکنش شمع- رادیه α_{sp}.

۱۴-۳- در شمع- رادیه‌ی مسئله ۱۴-۲ اگر داشته باشیم:

$$K_r = 3.25\times10^6\ \text{kN/m} \quad , \quad K_p = 3.5\times10^6\ \text{kN/m}$$

مطلوبست تعیین K_{pr} و X (قسمتی از بار که توسط رادیه تحمل می‌شود).

۱۴-۴- در مسائل ۱۴-۲ و ۱۴-۳ اگر بار طرح 345000 kN باشد، مقدار نشست چقدر خواهد بود.

۱۴-۵- اگر در شمع- رادیه‌ی مسائل ۱۴-۲ و ۱۴-۳، ظرفیت باربری شمع‌ها 5×10^5kN باشد. وقتی که شمع‌ها به ظرفیت کامل خود می‌رسند، بار کل وارد بر شمع رادیه چقدر خواهد بود. میزان نشست در این بار چقدر است.

۱۴-۶- گزارشی درخصوص برج پادشاهی عربستان سعودی که بعد از اتمام بلندترین برج دنیا خواهد شد، بنویسید.

فهرست مآخذ فصل چهاردهم

Abdelrazaq, A. (2013). "Early Planning for the Concrete Work at Burj Khalifa, Dubai, UAE," *Proceedings of the R.N. Raikar Memorial International Conference on Advances in Science & Technology of Concrete*, Mumbai, India, pp. 21–29.

Fleming, W. G. K., Weltman, A. J., Randolph, M. F., and Elson, W. K. (1992). *Piling Engineering*, Blackie, Glasgow.

O'Brien, A. S., Burland, J. B., and Chapman, T. (2012). "Rafts and Piled Rafts," Chapter 6, *ICE Manual of Geotechnical Engineering*, Eds. J. Burland, T. Chapman, H. Skinner, and M. Brown, Institution of Civil Engineers, UK.

Poulos, H. G. (2001). "Pile Raft Foundations: Design and Applications," *Geotechnique*, Vol. 51, No. 2, pp. 95–113.

Poulos, H. G. and Bunce, G. (2008). "Foundation Design for the Burj Dubai—The World's Tallest Building," *Proceedings 6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, Paper 1.47.

Poulos, H. G. and Davis, E. H. (1974). *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*, Wiley, Chichester.

Randolph, M. F. (1994). Design Methods for Pile Groups and Piled Rafts. S.O.A. Report, *13th ICSMFE*, New Delhi, Vol. 5, pp. 61–82.

Scanned with CamScanner

فصل پانزدهم

احداث شالوده روی خاک‌های مسئله‌دار

۱۵-۱- معرفی

در عمل ممکن است با خاک‌هایی برخورد نماییم که احداث شالوده روی آنها با مشکلاتی همراه است. به عنوان مثال خاک‌های قابل تورم[1] (خاک‌های آماسی) و یا خاک‌های فروریزشی[2] (خاک‌های رُمبنده[3]) به علت تورم و یا نشست زیاد می‌توانند باعث نشست‌های نسبی (اختلاف نشست) زیاد در سازه شوند. مسائل مشابهی می‌تواند در هنگام احداث شالوده روی زمین‌هایی که از آنها درگذشته برای دفن زباله‌های شهری استفاده می‌شد، به وجود آید. مهندس پی باید قادر به شناسایی چنین زمین‌هایی در هنگام برخورد با آنها شود. اگر چه حل تمام مشکلات ناشی از چنین خاک‌هایی امکان‌پذیر نیست، لیکن می‌توان با اعمال تمهیداتی خسارات وارد بر سازه‌ی متکی بر آن‌ها را به حداقل رساند.

در این فصل سه وضعیت مهم یعنی خاک‌های رُمبنده (فروریزشی)، خاک‌های آماسی (قابل تورم) و زمین‌های دفن زباله[4] مورد بررسی قرار می‌گیرند. در هر حالت ابتدا قدری در مورد خصوصیات خاک بحث شده و همراه با آن روش‌های احداث شالوده‌ی مطمئن روی آن‌ها بررسی می‌شود.

احداث شالوده برروی خاک‌های رُمبنده (فروریزشی)

۱۵-۲- تعریف خاک‌های رُمبنده

خاک‌های رُمبنده (فروریزشی)، خاک‌های غیراشباعی هستند که در هنگام اشباع شدن، تغییر حجم زیادی در آن‌ها به وجود می‌آید. این تغییر حجم می‌تواند ناشی از اعمال بار اضافی باشد و یا نباشد. برای تشریح رفتار خاک‌های رُمبنده، لازم است نمودار تغییرات تخلخل در مقابل فشار $(e\log\sigma')$ برای خاک موردنظر رسم گردد (شکل ۱۵-۱). شاخه‌ی ab از انجام آزمایش تحکیم برروی نمونه‌ای با رطوبت طبیعی به دست آمده است. در فشار σ'_w، نسبت تخلخل متعادل مساوی e_1 می‌باشد. حال اگر در این لحظه روی نمونه به منظور به اشباع درآوردن آن، آب اضافه شود، خاک فرو می‌ریزد (می‌رُمبد). بعد از اشباع، نسبت تخلخل متعادل در همان فشار σ'_w مساوی e_2 است. cd نیز شاخه‌ای از نمودار $(e\log\sigma')$ تحت تاثیر بار اضافی بعد از اشباع است. شالوده‌هایی که روی چنین خاک‌هایی احداث می‌شوند، در صورت به اشباع درآمدن خاک

---

1 - Expansive soils

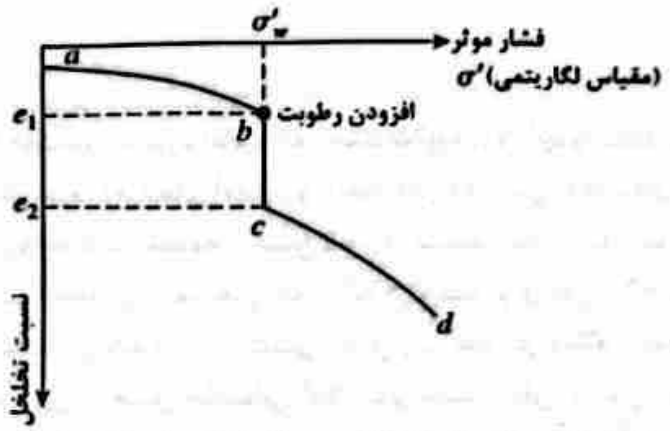
2 - Collapsible soils

۳- رُمبیدن به معنای فروریختن. استاندارد صنعت آب کشور این لغت را به جای خاک‌های فروریزشی پیشنهاد می‌کند.

4 - Sanitary land fills

Scanned with CamScanner

به علت یک رطوبت غیرمنتظره، ممکن است تحت نشست زیاد و ناگهانی قرار گیرند. این رطوبت ممکن است ناشی از عوامل و منابع مختلف باشد، نظیر: (الف) لوله‌های آبرسانی شکسته، (ب) نشت از لوله‌های فاضلاب، (پ) نشت از مخازن آب و یا استخرهای شنا، (ت) بالا آمدن تدریجی تراز آب زیرزمینی. نشست خاک‌های رُمبنده (فروریزشی) معمولاً باعث خسارت‌های سازه‌ای قابل توجه می‌شود. بنابراین شناسایی خاک‌های رمبنده در حین شناسایی‌های صحرایی بسیار حایز اهمیت است.



شکل ۱۵-۱- تغییرات تخلخل در مقابل فشار برای خاک‌های رُمبنده

اکثر خاک‌های رُمبنده (فروریزشی) طبیعی، بادرفت[1] هستند. بادرفت‌ها خاک‌های حمل و رسوب داده شده توسط باد می‌باشند، نظیر ماسه بادی و نهشته‌های خاکسترهای آتشفشانی. این نهشته‌ها دارای نسبت تخلخل بزرگ و وزن مخصوص کم هستند و چسبندگی آنها صفر و یا ناچیز است. ماسه بادی نهشته‌ای از ذرات به اندازه‌ی لای می‌باشد. چسبندگی ماسه بادی به علت ذرات رسی احاطه‌کننده‌ی دانه‌های با اندازه‌ی لای می‌باشد که آن‌ها را در حالت غیراشباع در وضعیت تقریباً پایداری نگه می‌دارد. چسبندگی می‌تواند به علت ظهور مواد شیمیایی رسوب داده شده توسط آب باران نیز باشد. وقتی که خاک اشباع می‌شود، رس‌های احاطه‌کننده‌ی ذرات مقاومت خود را از دست می‌دهند و در نتیجه خاک ناپایدار شده و ساختار خود را از دست می‌دهد.

خیلی از خاک‌های رُمبنده (فروریزشی) می‌توانند از خاک‌های برجا[2] باشند که حاصل هوازدگی سنگ‌های منشأ می‌باشند. فرآیند هوازدگی، خاک‌هایی با دانه‌بندی عریض تولید می‌کند. ذرات کلوئیدی و یا محلول این خاک‌ها در اثر نفوذ آب باران شسته شده و در نتیجه تخلخل بزرگی در خاک ایجاد کرده و در آن وضعیت ناپایداری به وجود می‌آورند.

نوع دیگری از خاک‌های رُمبنده (فروریزشی)، رسوبات ناشی از سیلاب‌های گل‌آلود می‌باشند. این رسوبات در صورتی که خشک شوند، دارای تخلخل بزرگ خواهند بود (شکل ۱۵-۲).

---

1 - Aeolian
2 - Residual soil



شکل ۱۵-۲- رسوبات شل در بستر رودخانه می‌سی‌سی‌پی

۱۵-۳- پارامترهای فیزیکی برای شناسایی

محققین مختلفی روش‌های متعددی برای تخمین پارامترهای فیزیکی به منظور شناسایی خاک‌های رُمبنده ارائه کرده‌اند. در جدول ۱۵-۱ خلاصه‌ای از این کارها نشان داده شده است.

جنینگز، و نایت[1] (۱۹۷۵) روشی برای تعیین پتانسیل رُمبندگی خاک معرفی کردند. پتانسیل رُمبندگی را می‌توان با انجام آزمایش تحکیم روی نمونه‌ی دست‌نخورده‌ی خاک در رطوبت طبیعی، تعیین کرد. برای این کار نمونه در حلقه آزمایش تحکیم قرار می‌گیرد و بار با افزایش پله‌ای تا فشاری در حدود ۲۰۰ کیلونیوتن برمترمربع بر آن اعمال می‌شود (فشار σ'_w در شکل ۱۵-۱). در این فشار ($\sigma'_w = 200\ kN/m^2$)، نمونه به حالت اشباع درآمده و ۲۴ ساعت به حال خود گذاشته می‌شود. در این آزمایش تخلخل‌های e_1 و e_2 قبل و بعد از اشباع کردن به دست می‌آید.

1 - Jennings and Knight

Scanned with CamScanner

جدول ۱۵-۱- معیارهای گزارش شده برای شناسایی خاک‌های فروریزشی (رُمبنده)

محقق	سال	معیار
دنیسو Denisov	1951	ضریب رُمبندگی $K = \frac{\text{نسبت تخلخل در حد مایع}}{\text{نسبت تخلخل طبیعی}}$ خیلی رُمبنده: K = 0.5-0.75 لوم غیررُمبنده: K = 1.0 خاک غیررُمبنده: K = 1.5 - 2.0
کلونجر Clevenger	1958	اگر وزن مخصوص خشک کوچکتر از $12.56\ kN/m^3$ باشد، نشست زیاد خواهد بود. اگر وزن مخصوص خشک بزرگتر از $14.13\ kN/m^3$ باشد، نشست کم خواهد بود.
پریکلنسکی Priklonski	1952	$K_D = \frac{\text{حدخمیری - میزان رطوبت طبیعی}}{\text{نشانه‌ی خمیری}}$ خاک با رُمبندگی زیاد: $K_D < 0$ خاک غیر رُمبنده: $K_D > 0.5$ خاک آماسی: $K_D > 1.0$
گیبس Gibbs	1961	$R = \frac{\text{میزان رطوبت اشباع}}{\text{حد مایع}}$ نسبت رُمبندگی نسبت فوق روی نمودار برده می‌شود.
Soviet Building Code آیین‌نامه‌ی ساختمانی روسیه	1962	$L = (e_0 - e_L) / (1 + e_0)$ که در آن: e_0 = نسبت تخلخل طبیعی، e_L = نسبت تخلخل در حد مایع. برای درجه‌ی اشباع طبیعی کوچکتر از ۶۰ درصد، اگر $L > -0.1$ باشد، خاک رُمبنده است.
فدا Feda	1964	$K_L = \frac{\omega_0}{S_r} - \frac{PL}{PI}$ که در آن، ω_0 = میزان رطوبت موجود، S_r = درجه‌ی اشباع طبیعی، PL = حد خمیری و PI = نشانه‌ی خمیری. برای $S_r<100\%$ اگر $K_L>0.85$ باشد، خاک رُمبنده است.
بنیتس Benites	1968	یک آزمایش واگرایی که در آن ۲ گرم خاک در ۱۲ میلی‌لیتر آب مقطر ریخته می‌شود و زمان واگرایی اندازه‌گیری می‌شود. برای خاک رُمبنده آریزونا، این مقدار ۲۰ تا ۳۰ ثانیه اندازه‌گیری شده است.
هندی Handy	1973	ماسه بادی آیوا با میزان رس (<.002 mm) رُمبندگی با احتمال زیاد: < 16% احتمال رُمبندگی: 16-24% احتمال رُمبندگی کمتر از ۵۰ درصد: 24-32% معمولاً غیررُمبنده: > 32%

Scanned with CamScanner

حال می‌توان پتانسیل رُمبندگی C_p را به صورت زیر تعیین کرد:

$$C_p(\%) = \Delta\varepsilon = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_o} \times 100 \qquad (۱-۱۵)$$

که در آن:

e_o = نسبت تخلخل طبیعی خاک

$\Delta\varepsilon$ = کرنش قائم

مشکلات بی‌سازی روی خاک‌های رُمبنده را می‌توان به پتانسیل رُمبندگی ربط داد (جدول ۱۵-۲).

جدول ۱۵-۲- ارتباط بین پتانسیل رُمبندگی و مشکلات بی‌سازی روی خاک‌های رُمبنده*

$C_p(\%)$	اهمیت مشکل
۰-۱	بدون مشکل
۱-۵	مشکلات متوسط
۵-۱۰	مشکلات زیاد
۱۰-۲۰	مشکلات شدید
۲۰	مشکلات خیلی شدید

* کلمنس، و فیندبار (۱۹۸۱) Clemence and Findbar *

هولتز و هیلف[1] (۱۹۶۱) پیشنهاد می‌کنند که بادرفت با نسبت تخلخل بزرگ به طوری که میزان رطوبت آن در هنگام اشباع بزرگتر از حد مایع باشد، مستعد رُمبندگی است. بنابراین برای خاک‌های رُمبنده:

$$\omega\ (\text{اشباع}) \geq \frac{LL(\%)}{100} \qquad (۲-۱۵)$$

از طرفی برای خاک‌های اشباع:

$$e_o = \omega G_s \qquad (۳-۱۵)$$

که در آن:

LL = حد مایع

G_s = چگالی دانه‌های خاک

با ترکیب روابط ۱۵-۲ و ۱۵-۳ برای خاک‌های رُمبنده خواهیم داشت:

$$e_o \geq \frac{LL(\%)}{100}(G_s) \qquad (۴-۱۵)$$

وزن مخصوص خشک طبیعی γ_d برای خاک‌های رُمبنده را می‌توان به صورت زیر به دست آورد:

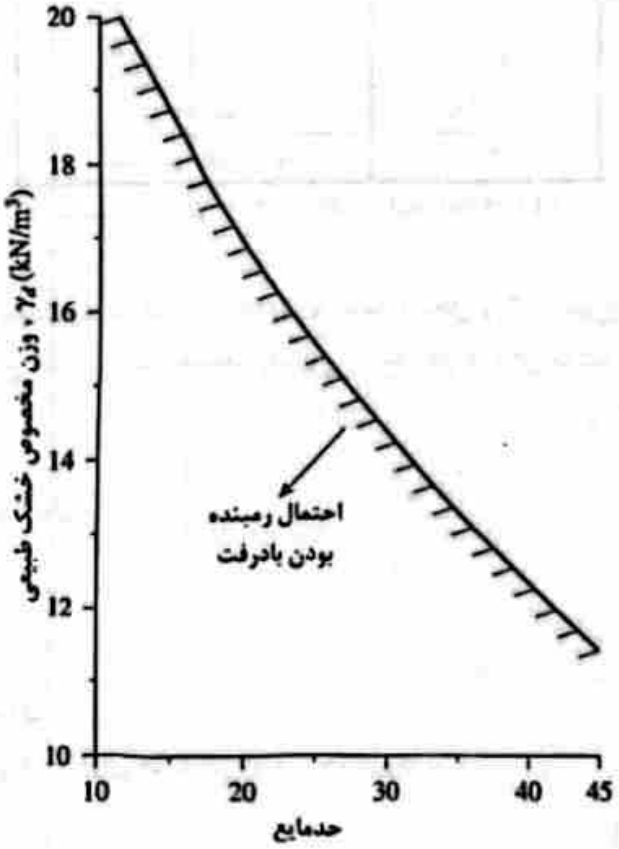
$$\gamma_d \leq \frac{G_s\gamma_w}{1 + e_o} = \frac{G_s\gamma_w}{1 + \frac{LL(\%)}{100}(G_s)} \qquad (۵-۱۵)$$

1 - Holtz and Hilf

با فرض $G_s = 2.65$، مقادیر حدی γ_d برای مقادیر مختلف حدود مایع به صورت زیر به دست می‌آید:

حد مایع (%)	مقدار حدی γ_d	
	(kN/m^3)	(lb/ft^3)
10	20.56	130.8
15	18.60	118.3
20	16.99	108.1
25	15.64	99.5
30	14.48	92.1
35	13.49	85.8
40	12.62	80.3
45	11.86	75.4

در شکل ۱۵-۳ نمودار وزن مخصوص خشک حدی در مقابل حد مایع مربوطه، با استفاده از جدول فوق نشان داده شده است. برای هر خاک اگر وزن مخصوص خشک طبیعی در زیر نمودار قرار گیرد، خاک احتمالاً رُمبنده خواهد بود.



شکل ۱۵-۳- بادرفت‌های مستعد رُمبندگی

باید دقت شود که برای تعیین پتانسیل رُمبندگی و وزن مخصوص خشکِ فوق‌الذکر، باید از نمونه‌های دست‌نخورده استفاده کرد. ارجح است از قطعات بزرگ که توسط دست نمونه‌گیری شده‌اند، استفاده کرد. نمونه‌های به دست آمده توسط نمونه‌گیری‌های جدار نازک حین نمونه‌گیری مقداری فشرده می‌شوند. توجه شود گمانه‌ای که از آن نمونه‌ای برای این مقصود به دست می‌آید، باید بدون استفاده از آب حفاری شود.

Scanned with CamScanner

۱۵-۴- روشی برای محاسبه‌ی نشست خاک‌های رُمبنده

جنینگز، و نایت (۱۹۷۵) روش آزمایشگاهی زیر را برای محاسبه‌ی نشست رُمبندگی ناشی از به اشباع درآمدن خاک‌های رُمبنده پیشنهاد کردند:

۱- دو نمونه‌ی دست نخورده برای آزمایش در دستگاه آزمایش تحکیم (ادئومتر) آماده نمایید.

۲- دو نمونه را به مدت ۲۴ ساعت تحت فشار ۱ کیلونیوتن برمترمربع قرار دهید.

۳- بعد از ۲۴ ساعت، یکی از نمونه‌ها را به حال اشباع درآورید. نمونه‌ی دیگر تحت رطوبت طبیعی حفظ شود.

۴- ۲۴ ساعت بعد از به حال اشباع درآوردن، با دو برابر کردن بار در هر مرحله، آزمایش تحکیم را به شیوه‌ی استاندارد برای هر دو نمونه تا فشار موردنظر اجرا نمایید.

۵- نمودار $e - \log\sigma'$ را برای هر دو نمونه رسم نمایید (اشکال ۱۵-۴- الف و ب).

۶- فشار موثر در جای σ'_o را محاسبه و بعد خط قائم مربوط به فشار σ'_o را رسم نمایید.

۷- با استفاده از نمودار $e - \log\sigma'$ برای نمونه‌ی به حال اشباع درآمده، فشار پیش‌تحکیمی σ'_c را تعیین نمایید. اگر $\sigma'_c/\sigma'_o = 0.8 \sim 1.5$ باشد، خاک عادی تحکیم یافته است. اگر $\sigma'_c/\sigma'_o > 1.5$ باشد، خاک پیش تحکیم یافته می‌باشد.

۸- با توجه به نمودار $e - \log\sigma'$ نمونه‌ی به حالات اشباع درآمده، e'_o مربوط به σ'_o را تعیین کنید (در اشکال ۱۵-۴- الف و ب، به ترتیب این عمل برای خاک‌های عادی و پیش‌تحکیم یافته نشان داده شده است).

۹- از نقطه e'_o و σ'_o ، یک منحنی شبیه به منحنی $e - \log\sigma'$ برای نمونه‌ی آزمایش شده تحت رطوبت طبیعی رسم کنید.

۱۰- افزایش $\Delta\sigma'$ را به علت احداث شالوده تعیین کنید. خط قائم مربوط به فشار $\sigma'_o + \Delta\sigma'$ را روی منحنی $e - \log\sigma'$ رسم نمایید.

۱۱- حال Δe_1 و Δe_2 را تعیین کنید. نشست خاک بدون تغییر در رطوبت طبیعی برابر است با:

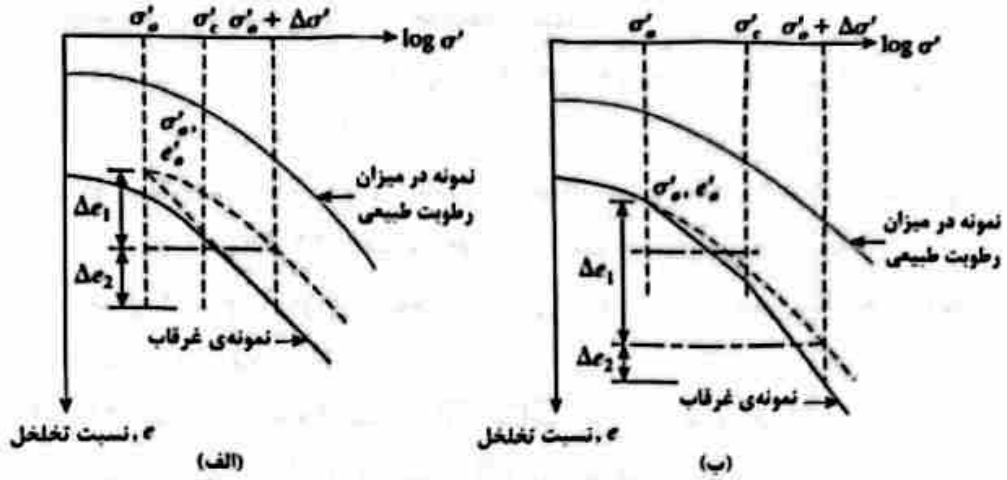
$$S_{c(1)} = \frac{\Delta e_1}{1 + e'_o}(H) \qquad (۶-۱۵)$$

همچنین نشست به علت رُمبیدن[۱] ساختار خاک برابر است با:

$$S_{c(2)} = \frac{\Delta e_2}{1 + e'_o}(H) \qquad (۷-۱۵)$$

که در آن H ضخامت خاک رُمبنده است.

۱- رُمبیدن به معنای فروریختن می‌باشد.



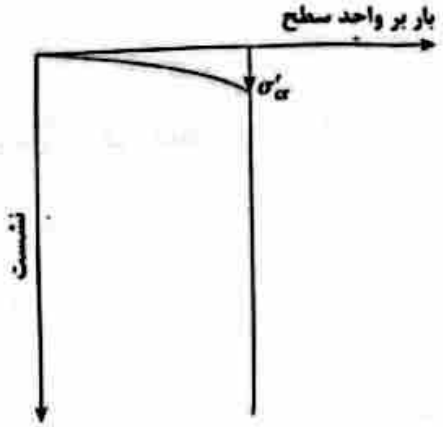
شکل ۱۵-۴- محاسبات نشست از آزمایش تحکیم مضاعف، (الف) خاک عادی تحکیم‌یافته، (ب) خاک پیش‌تحکیم یافته

۱۵-۵- طراحی شالوده در خاک‌های رُمبنده که در معرض خطر رطوبت نیستند

برای مقاصد طراحی، ممکن است تعدادی آزمایش بارگذاری صحرایی لازم باشد. در شکل ۱۵-۵ نتایج تعدادی آزمایش بارگذاری صحرایی روی نهشته‌های ماسه بادی نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود که تا فشار بحرانی مشخص σ'_{cr}، نمودار بار- نشست اساساً خطی است. در فشار σ'_{cr} ساختار خاک شکسته شده و نشست زیادی رخ می‌دهد. هر چه رطوبت طبیعی بزرگتر باشد، نشست ناگهانی خاک بزرگتر خواهد بود.

در صورتی که تدابیر لازم برای جلوگیری از افزایش رطوبت خاک اتخاذ شود، می‌توان از شالوده‌های تک و یا مرکب روی خاک‌های رُمبنده استفاده کرد. لیکن باید توجه داشت که با ضریب اطمینان کافی، فشار از فشار بحرانی شکل ۱۵-۵ تجاوز ننماید. برای محاسبه‌ی فشار مجاز ضریب اطمینانی در حدود ۲/۵ تا ۳ پیشنهاد می‌شود. یا

$$\sigma'_{all} = \frac{\sigma'_{cr}}{FS} \qquad (۸-۱۵)$$



شکل ۱۵-۵- نتایج آزمایش بارگذاری استاندارد برروی نهشته‌ی ماسه بادی

که در آن:

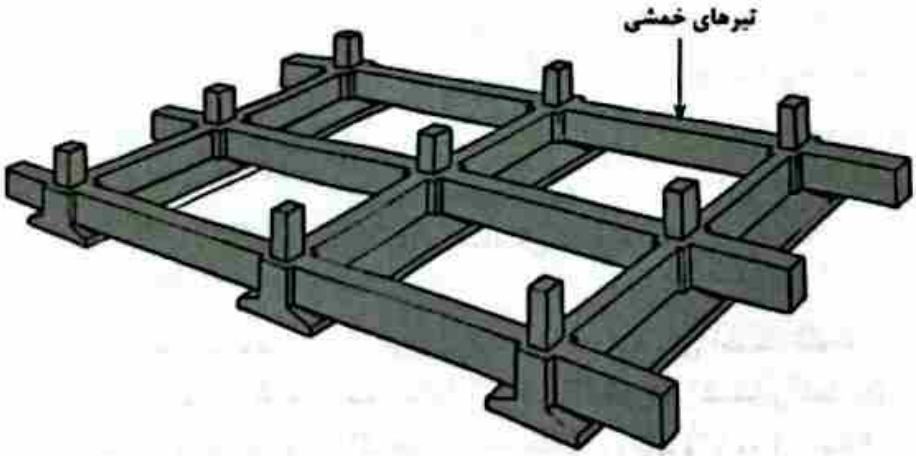
σ'_{all} = فشار مجاز خاک

FS = ضریب اطمینان (در حدود ۲/۵ تا ۳)

نشست‌های نسبی (تفاضلی) و نشست‌های کل چنین شالوده‌هایی باید مشابه مقادیر نظیر در شالوده‌های متکی بر خاک‌های ماسه‌ای باشد.

در اغلب موارد برای کاهش نشست‌های نسبی، طراحان ترجیح می‌دهند به جای استفاده از شالوده‌های تک، از شالوده‌های پیوسته استفاده نمایند. در شکل ۱۵-۶ روشی برای پیوسته کردن شالوده‌ها نشان داده شده است. در این شالوده در یک امتداد از شالوده‌ی نواری و در امتداد دیگر از تیرهای خمشی استفاده شده است.

در ساخت سازه‌های سنگین، (نظیر سیلوهای ذخیره‌ی دانه‌های نباتی) روی خاک‌های رُمبنده، گاهی مواقع نشستی تا حدود ۰/۳ متر مجاز است (پک، هنسن، و ترزبرن). در این حالت فرض می‌شود که خطر کج شدن سازه وجود ندارد (یعنی بار وارد از سازه برروی شالوده دارای برون‌محوری نمی‌باشد). نشست قابل انتظار کل برای چنین سازه‌هایی را می‌توان با استفاده از آزمایش تحکیم استاندارد برروی نمودنه‌هایی با رطوبت طبیعی، تعیین کرد. در صورت عدم وجود برون‌محوری در بارگذاری، شالوده تحت نشست یکنواخت روی نهشته‌ی ماسه بادی قرار می‌گیرد. لیکن اگر خاک برجا باشد، نشست یکنواخت نخواهد بود. این موضوع به علت ناهمگن بودن این نهشته‌هاست.



شکل ۱۵-۶- شالوده‌ی نواری با تیرهای خمشی رابط

در احداث سازه‌های سنگین برروی خاک‌های رُمبنده، باید بی‌نهایت دقت کرد. در صورتی که نشست زیادی قابل انتظار باشد، می‌توان از شمع[1] و یا پایه‌های عمیق[2] استفاده نمود. در این حالت بار به لایه‌های محکم تحتانی انتقال می‌یابد.

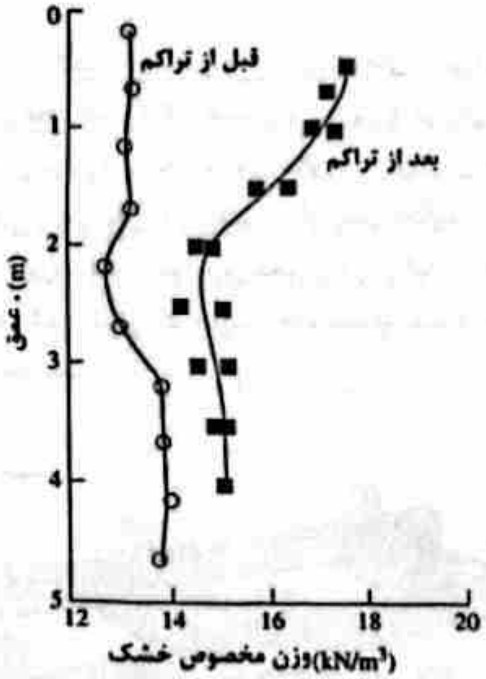
---

1 - Pile
2 - Pier

۱۵-۶- طراحی شالوده در خاک‌های رُمبنده‌ی در معرض خطر رطوبت

در صورتی که احتمال ورود رطوبت به لایه‌های فوقانی خاک‌های رُمبنده وجود داشته باشد، باید تکنیک‌های خاصی در احداث شالوده برروی چنین خاک‌هایی به کار برده شود.

۱- اگر عمق مرطوب شدن در حدود ۱/۵ تا ۲ از سطح زمین باشد، قبل از احداث شالوده این عمق را می‌توان مرطوب و سپس توسط غلتک متراکم کرد. روی خاک متراکم شده می‌توان از شالوده‌ی تک و یا گسترده استفاده نمود. در چنین حالتی تراکم دینامیکی بسیار مفید می‌باشد. در تراکم دینامیکی وزنه‌ی سنگینی از ارتفاعی معادل ۷/۵ تا ۳۰/۵ متر برروی خاک پرتاب می‌شود. موج فشار ناشی از این پرتاب باعث تراکم خاک (حتی لایه‌های عمیق تا عمق ۱۰ متر) می‌شود.



شکل ۱۵-۷- تراکم دینامیکی لایه‌ی خاک

۲- در صورت مناسب بودن شرایط، می‌توان گود برداشته شده برای احداث شالوده را با محلول سیلیکات سدیم و یا کلرید کلسیم، آب‌اندازی کرد. این محلول‌های شیمیایی باعث پایداری خاک می‌شوند. از این به بعد رفتار خاک همانند ماسه سنگ[1] نرم بوده و در مقابل رُمبندگی در هنگام اشباع، مقاوم خواهد بود. این روش وقتی موفقیت‌آمیز است که محلول شیمیایی تا عمق مطلوب در خاک نفوذ نماید. در نتیجه این روش بیشتر قابل استفاده برای نهشته‌های ماسه‌ای ریز می‌باشد. سیلیکاتها گران هستند و به ندرت از آنها استفاده می‌شود.

۳- وقتی که لایه‌ی خاک احتمال مرطوب شدن تا عمق ۱۰ متری را داراست، قبل از احداث شالوده از روش‌های مختلفی می‌توان برای پایداری خاک استفاده نمود. دو روش از این روش‌ها، تراکم

---

1 - Sand stone

Scanned with CamScanner

ارتعاشی[1] و آب‌اندازی[2] می‌باشند. در خاک‌ها با زهکشی آزاد، تراکم ارتعاشی نتایج موفقیت‌آمیزی داده است (به فصل ۵ مراجعه شود). روش آب‌اندازی که به کمک ساخت حوضچه‌های کم‌عمق انجام می‌شود، در مناطقی مورد استفاده قرار می‌گیرد که لایه‌ی نفوذناپذیر وجود نداشته باشد. توجه شود که حتی پس از به اشباع درآمدن و فروریزش خاک به وسیله‌ی آب‌اندازی، مقداری نشست اضافی پس از احداث شالوده به وجود می‌آید. یکی از عوامل ایجاد نشست اضافی، عدم اشباع کامل خاک در هنگام احداث شالوده است. در احداث سدهای خاکی، آب‌اندازی به طور موفقیت‌آمیزی می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد.

۴- اگر رُمبیدن (فروریزش) خاک قبل از احداث شالوده امکان‌پذیر نباشد (یعنی امکان پیش‌فروریزش نباشد)، شالوده را می‌توان در عمقی که خطر رمبیدن ندارد، ساخت. در این حالت ممکن است احتیاج به استفاده از شمع و یا پایه‌های عمیق باشد. در طراحی شمع‌ها و یا پایه‌های عمیق باید به اثر اصطکاک منفی جلدی توجه داشت. این اصطکاک منفی به علت نشست لایه‌ی خاک رُمبنده به علت اشباع شدن رخ می‌دهد.

گاهی مواقع استفاده از ستون‌های سنگی[3] که به روش ارتعاشی در زمین کوبیده شده‌اند، می‌تواند مورد توجه قرار گیرد. ستون‌های سنگی از تخته‌سنگ‌های بزرگ ساخته شده و به داخل خاک‌های رُمبنده رانده می‌شوند. عملکرد ستون‌های سنگی مثل شمع است که بار را به لایه‌های باربر عمیق‌تر منتقل می‌نماید. برای توضیحات بیشتر به فصل پنجم مراجعه نمایید.

احداث شالوده برروی خاک‌های قابل تورم (خاک‌های آماسی)[4]

۱۵-۷- خاک‌های قابل تورم (آماسی) - کلیات

انواع زیادی از رس‌های پلاستیک در هنگام جذب آب متورم و پس از از دست دادن آب، جمع می‌شوند. شالوده‌هایی که روی چنین خاکی احداث شوند، تحت نیروهای برکنش قابل توجهی به علت تورم قرار می‌گیرند. این نیروهای برکنش باعث بالاآمدگی[5]، ترک، و شکست اجزای شالوده و دال کف می‌شوند (اشکال ۱۵-۸ و ۱۵-۹). در حالت عمومی خاک‌های مستعد تورم دارای حدمایع و حد خمیری بزرگتر از حدود ۴۰ و ۱۵ (به ترتیب) می‌باشند.

همانطور که گفته شد، افزایش میزان رطوبت باعث تورم رس می‌شود. عمقی از مقطع خاک که در آن تغییر رطوبت به صورت متناوب انجام شود، به ناحیه فعال[6] معروف است. عمق ناحیه‌ی فعال بستگی به محل خاک دارد. در جدول ۱۵-۳ عمق ناحیه‌ی فعال برای بعضی از شهرهای آمریکا ارائه شده است (شکل ۱۵-۱۰).

---

1 - Vibro flotation
2 - Ponding
3 - Rock column
4 - Expansive Soil
5 - Heaving
6 - Active zone

Scanned with CamScanner

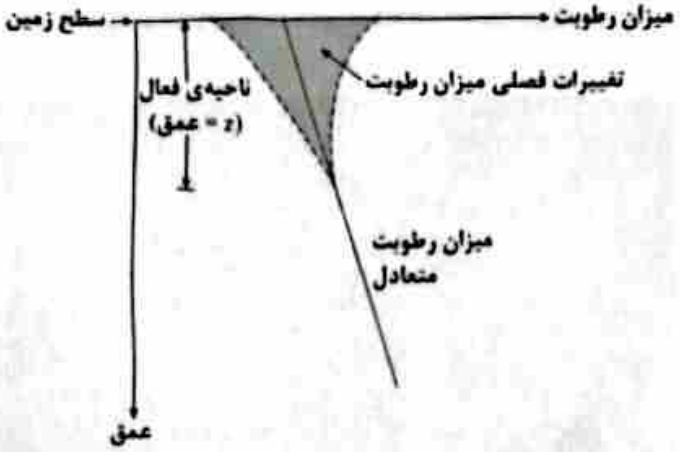


شکل ۱۵-۸- ترک بوجود آمده در دیوار به علت تورم خاک آماسی



شکل ۱۵-۹- ترک‌های سطحی بوجود آمده در خاک‌های آماسی

Scanned with CamScanner

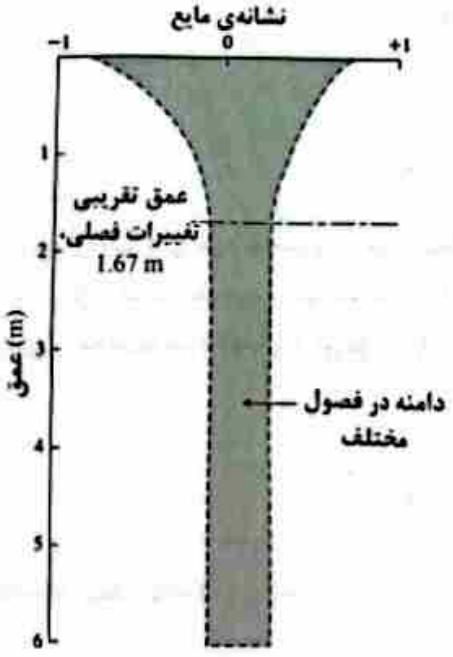


شکل ۱۵-۱۰- عمق فعال

جدول ۱۵-۳- عمق ناحیه‌ی فعال برای بعضی از شهرهای آمریکا

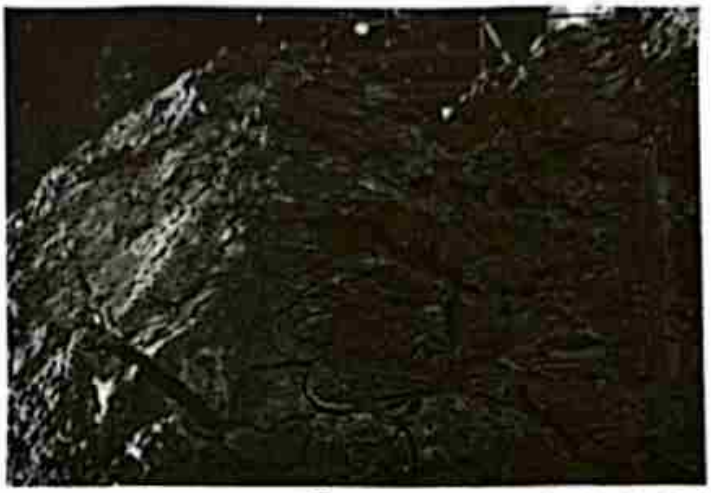
شهر	عمق فعال به متر
هوستون	۱/۵ تا ۳
دالاس	۲/۱ تا ۴/۶
سن‌آنتونیو	۳ تا ۹
دنور	۳ تا ۴/۶

در بعضی از رس‌ها عمق لایه‌ی فعال می‌تواند تا ۱۵ متر باشد. عمق لایه‌ی فعال را می‌توان با رسم نمودار تغییرات نشانه‌ی مایع در مقابل عمق در فصول مختلف تعیین کرد. شکل ۱۵-۱۱ مثالی از این نمودار را نشان می‌دهد.



شکل ۱۵-۱۱- ناحیه فعال

شکل ۱۵-۱۲ نشان دهنده‌ی ترک‌های بوجود آمده در خاک‌های آماسی می‌باشد که از سطح زمین به عمق فعال نفوذ کرده‌اند.



شکل ۱۵-۱۲- امتداد ترک‌های خاک‌های آماسی از سطح زمین به عمق فعال

۱۵-۸- اندازه‌گیری میزان تورم در آزمایشگاه

برای مطالعه‌ی میزان تورم رس، می‌توان از آزمایش ساده‌ی ادئومتر روی نمونه‌ی دست‌نخورده استفاده کرد. دو روش معمول، آزمایش تورم آزاد[1] و آزمایش فشار تورم[2] می‌باشند.

در آزمایش تورم آزاد، نمونه درون ادئومتر تحت سربار کوچکی در حدود ۶/۹ کیلونیوتن بر مترمربع قرارداده می‌شود. سپس به نمونه آب اضافه شده و افزایش ارتفاع نمونه تا رسیدن به حد تعادل اندازه‌گیری می‌شود. درصد تورم آزاد توسط رابطه‌ی زیر تعریف می‌شود:

$$s_{w(free)}(\%) = \frac{\Delta H}{H}(100) \qquad (۹-۱۵)$$

که در آن:

$s_{w(free)}$ = تورم آزاد (درصد)

ΔH = ارتفاع تورم به علت اشباع شدن

ویجی ورجیا، و غزالی[3] (۱۹۷۳) نتایج آزمایش‌های تورم متعددی را مورد مطالعه قرار داده و نموداری برای ارتباط بین تورم آزاد، حد مایع و میزان رطوبت طبیعی رسم نمودند (شکل ۱۵-۱۳). با استفاده از این نمودار، می‌توان تورم آزاد سطح زمین را محاسبه نمود (اونیل، و پورمؤید ۱۹۸۰).

$$\Delta S_F = 0.0033 Z s_{w(free)} \qquad (۱۰-۱۵)$$

که در آن:

ΔS_F = تورم آزاد سطح زمین

Z = عمق ناحیه‌ی فعال

$s_{w(free)}$ = تورم آزاد برحسب درصد (شکل ۱۵-۱۳)

---

1 - Unrestrained swell
2 - Swelling pressure
3 - Vijayvergita and Ghazzaly

Scanned with CamScanner

اخیراً روش آزمایشی جدیدی برای تعیین نشانه‌ی تورم آزاد اصلاح شده[1]، توسط رائو و همکاران[2] (۱۹۸۷) ارائه شده که تخمین مناسبتری از پتانسیل تورم خاک‌های رسی به دست می‌دهد. در این آزمایش ابتدا نمونه‌ای به وزن تقریبی ۱۰ گرم که در کوره خشک شده، تهیه می‌شود.

سپس نمونه به صورت پودر درآمده و در ظرفی محتوی ۱۰۰ میلی‌لیتر آب مقطر ریخته می‌شود. بعد از ۲۴ ساعت، حجم رسوبات متورم شده اندازه‌گیری می‌شود. حال نشانه‌ی تورم آزاد اصلاح شده به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\text{نشانه تورم آزاد اصلاح شده} = \frac{V - V_s}{V_s}$$

که در آن:

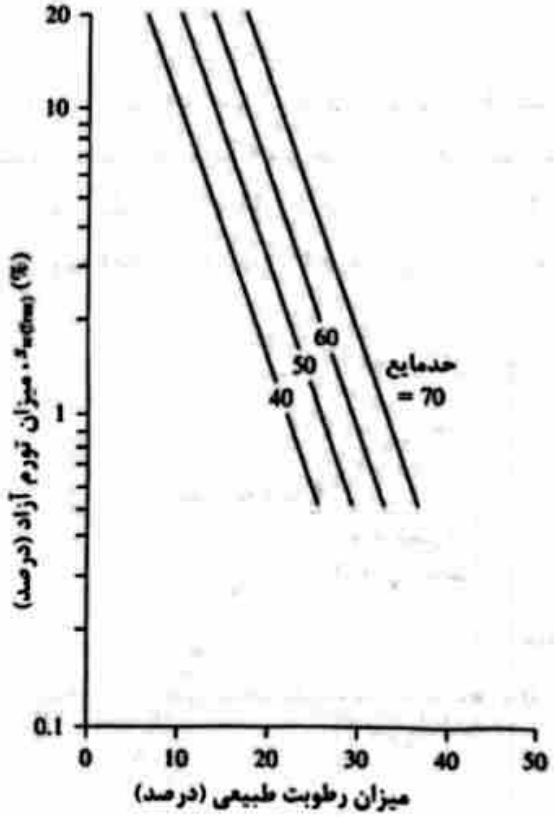
V = حجم خاک بعد از تورم

V_s = حجم ذرات جامد خاک = $\frac{W_s}{G_s \gamma_w}$

W_s = وزن نمونه‌ی خشک شده در کوره

G_s = چگالی دانه‌ها

γ_w = وزن مخصوص آب



شکل ۱۵-۱۳- ارتباط بین تورم آزاد، میزان رطوبت طبیعی و حد مایع (ویجی ورجیا و غزالی)

1 - Modified free swell index
2 - Rao, sridharan, and siva pullaiah

Scanned with CamScanner

بر پایه‌ی نشانه‌ی تورم آزاد اصلاح شده، پتانسیل تورم خاک به صورت زیر سنجیده می‌شود:

پتانسیل تورم	نشانه‌ی تورم آزاد اصلاح شده
قابل صرف‌نظر	<۲/۵
متوسط	۲/۵ تا ۱۰
بالا	۱۰ تا ۲۰
خیلی زیاد	بزرگتر از ۲۰

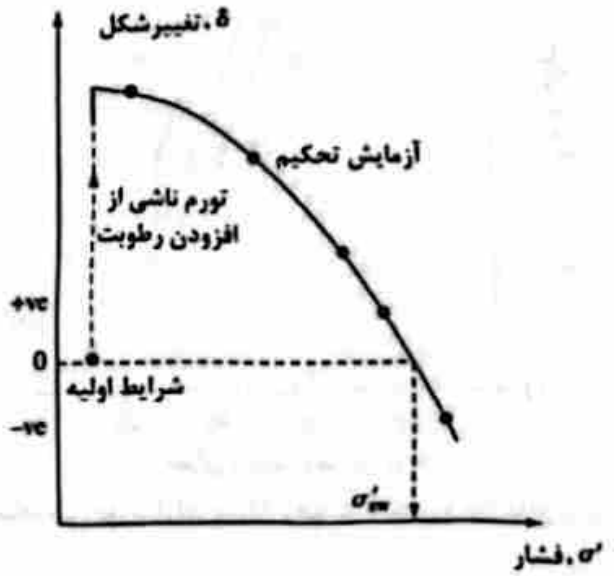
۱۵-۹- آزمایش فشار تورم

فشار تورم، فشار رو به بالایی وارد بر کف شالوده است. این فشار را اغلب با فشار تورم صفر اندازه‌گیری می‌کنند که مقدار فشار لازم برای جلوگیری از تورم است. فشار تورم را می‌توان به کمک آزمایش زیر اندازه‌گیری کرد:

- آزمایش تحکیم مرسوم
- آزمایش حجم ثابت

آزمایش تحکیم مرسوم

در این آزمایش نمونه‌ی خاک درون دستگاه ادئومتر با فشار سربار ۶/۹ کیلونیوتن برمترمربع قرار داده می‌شود. آب به آن اضافه شده و منتظر می‌مانیم تا شرایط تعادل برقرار شود. سپس سرباری به آن اضافه می‌شود تا تحکیم یابد. نمودار تغییرشکل δ در مقابل $\log\sigma'$ در شکل ۱۵-۱۴ نشان داده شده است. این نمودار توسط خط افقی شرایط اولیه قطع داده می‌شود. فشار حاصل از این تقاطع، فشار تورم صفر است.



شکل ۱۵-۱۴- فشار تورم صفر حاصل از آزمایش مرسوم تحکیم

آزمایش حجم ثابت

در آزمایش حجم ثابت، نمونه در حلقه‌ی تحکیم قرار داده شده و بر آن فشاری مساوی فشار موثر سربار (σ'_o) به علاوه‌ی فشار تقریبی شالوده (σ'_s) اعمال می‌شود. سپس آب به نمونه اضافه می‌شود. به محض آغاز تورم نمونه، فشار با نموهای تدریجی طوری بر نمونه اعمال می‌شود که از تورم آن جلوگیری نماید. این عمل تا حصول فشار تورم کامل ادامه می‌یابد. در این زمان فشار کل وارد بر نمونه برابر است با:

$$\sigma'_{sw} = \sigma'_o + \sigma'_s + \sigma'_l \qquad (۱۱-۱۵)$$

که در آن:

σ'_{sw} = فشار کل به منظور جلوگیری از تورم و یا فشار تورم صفر

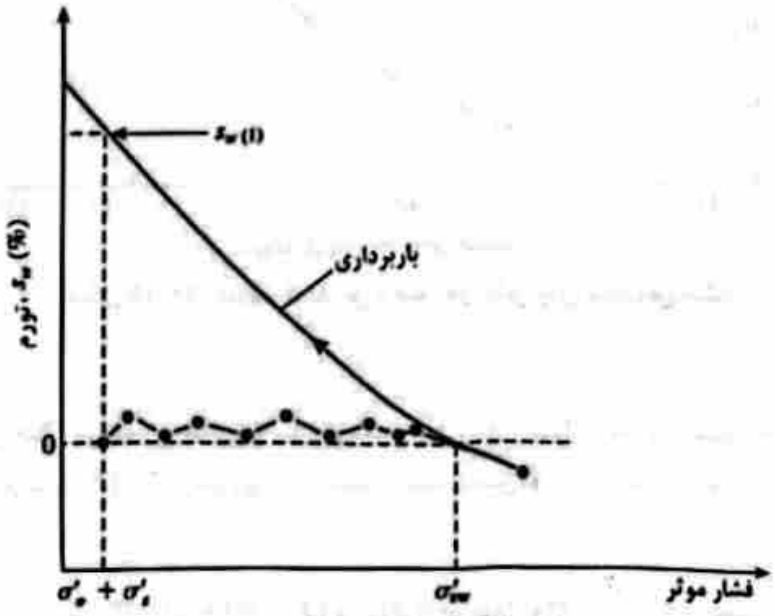
σ'_l = فشار اضافی برای جلوگیری از تورم بعد از افزودن آب

شکل ۱۵-۱۵ نشان دهنده‌ی تغییرات درصد تورم در مقابل فشار در حین آزمایش فشار تورم می‌باشد. برای کسب اطلاعات بیشتر درخصوص این آزمایش به مقاله‌ی رائو و همکاران مراجعه نمایید.

مقدار $\sigma'_{sw} \approx 20\text{-}30\ kN/m^2$ کم و مقدار $1500\text{-}2000\ kN/m^2$ خیلی زیاد در نظر گرفته می‌شود. بعد از حصول فشار تورم صفر، نمونه را می‌توان با فشار سربار σ'_o به تدریج باربرداری کرد. باربرداری باعث ایجاد تورم در نمونه می‌شود. تورم متعادل برای هر تراز فشار نیز ثبت می‌شود. تغییرات تورم ($s_w\%$)، برحسب فشار وارده در حین باربرداری، مطابق شکل ۱۵-۱۵ خواهد بود.

با استفاده از فشار تورم می‌توان مقدار بالازدگی شالوده را تعیین کرد (اونیل و پورمؤید[1] - ۱۹۸۰) داریم:

$$\Delta S = \sum_{i=1}^{n} \left[s_{w(l)}\% \right] (H_i)(0.01) \qquad (۱۲-۱۵)$$



شکل ۱۵-۱۵- آزمایش فشار تورم

1 - o'Neill and Poormoayed, 1980

Scanned with CamScanner

که در آن:

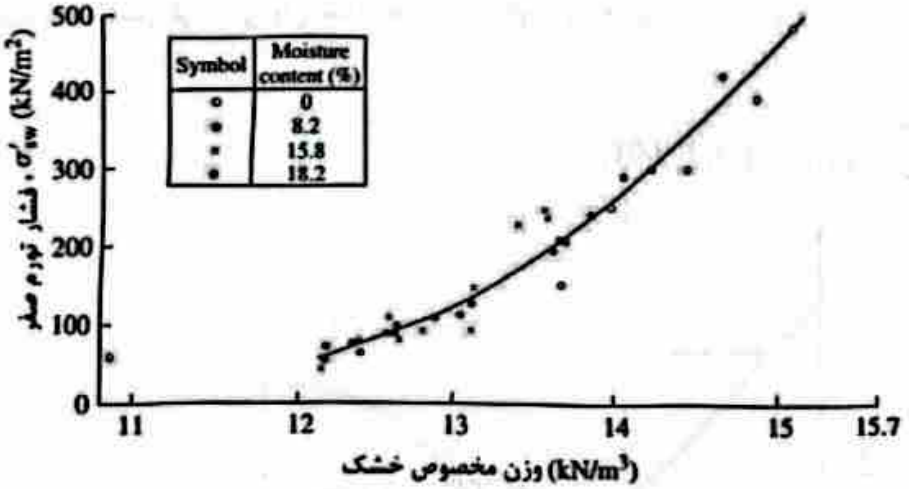
$s_{w(l)}$% = تورم، برحسب درصد، برای لایه‌ی i تحت فشار $\sigma'_o + \sigma'_s$ (به شکل ۱۵-۱۵ مراجعه شود)

ΔH_i = ضخامت لایه‌ی i

لازم به تذکر است که فشار تورم صفر σ'_{Sw} حاصل از روش تحکیم مرسوم و روش حجم ثابت ممکن است یکسان نباشد. جدول ۱۵-۴ مقایسه‌ای از نتایج حاصل از این دو روش می‌باشد. مطابق شکل ۱۵-۱۶ سرید هاران نشان داده است که فشار تورم تابع وزن مخصوص خشک است و به میزان رطوبت اولیه ارتباط ندارد.

جدول ۱۵-۴- مقایسه فشار تورم صفر حاصل از آزمایش مرسوم تحکیم و آزمایش حجم ثابت

خاک	حد مایع	نشانه‌ی خمیری	نسبت تخلخل اولیه، e_i	σ'_{sw} (kN/m²)	
				آزمایش مرسوم تحکیم	آزمایش حجم ثابت
BC-1	80	44	0.893	294.3	186.4
BC-4	98	57	1.002	382.6	251.8
BC-5	96	65	0.742	500.3	304.1
BC-7	96	66	0.572	1275.3	372.8
BC-8	94	62	0.656	147.2	68.7



شکل ۱۵-۱۶- نمودار فشار تورم صفر در مقابل وزن مخصوص خشک

مثال ۱۵-۱

عمق ناحیه‌ی فعال در نیمرخ خاکی ۲ متر می‌باشد. حد مایع و میزان رطوبت طبیعی خاک فصل احداث ساختمان به ترتیب ۶۰ و ۳۰ درصد می‌باشد. مطلوب است تعیین تورم آزاد سطح زمین.

حل:

با استفاده از شکل ۱۵-۱۳ برای LL = 60% و ω = 30% مقدار $s_{w(free)}$ = 1% به دست می‌آید. با استفاده از رابطه‌ی ۱۵-۱۰ داریم:

$$\Delta S_F = 0.0033\, Z s_{w(free)}$$

Scanned with CamScanner

بنابراین:

$$\Delta S_F = 0.0033(2)(1)(1000) = 6.6\,mm$$

مثال ۱۵-۲

عمق ناحیه‌ی فعال در نیمرخ خاک ۵/۲ متر است. اگر قرار باشد که شالوده در عمق ۱/۲ متری از سطح زمین قرار داده شود، (الف) مقدار تورم کل چقدر خواهد بود. (ب) اگر تورم کل مجاز برابر با ۱۵ میلیمتر باشد، مقدار خاکبرداری لازم چه میزان باشد؟ نتایج آزمایشگاهی به شرح زیر می‌باشد:

(عمق متر)	تورم تحت فشار سربار و فشار تخمینی شالوده $S_{w(1)}\%$
۱/۲	۳
۲/۲	۲
۳/۲	۱/۲
۴/۲	۰/۵۵
۵/۲	صفر

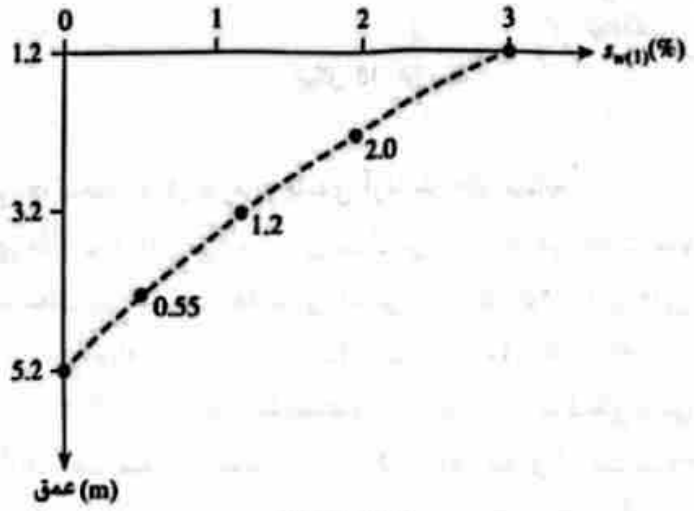
حل:

قسمت الف:

درشکل ۱۵-۱۷، تغییرات $s_{w(1)}(\%)$ برحسب عمق رسم شده است. مقدار مساحت زیر نمودار، تورم کل خواهد بود. با استفاده از قانون ذوزنقه داریم:

$$\Delta S = \frac{1}{100}\left[\frac{1}{2}(1)(0+0.55)+\frac{1}{2}(1)(0.55+1.2)+\frac{1}{2}(1)(1.2+2)+\frac{1}{2}(1)(2+3)\right]$$

$$= 0.0525\,m = 52.5\,mm$$



شکل ۱۵-۱۷

Scanned with CamScanner

قسمت ب:

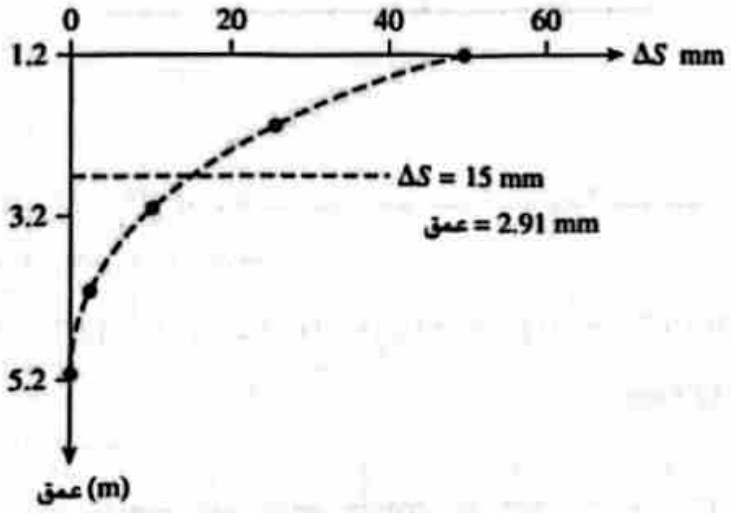
تورم کل در اعماق مختلف به صورت زیر محاسبه می‌گردد:

عمق (m)	تورم کل
5.2	0
4.2	$0 + \frac{1}{2}(0.55 + 0)(1)(1/100) = 0.00275$
3.2	$0.00275 + \frac{1}{2}(1.2 + 0.55)(1)(1/100) = 0.0115$
2.2	$0.0115 + \frac{1}{2}(2 + 1.2)(1)(1/100) = 0.0275$
1.2	$0.0275 + \frac{1}{2}(2 + 3)(1)(1/100) = 0.0525$

نمودار ΔS در مقابل عمق در شکل ۱۵-۱۸ نشان داده شده است. از شکل، عمق خاکبرداری برابر است با:

$2.91 - 1.2 = 1.71m$

یعنی 1.71m زیر سطح تحتانی شالوده.



شکل ۱۵-۱۸

۱۵-۱۰- طبقه‌بندی خاک‌های قابل تورم بر پایه‌ی آزمایش‌های نشانه[1]

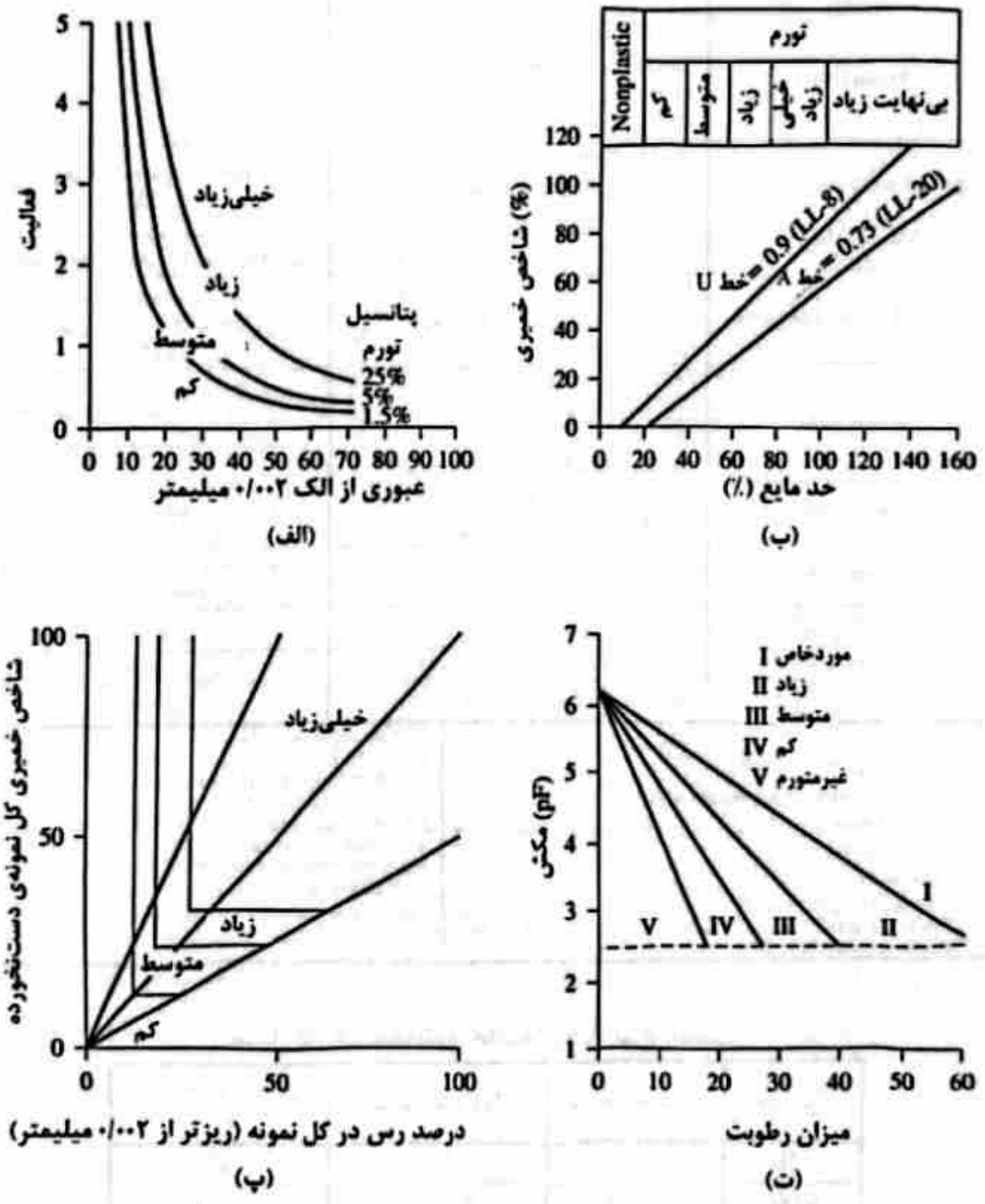
طبقه‌بندی خاک‌های قابل تورم (آماسی) بر پایه‌ی مشکلاتی است که در احداث شالوده‌ها بوجود می‌آورند (پتانسیل تورم). خلاصه‌ای از معیارهای خاک‌های آماسی در شکل ۱۵-۱۹ و جدول ۱۵-۵ خلاصه شده است. متداول‌ترین آنها طبقه‌بندی ارائه شده توسط اونیل و پورمؤید است (جدول ۱۵-۶). سرید هاران (۲۰۰۵) از نشانه‌ی نسبت آزاد تورم برای طبقه‌بندی پتانسیل تورم خاک‌های رسی استفاده نمود. برای تعیین نسبت تورم آزاد، حجم متعادل رسوب برای ۱۰ گرم خاک عبوری از الک نمره ۴۰ (۰/۴۲۵ میلیمتر)

1 - Index test

در آب مقطر (V_d) و کروزن (CCl_4) (V_k) اندازه‌گیری شده و نسبت تورم آزاد از رابطه‌ی زیر حاصل می‌شود:

$$FSR = \frac{V_d}{V_k} \qquad (۱۳-۱۵)$$

جدول ۱۵-۷، طبقه‌بندی خاک‌های قابل تورم را برحسب نسبت تورم آزاد نشان می‌دهد. از شکل ۱۵-۲۰ نیز می‌توان برای این منظور استفاده کرد.



شکل ۱۵-۱۹- معیارهای متداول برای طبقه‌بندی پتاسیم تورم

جدول ۱۵-۵- خلاصه‌ای از معیارهای پتانسیل تورم

ماخذ	معیار	توضیحات
Holtz (1959)	CC>28, PI>35, SL<11 (خیلی زیاد) 20≤CC≤31, 25≤PI≤41, 7≤SL≤12 (زیاد) 13≤CC≤23, 15≤PI≤28, و 10≤SL≤16 (متوسط) CC≤15, PI≤18, و SL≤15 (کم)	براساس CC، PI و SL
Seed et al. (1962)	شکل ۱۵-۱۹-الف	براساس آزمایش ادئومتری روی نمونه متراکم شده با درصد رس کمتر از 2μm و فعال
Altmeyer (1955)	LS<5, SI>12, PS<0.5 (غیربحرانی) 5≤LS≤8, 10≤SL≤12, و 0.5≤PS≤1.5 (مرزی) LS>8, SL<10, و PS>1.5 (بحرانی)	براساس LS، SL و PS نمونه‌ی دست‌خورده و $\rho_{d(max)}$* و انتشاریافتن تحت سربار 6.9 kN/m²
Dakshanamanthy and Raman (1973)	شکل ۱۵-۱۹-ب	براساس نمونه خمیری
Raman (1967)	PI>32 و SI>40 (خیلی زیاد) 23≤PI≤32 و 30≤SI≤40 (زیاد) 12≤PI≤23 و 15≤SI≤30 (متوسط) PI<12 و SI<15 (کم)	براساس PI و SI
Sowers and Sowers (1970)	SL<10 و PI>30 (زیاد) 10≤SL≤12 و 15≤PI≤30 (متوسط) SL>12 و PI<15 (کم)	تورم کم هنگامیکه e_{s0} در LI=0.25 اتفاق نیفتد.
Van Der Merwe (1964)	شکل ۱۵-۱۹-ب	براساس PI و درصد رس کمتر از 2μm و فعال
Uniform Building Code, 1968	EI>130 (زیاد) و 91≤EI≤130 (خیلی زیاد) 51≤EI≤90 (کم) و 21≤EI≤50 (متوسط) 0≤EI≤20 (خیلی کم)	براساس آزمایش ادئومتری روی نمونه‌ی متراکم شده با درجه‌ی اشباع نزدیک به 50% و سربار 6.9 kN/m²
Snethen (1984)	LL>60, PI>35, τ_{tsf}>4 و SP>1.5 (زیاد) 30≤LL≤60, 25≤PI≤35, 1.5≤τ_{tsf}≤4, و 0.5≤SP≤1.5 (متوسط) LL<30, PI<25, τ_{tsf}<1.5, و SP<0.5 (کم)	PS معرف شرایط صحرا است و بدون τ_{tsf} استفاده می‌شود. اما دقت کاهش می‌یابد.
Chen (1988)	PI≥35 (زیاد) و 20≤PI≤55 (خیلی زیاد) 10≤PI≤35 (متوسط) و PI≤15 (کم)	براساس PI
McKeen (1992)	شکل ۱۵-۱۹-ت	براساس اندازه‌گیری میزان رطوبت- مکش و تغییرات در حجم
Vijayvergiya and Ghazzaly (1973)	Log SP = (1/12) (0.44LL - w_o + 5.5)	روابط تجربی
Nayak and Christensen (1974)	SP = (0.00229 PI) (1.45C²) / w_o + 6.38	روابط تجربی
Weston (1980) Empirical equations	SP = 0.00411 $(LL_w)^{4.17} q^{-1.86} w_o^{2.33}$	روابط تجربی

C = رس%
CC = میزان کلوئید %
EI = Expansion index = 100 × percent swell × fraction passing No. 4 sieve
LI = نشانه‌ی مایع %
LL = حد مایع, %
LL_w = weighted liquid limit, %
LS = linear shrinkage, %
PI = plasticity index, %
PS = probable swell, %
q = surcharge
SI = shrinkage index =LL -SL, %
SL = shrinkage limit, %
SP = swell potential, %
w_o = natural soil moisture
w_{opt} = optimum moisture content, %
τ_{tsf} = natural soil suction in tsf
$\rho_{d(max)}$ = maximum dry density
* رطوبت بهینه

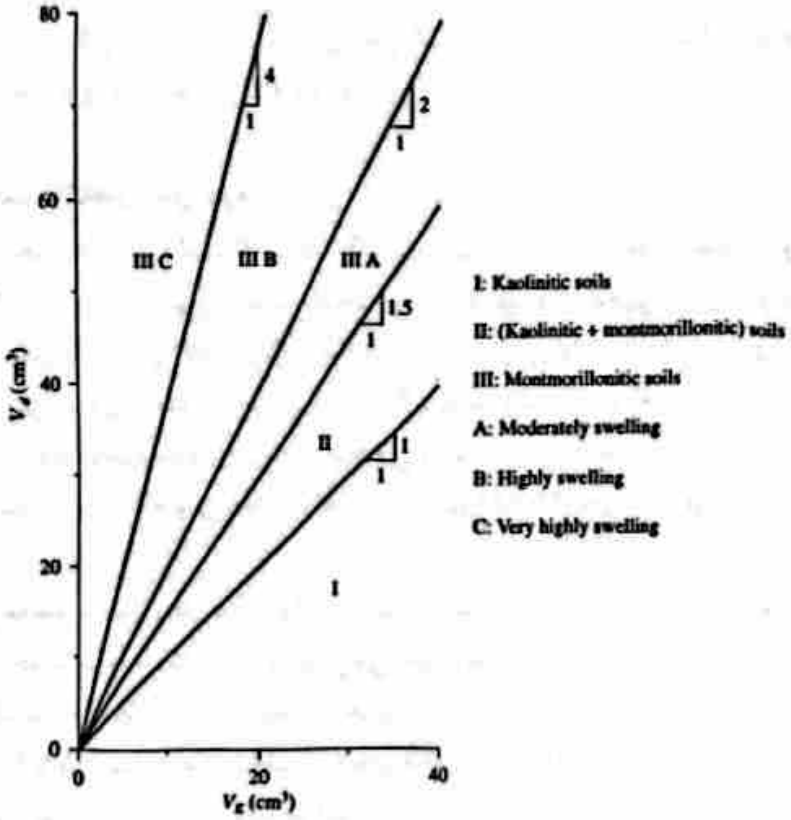
جدول ۱۵-۶- طبقه‌بندی خاک‌های قابل تورم (آماسی)

طبقه‌بندی پتانسیل تورم	پتانسیل تورم (%)	شاخص خمیری	حدمایع
کم	<0.5	<25	<50
مرزی	0.5-1.5	25-35	50-60
زیاد	>1.5	>35	>60

Scanned with CamScanner

جدول ۱۵-۷- طبقه‌بندی خاک‌های قابل تورم برپایه نسبت تورم آزاد

کانی رسی حاکم	طبقه‌بندی پتانسیل تورم	نوع خاک رسی	نسبت تورم آزاد
کائولینیت	قابل صرف‌نظر	غیرمتورم	≤1.0
کائولینیت و مونت‌موریلونیت	کم	ترکیبی از متورم و غیرمتورم	1.0-1.5
مونت‌موریلونیت	متوسط	متورم	1.5-2.0
مونت‌موریلونیت	زیاد	متورم	2.0-4.0
مونت‌موریلونیت	خیلی‌زیاد	متورم	>4.0



شکل ۱۵-۲۰- طبقه‌بندی برمبنای نسبت تورم آزاد (سریدهاران ۲۰۰۵)

۱۵-۱۱- نکات لازم در احداث شالوده‌ها برروی خاک‌های قابل تورم

در صورتی که خاک با پتانسیل تورم کم طبقه‌بندی گردد، در طراحی و ساخت شالوده می‌توان از روش‌های استاندارد و عادی استفاده کرد. لیکن اگر پتانسیل تورم خاکی متوسط و یا زیاد باشد، باید تدابیری اتخاذ گردد. این تدابیر عبارتنداز:

۱- تعویض خاک قابل تورم زیر شالوده.

۲- تغییر طبیعت خاک قابل تورم با استفاده از یکی از روش‌های تراکم، پیش‌رطوبت، عایق‌های رطوبتی، و پایدارکننده‌های شیمیایی.

Scanned with CamScanner

۳- مقاوم کردن سازه در مقابل تورم. این کار را می‌توان یا با احداث شالوده‌های شمعی و یا پایه‌های عمیق انجام داد و یا با انعطاف‌پذیر ساختن سازه، خطر ترک‌خوردگی در آن را به هنگام تورم از بین برد.

روش مناسب برای منطقه‌ی خاص، لزوماً روش مطمئنی برای تمام مناطق نیست. گاهی لازم است تکنیک‌های مختلف و تجارب محلی با یکدیگر تلفیق شوند، تا راه حل مناسب به دست آید. در زیر به شرح جزئیات بعضی از روش‌های معمول پرداخته می‌شود.

برداشتن خاک قابل تورم

در صورتی که خاک قابل تورم، سطحی و دارای عمق کم باشد، می‌توان تمام خاک قابل تورم را برداشت و آن را با خاک مناسب پر کرد و به قدر لازم متراکم نمود.

تعویض طبیعت خاک‌های قابل تورم

۱. **تراکم.** تجربه نشان داده است که تراکم خاک در سمت راست میزان رطوبت بهینه (رطوبتی در حدود ۳ تا ۴ درصد بیش از میزان رطوبت بهینه) می‌تواند به طور قابل توجهی مقدار تورم خاک‌های قابل تورم را کم نماید. حتی تحت چنین شرایطی ساخت اجزایی نظیر دال کف[1] برروی خاک‌هایی که احتمال می‌رود میزان نشست آنها بزرگتر از ۳۵ میلیمتر باشد، باید با احتیاط همراه باشد. در شکل ۱۵-۲۱ حدود توصیه شده برای تراکم صحرایی خاک به منظور کاهش میزان تورم ارائه شده است. توجه شود که وزن مخصوص خشک ارائه شده در شکل ۱۵-۲۱ تابعی از وضعیت آب و هوایی محیط می‌باشد.

۲. **پیش‌رطوبت.** در این روش با آب‌اندازی در سطح زمین، رطوبت خاک افزایش داده شده و در نتیجه قبل از احداث شالوده، اکثر تورم خاک رخ می‌دهد. البته این روش احتیاج به زمان زیادی دارد، چون نفوذ آب در خاک‌های رسی با خاصیت خمیری زیاد به کندی صورت می‌گیرد. بعد از آب‌اندازی، افزودن ۴ تا ۵ درصد از آهک شکفته به لایه‌ی فوقانی خاک، باعث کاهش خاصیت خمیری و افزایش کارپذیری خاک می‌شود (گرومکو- ۱۹۷۴).

۳. **نصب عایق‌های رطوبتی.** با کنترل رطوبت خاک‌های قابل تورم می‌توان از وقوع تورم جلوگیری نمود و یا میزان آن را به مقدار زیادی کاهش داد. این کار را می‌توان با تعبیه عایق‌های رطوبتی قائم با عمق ۱/۵ متر حول محیط دال برای دال‌های کف انجام داد. عایق‌های رطوبتی را می‌توان به وسیله‌ی ترانشه‌هایی که با شن و یا بتن‌مگر کم‌مایه پر شده‌اند و یا استفاده از غشاءهای آب‌بند[2] به وجود آورد.

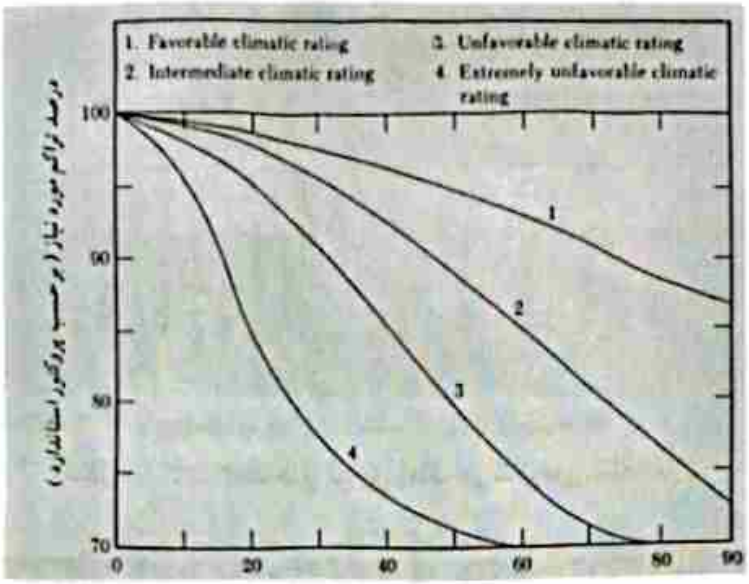
۴. **پایدارکردن خاک.** پایدار نمودن خاک به وسیله‌ی آهک و سیمان در بعضی موارد نتایج مثبتی داشته است. در اغلب موارد استفاده از دوغاب ۵ درصد آهک کافی می‌باشد. آهک، یا سیمان با آب و لایه‌ی فوقانی مخلوط شده و متراکم می‌گردند. اضافه کردن آهک باعث کاهش حد مایع و نشانه‌ی

---

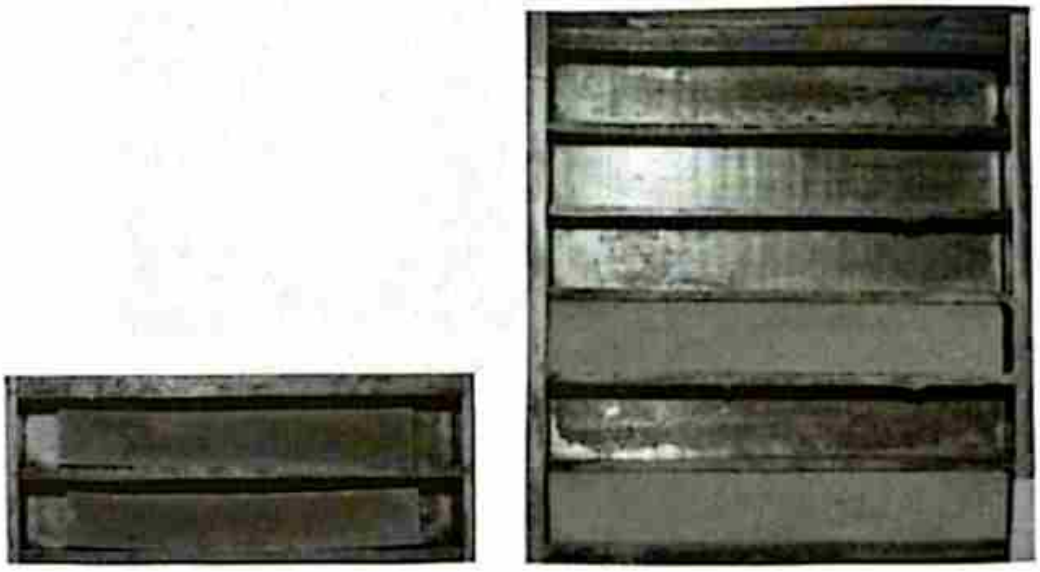
1 - Slab on grade
2 - Impervious membrane

Scanned with CamScanner

خمیری شده و در نتیجه از پتانسیل تورم کاسته می‌شود. این روش برای پایداری لایه‌ای سطحی به ضخامت ۱ تا ۱/۵ متر می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد. برای پایداری خاک به وسیله‌ی آهک می‌توان از آهک شکفته پرکلسیم و یا دولومیت استفاده کرد.



نشانه‌ی خمیری



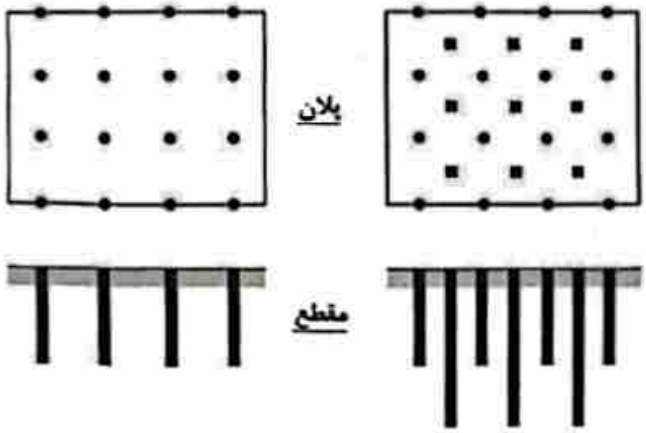
(الف) (ب)

شکل ۱۵-۲۱- میزان تراکم مورد نیاز برای خاک‌های قابل تورم

روش دیگر برای پایدار کردن خاک‌های قابل تورم، استفاده از تزریق دوغاب آهک و یا دوغاب آهک و خاکستر آتشفشانی به عمق ۴ تا ۵ متر و در بعضی موارد قدری بیشتر، به منظور پوشش دادن ناحیه‌ی فعال، می‌باشد. در فصل پنجم در مورد تزریق دوغاب آهک توضیحات بیشتری ارائه شده است. برحسب شرایط

Scanned with CamScanner

موجود می‌توان از تزریق ساده و یا تزریق مضاعف استفاده کرد (شکل ۱۵-۲۲). در شکل ۱۵-۲۳ نیز عملیات اجرایی تزریق مشاهده می‌شود.



شکل ۱۵-۲۲- گمانه‌های تزریق آهک در شالوده‌ی ساختمان



شکل ۱۵-۲۳- تزریق دوغاب آهک در زمین قابل تورم

در این شکل لکه‌های سفید نشان دهنده‌ی نقاط تزریق می‌باشد. در شکل ۱۵-۲۴ نیز پایدار نمودن شیب بستر یک کانال با استفاده از تزریق دوغاب آهک و خاکستر آتشفشانی نشان داده شده است.

۱۵-۱۲- ساخت شالوده‌های متکی بر خاک‌های قابل تورم (خاک‌های آماسی)

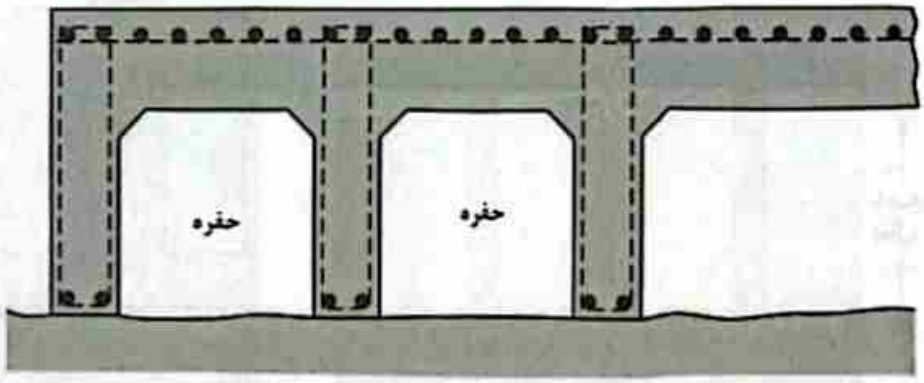
باید در انتخاب نوع شالوده‌ای که قرار است روی خاک‌های قابل تورم ساخته شود، دقیق بود. در جدول ۱۵-۸ برحسب میزان تورم تخمینی (ΔS) و نسبت طول به ارتفاع پانل‌های دیوار، روش‌های اجرایی توصیه شده، ارائه گردیده است.



شکل ۱۵-۲۴- پایداری شیب بستر کانال با استفاده از تزریق دوغاب آهک و خاکستر آتشفشانی

برای مثال جدول ۱۵-۸ پیشنهاد می‌کند که استفاده از دال کف حفره‌دار[1] روش مناسبی برای ساخت ساختمان‌های صلب به منظور تحمل اختلاف نشست پی می‌باشد. در شکل ۱۵-۲۵ شمای دال حفره‌ای نشان داده شده است. در این نوع دال کف، تیرک‌ها، مقاومت خمشی دال کف را تأمین می‌کنند و حفرات ایجاد شده در حجره‌ها، اجازه‌ی انبساط را به خاک می‌دهند.

جدول ۱۵-۸ همچنین پیشنهاد می‌کند که استفاده از شمع‌های درجای پافیلی با دال کف معلق، تأثیر تورم خاک را برروی ساختمان از بین می‌برد. شکل ۱۵-۲۶- الف نشان دهنده‌ی شمای کار است. توجه شود که نوک شمع‌های درجا باید پایین‌تر از ناحیه‌ی فعال قرار گیرد.



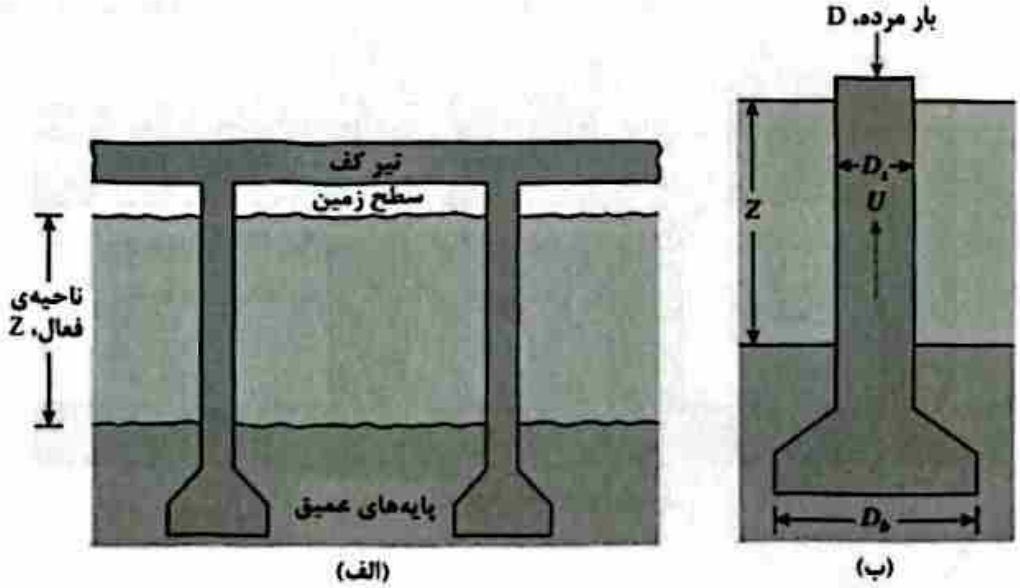
شکل ۱۵-۲۵- دال‌های مجوف

1 - Waffle slab

Scanned with CamScanner

جدول ۱۵-۸- روش‌های اجرایی مناسب در هنگام برخورد با خاک‌های قابل تورم

ملاحظات	روش	نوع ساخت توصیه شده	میزان تورم کل (mm) L/H = 2.5	میزان تورم کل (mm) L/H = 1.25
متناسب با ظرفیت باربری، شالوده باید کوچک و عمیق باشد. شالوده‌ی گسترده باید قادر به تحمل خمش باشد.	شالوده‌ها: تک، نواری، گسترده	بدون پیش‌بینی	12.7	6.35 تا 0
دال باید قادر به تحمل لنگر خمشی باشد.	دال کف: مجوف، پانل‌های موزائیکی	ساختمان‌های صلب	50.8 تا 12.7	6.35 تا 1.27
دیوارها باید همانند شالوده، انعطاف‌پذیر باشند. دیوارهای آجری باید مسلح شوند.	دیوارها			
از تماس بین قسمت‌های مختلف ساختمان باید جلوگیری شود یا در درزها از واترستاپ‌های انعطاف‌پذیر استفاده شود.	درزها: باز، انعطاف‌پذیر	ساختمان با درزهای انبساط	101.6 تا 50.8	50.8 تا 12.7
دیوارها باید به صورت یکواحد یک‌پارچه متورم شوند.	دیوارها: انعطاف‌پذیر، یک‌پارچه، قاب فولادی			
شالوده‌های سلولی اجازه‌ی تورم به خاک می‌دهند. استفاده از جک‌های قابل تنظیم، برای صاحب کار نامناسب است. بارگذاری سه‌نقطه اجازه‌ی تورم بدون ایجاد سختی می‌دهد.	شالوده‌ها: سه‌نقطه، سلولی، جک			
باید تا حد امکان از پایه‌های عمیق با قطر کم و فواصل زیاد استفاده کرد.	پایه‌های عمیق: بدون کوره، با کوره	ساختمان‌های جدا شده از خاک قابل تورم (مستقل از نشست)	> 101.6	> 50.8
کف باید در ۰/۳ تا ۰/۴۵ متری بالای زمین، از تیرهای معلق آویزان باشد.	کف معلق			



شکل ۱۵-۲۶- (الف) شالوده‌ی جدا از خاک با استفاده از شمع‌های درجای پافیلی و تیر کف، (ب) پارامترهای مورد استفاده از رابطه‌ی ۱۵-۱۴

Scanned with CamScanner

در طراحی پایه‌ها نیروی برکنش[1] U را می‌توان از رابطه‌ی زیر تعیین کرد:

$$U = \pi D_s Z \sigma'_{sw} \tan\phi'_{ps} \qquad (۱۴-۱۵)$$

که در آن:

D_s = قطر تنه‌ی شمع

Z = عمق لایه‌ی فعال

ϕ'_{ps} = زاویه‌ی اصطکاک موثر جدار پایه با زمین

σ'_{sw} = فشار لازم برای تورم صفر (به شکل ۱۵-۱۴ و ۱۵-۱۵ مراجعه شود)

$$\sigma'_{sw} = \sigma'_o + \sigma'_s + \sigma'_l$$

در اکثر حالات، مقدار ϕ'_{ps} بین ۱۰ تا ۲۰ درجه متغیر است. مقدار فشار تورم صفر نیز باید در آزمایشگاه تعیین شود. در غیاب نتایج آزمایشگاهی، مقدار $\sigma'_{sw}\tan\phi'_{ps}$ را می‌توان مساوی مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی c_u رس در ناحیه‌ی فعال در نظر گرفت.

انتهای پهن شده‌ی شمع درجا به عنوان مهاری در مقابل نیروی برکنش مقاومت می‌کند. با صرفنظر از وزن پایه می‌توان نوشت:

$$Q_{net} = U - D \qquad (۱۵-۱۵)$$

که در آن:

Q_{net} = نیروی برکنش خالص

D = بار مرده

از طرفی داریم:

$$Q_{net} \approx \frac{c_u N_c}{FS} \cdot \frac{\pi}{4}\left(D_b^2 - D_s^2\right) \qquad (۱۶-۱۵)$$

که در آن:

c_u = چسبندگی زهکشی نشده‌ی رس در عمقی که کوره‌ی پایه قرار دارد.

با ترکیب روابط ۱۵-۱۵ و ۱۵-۱۶ به دست می‌آید:

$$U - D = \frac{c_u N_c}{FS} \cdot \frac{\pi}{4}\left(D_b^2 - D_s^2\right) \qquad (۱۷-۱۵)$$

که در آن:

N_c = ضریب ظرفیت باربری

FS = ضریب ایمنی

D_b = قطر ناحیه‌ی پهن شده‌ی شمع درجا

به طور محافظه‌کارانه مقدار N_c را می‌توان به صورت زیر در نظر گرفت:

$$N_c \approx N_{c(strip)} F_{cs} = N_{c(strip)}\left(1 + \frac{N_q B}{N_c L}\right) \approx 5.14\left(1 + \frac{1}{5.14}\right) = 6.14$$

در ادامه مثالی در مورد شمع‌های درجای پافیلی ارائه می‌شود.

---

1 - Uplift force

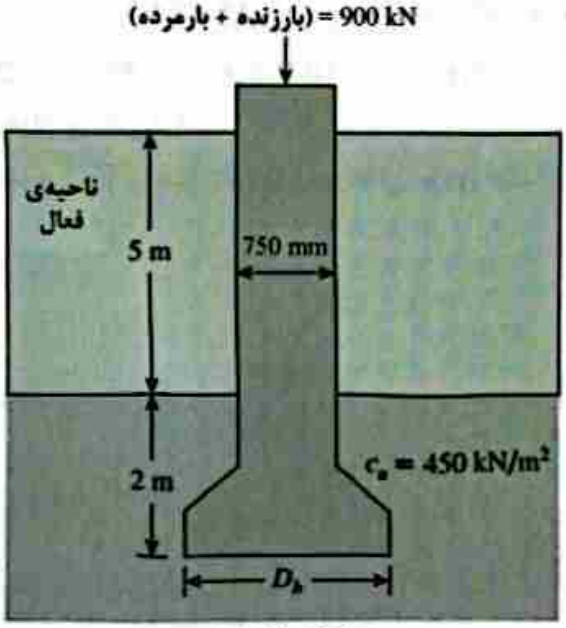
مثال ۱۵-۳

شکل ۱۵-۲۷ شمع درجایی را نشان می‌دهد. عمق ناحیه‌ی فعال ۵ متر می‌باشد. فشار تورم صفر خاک رس قابل تورم مساوی ۵۰۰ کیلونیوتن برمترمربع می‌باشد. برای این پایه بار مرده ۶۰۰ کیلونیوتن و بار زنده ۳۰۰ کیلونیوتن است. مطلوب است تعیین:

الف: قطر کوره

ب: تعیین سطح مقطع آرماتورهای طولی

پ: کنترل ظرفیت باربری پایه با فرض صفر بودن نیروی برکنش



شکل ۱۵-۲۷

حل:

قسمت الف: تعیین قطر کوره (D_b)

با استفاده از رابطه‌ی ۱۵-۱۴، نیروی برکنش برابر است با:

$$U = \pi D_s Z \sigma'_{sw} \tan \phi'_{ps}$$

$$\phi'_{ps} \approx 12^\circ \, , \, Z = 5m \, , \, \sigma'_{sw} = 500 kN/m^2$$

$$U = \pi(0.75)(5)(500)\tan 12^\circ \approx 1252 kN$$

با فرض محافظه‌کارانه‌ی صفر بودن بار مرده و زنده و ضریب اطمینان FS مساوی ۱/۲۵ در رابطه‌ی ۱۵-۱۷، خواهیم داشت:

$$U = \frac{c_u N_c}{FS} . \frac{\pi}{4}\left(D_b^2 - D_s^2\right)$$

Scanned with CamScanner

$$1252 = \frac{(450)(6.14)}{1.25}.\frac{\pi}{4}\left(D_b^2 - 0.75^2\right)$$

$$D_b^2 \approx 1.28$$

$D_b \approx 1.13$ (1.25m. استفاده می‌شود از)

ضریب اطمینان در مقابل برکنش همراه با بار مرده نیز باید کنترل شود. در این حالت ضریب اطمینانی در حدود ۳ مطلوب خواهد بود. از رابطه‌ی ۱۵-۱۷ می‌توان نوشت:

$$FS = \frac{c_u N_c \frac{\pi}{4}\left(D_b^2 - D_s^2\right)}{U - D}$$

$$U - D = 1252 - 600 = 652\,kN$$

$$FS = \frac{c_c N_c \left(\frac{\pi}{4}\right)\left(D_b^2 - D_s^2\right)}{U - D} = \frac{(450)(6.14)\left(\frac{\pi}{4}\right)\left(1.25^2 - 0.75^2\right)}{652}$$

$= 3.33 > 3$ خوبست

قسمت ب: آرماتورهای طولی

آرماتورهای طولی باید برای نیروی برکنش کل، یعنی ۱۲۵۲ کیلونیوتن، بدون در نظر گرفتن تأثیر بار زنده طراحی شوند. سطح مقطع فولادها برابرند با:

$$A_s = \frac{U}{\left(\frac{\text{تنش جاری شدن فولاد}}{\text{ضریب ایمنی}}\right)}$$

با فرض تنش تسلیم فولاد مساوی ۳۰۰ نیوتن بر میلیمتر مربع و فرض ضریب ایمنی ۱/۲۵، سطح مقطع آرماتورهای طولی برابر می‌شود با:

$$A_s = \frac{1252 \times 10^3}{\frac{1}{1.25} \times 300} = 5216\ mm^2$$

قسمت پ: کنترل ظرفیت باربری

با فرض $U = 0$

بار مرده + بار زنده $= 600 + 300 = 900\,kN$

$$\text{نیروی وارد بر واحد سطح نوک} = \frac{900}{\left(\frac{\pi}{4}\right)\left(D_b^2\right)} = \frac{900}{\left(\frac{\pi}{4}\right)(1.25)^2} = 733.4\,kN/m^2$$

ظرفیت باربری خالص نهایی در نوک $q_{u(net)} = c_u N_c = 450(6.14) = 2763\ kN/m^2$

$$\text{ضریب اطمینان} = \frac{2763}{733.4} = 3.77 > 3$$ خوبست

زمین‌های دفن زباله[1]

۱۵-۱۳- زمین‌های دفن زباله- کلیات

یکی از روش‌های دفع زباله‌های شهری، دفن آنها در خاک است. این شیوه تقریباً در تمام کشورهای دنیا متداول است. زباله‌های شهری هم شامل مواد فاسد شونده‌ای مثل چوب، کاغذ و الیاف و هم شامل مواد سختی مثل آجر و یا سنگ (نخاله‌های حاصل از تخریب ساختمان‌ها) می‌باشند. این زباله‌ها به وسیله‌ی کامیون تخلیه شده و در دفعات مختلف متراکم می‌شوند و نهایتاً روی آنها با لایه‌ای از خاک پر می‌شود (شکل ۱۵-۲۸). در حالت متراکم وزن مخصوص زباله‌ها بین ۵ تا ۱۰ کیلونیوتن بر مترمکعب می‌باشد. یک شهر یک میلیون‌نفری می‌تواند حدود $۳/۸\times۱۰^{۶}$ مترمکعب در سال، زباله در حالت متراکم تولید نماید.

به علت توسعه‌ی شهرها، گاهی مواقع لازم می‌شود که روی زمین‌های دفن زباله‌های شهری، ساختمان احداث شود. گاهی مواقع بازرسی چشمی، نمی‌تواند تشخیص دهد که یک محل درگذشته محل دفن زباله‌های شهری بوده است. اجرای شالوده روی زمین‌های دفن زباله، به علت وجود گازهای سمی نظیر متان، نشست زیاد، و ظرفیت باربری کم، عموماً مسئله‌ساز است.



شکل ۱۵-۲۸- شمای زمین‌های دفن زباله

در دو بخش آینده برپایه‌ی اطلاعات موجود، مقداری در مورد خصوصیات باربری و نشست اینگونه زمین‌ها بحث می‌شود.

۱۵-۱۴- نشست زمین‌های دفن زباله

زمین‌های دفن زباله نشست پیوسته‌ی قابل توجهی را در مدت زمان طولانی از خود نشان می‌دهند. ین، و اسکانلون[2] (۱۹۷۵) نشست زمین‌های دفن زباله را در چند منطقه مورد مطالعه قرار دادند. نرخ نشست (سرعت نشست) بعد از پر شدن و کامل شدن یک منطقه‌ی دفن طبق رابطه‌ی زیر قابل بیان است:

$$m = \frac{\Delta H_f(m)}{\Delta t\,(\text{ماه})} \qquad (۱۵-۱۸)$$

1 - Sanitary landfill
2 - Yen and Scandlon (1975)

Scanned with CamScanner

که در آن:

m = نرخ نشست H_f = حداکثر ارتفاع توده‌ی دفن شده

بر پایه‌ی مشاهدات تجربی متعدد، بن و اسکانلون روابط زیر را برای نرخ نشست معرفی کردند:

$$m = 0.0268 - 0.0116 \log t_1 \quad \text{(ارتفاع توده بین ۱۲ تا ۲۴ متر)} \qquad (۱۵-۱۹)$$

$$m = 0.038 - 0.0155 \log t_1 \quad \text{(ارتفاع توده بین ۲۴ تا ۳۰ متر)} \qquad (۱۵-۲۰)$$

$$m = 0.0435 - 0.0183 \log t_1 \quad \text{(ارتفاع توده بیشتر از ۳۰ متر)} \qquad (۱۵-۲۱)$$

که در آن m برحسب متر در ماه و t_1 عمر متوسط توده‌ی دفن شده برحسب ماه می‌باشد. عمر متوسط را می‌توان به صورت زیر تعریف کرد (شکل ۱۵-۲۹).

$$t_1 = t - \frac{t_c}{2} \qquad (۱۵-۲۲)$$

که در آن:

t = زمان سپری شده از شروع دفن زباله

t_c = زمان سپری شده از اتمام دفن زباله

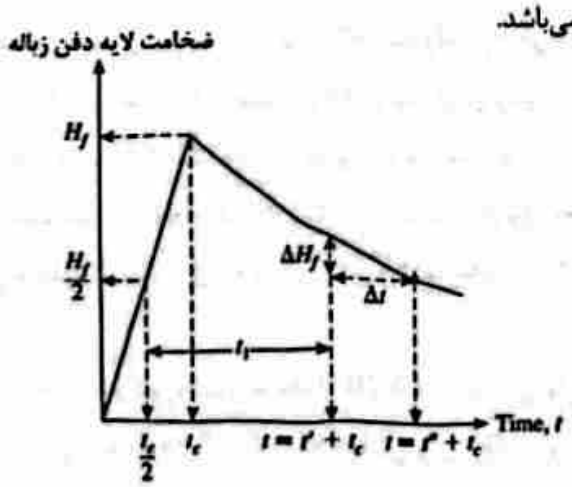
روابط ۱۵-۱۹، ۱۵-۲۰ و ۱۵-۲۱ برپایه‌ی اندازه‌گیری‌های انجام شده در مناطقی است که مقدار t_c برای آنها بین ۷۲ تا ۸۰ ماه است. برای داشتن ایده‌ای از زمان اتمام نشست منطقه‌ی دفن زباله، رابطه‌ی ۱۵-۱۹ را برای ارتفاع توده‌ی دفن شده مساوی ۱۲ متر و t_c را مساوی ۷۲ ماه در نظر بگیرید:

$$m = 0.0268 - 0.0116 \log t_1$$

یا:

$$\log t_1 = \frac{0.0268 - m}{0.0116}$$

برای m = 0 (یعنی نرخ نشست صفر)، مقدار t_1 حدود ۲۰۰ ماه به دست می‌آید. بنابراین نشست تا زمان t_1-200-36 = 164 = 2/t_c ماه (یعنی حدود ۱۴ سال) بعد از تکمیل دفن طول می‌کشد. این یک زمان نسبتاً طولانی است. این محاسبات نشان می‌دهد که هنگام ساخت شالوده برروی زمین‌های دفن زباله باید در مورد مسئله نشست بسیار دقیق بود. مقایسه‌ی روابط ۱۵-۱۹ تا ۱۵-۲۱ نشان می‌دهد که نرخ نشست با افزایش ارتفاع توده‌ی دفن شده، افزایش می‌یابد. لیکن برای توده‌هایی با ارتفاع بزرگتر از ۳۰ متر، نرخ نشست تابعی از عمق زباله‌ی دفن شده، نمی‌باشد.



شکل ۱۵-۲۹- نشست مناطق دفن زباله

این مسئله به علت آن است که فساد مواد آلی نزدیک به سطح زمین، اساساً ناشی از باکتری‌های هوازی است. برای توده‌های عمیق فساد کندتر خواهد بود. بنابراین برای ارتفاع‌های بزرگتر از ۳۰ متر انتظار نمی‌رود نرخ نشست سریعتر از نرخ مربوط به ارتفاع ۳۰ متر باشد.

ساور (۱۹۷۳) نیز رابطه‌ای برای محاسبه‌ی نشست زمین‌های دفن زباله پیشنهاد کرد:

$$\Delta H_f = \frac{\alpha H_f}{1+e}\log\left(\frac{t''}{t'}\right) \qquad (۱۵-۲۳)$$

که در آن:

H_f = ارتفاع توده‌ی دفن شده

e = نسبت تخلخل

α = ضریبی برای نشست

t'', t' = زمان (به شکل ۱۵-۲۹ مراجعه شود)

ΔH_f = نشست بین زمان‌های t' و t''

ضریب α بین حدود زیر قرار دارد:

$$\alpha = 0.09e \qquad \text{(برای شرایط مناسب برای فساد)} \qquad (۱۵-۲۴)$$

و

$$\alpha = 0.03e \qquad \text{(برای شرایط نامناسب برای فساد)} \qquad (۱۵-۲۵)$$

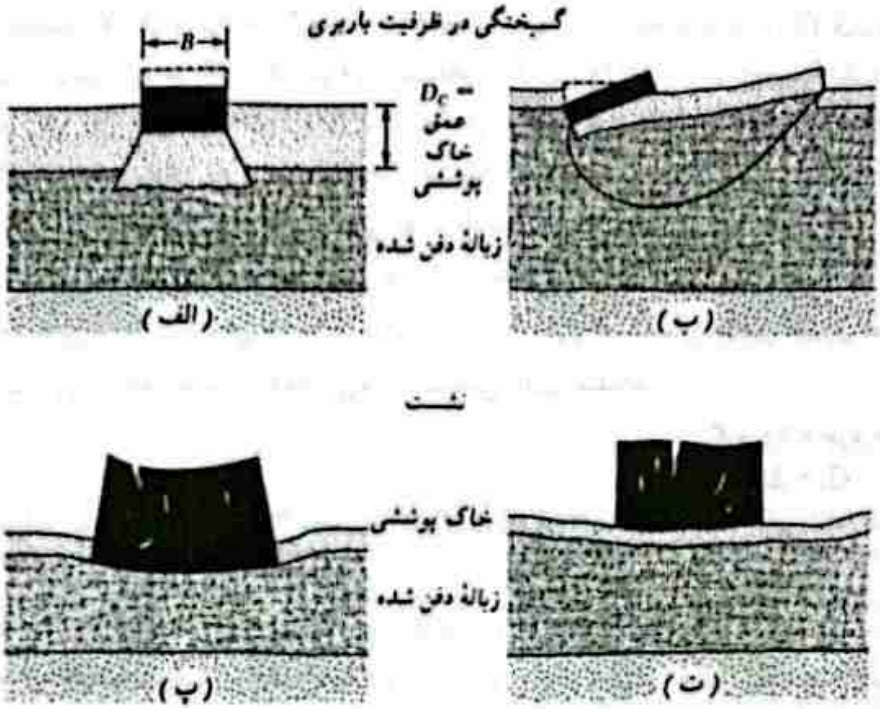
رابطه‌ی ۱۵-۲۳ شبیه به رابطه‌ی نشست تحکیم ثانویه می‌باشد.

۱۵-۱۵- ظرفیت باربری شالوده‌های متکی بر زمین‌های دفن زباله

شالوده‌های سطحی احداث شده برروی زمین‌های دفن زباله با پوششی از خاک متراکم شده، به دو صورت به ظرفیت باربری نهایی می‌رسند (ساور ۱۹۶۸). الف: به علت سوراخ شدن، ب: به علت دوران (شکل ۱۵-۳۰). گسیختگی برشی به واسطه‌ی سوراخ شدن (شکل ۱۵-۳۰- الف) وقتی رخ می‌دهد که عرض شالوده (B)، در مقام مقایسه با ضخامت خاک پوششی (D_C) نسبتاً کوچک باشد. لیکن وقتی که ضخامت خاک پوششی در مقام مقایسه با عرض شالوده نسبتاً کوچک باشد، و وقتی که مقاومت خاک پوششی کم باشد، گسیختگی برشی چرخشی ممکن است اتفاق بیفتد (شکل ۱۵-۳۰- ب). ظرفیت باربری مجاز شالوده‌های سطحی برای ساختمان‌های مسکونی و اداری سبک روی زمین‌های دفن زباله‌ها نباید از ۲۰ تا ۴۰ کیلونیوتن برمترمربع تجاوز نماید.

گاهی با افزایش ضخامت خاک متراکم پوششی به مقدار $D_C \geq 1.5\text{-}2B$، می‌توان ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی را افزایش داد، لیکن باید توجه کرد که افزایش وزن خاکریز و فرآیند تراکم می‌تواند باعث افزایش نشست نهایی ساختمان شود.

Scanned with CamScanner



شکل ۱۵-۳۰- گسیختگی برشی زیر شالوده‌های متکی بر زمین‌های دفن زباله (ساور ۱۹۶۸)

وقتی که توده‌ی دفن شده نسبتاً همگن باشد و روی آن ساختمان سبکی ساخته شود، طرح عمومی نشست ساختمان مشابه شکل ۱۵-۳۰- پ خواهد شد. در صورتی که توده‌ی مدفون همگن نبوده و در آن نواحی سخت مثل توده‌ی سنگی و یا مشابه وجود داشته باشد، طرح نشست مطابق شکل ۱۵-۳۰- ت غیریکنواخت خواهد بود. این نوع نشست می‌تواند صدمات جدی بر ساختمان داشته باشد.

در موارد زیادی استفاده از شالوده‌های پیوسته، نظیر شکل ۱۵-۶، می‌تواند در کاهش نشست‌های نسبی (نشست تفاضلی) موثر باشد. در صورت غیرقابل قبول بودن میزان نشست و یا در صورت سنگین بودن بارهای وارده، استفاده از شالوده‌های شمعی و یا پایه‌های عمیق لازم می‌شود. در این صورت قسمتی از شمع یا پایه‌ی عمیق که در ضخامت توده‌ی دفن شده قرار دارد، در خطر خوردگی می‌باشد، زیرا زباله‌های دفن شده در کنار رطوبت خاصیت خورندگی زیادی دارند. در صورت استفاده از شمع و یا پایه‌های عمیق، دال کف باید مستقل از تیر کف ریخته شود تا از ترک‌خوردگی به واسطه‌ی اختلاف نشست اجتناب شود، در غیر این صورت دال کف باید برای نیروهای وارده طراحی شود.

مسائل فصل پانزدهم

۱۵-۱- شکل ۱۵-۳ را که برپایه‌ی رابطه‌ی ۱۵-۵ و $G_s = 2.65$ حاصل شد، در نظر بگیرید. نمودار مشابهی برای γ_d در مقابل حد مایع با $G_s = 2.74$ رسم نموده و ناحیه‌ای را که در آن ماسه بادی به علت اشباع شدن می‌رُمبد، مشخص نمایید.

۱۵-۲- نهشته‌ی ماسه بادی طبیعی دارای وزن مخصوص خشک ۱۴/۵ کیلونیوتن برمترمکعب می‌باشد. حد مایع این خاک ۲۷ است. آیا احتمال رُمبندگی در این خاک وجود دارد. از رابطه‌ی ۱۵-۵ استفاده کرده و G_s را مساوی ۲/۶۶ در نظر بگیرید.

Scanned with CamScanner

۱۵-۳- ضخامت یک لایه‌ی رُمبنده ۳ متر است. فشار سربار موثر متوسط برروی این لایه‌ی رسی مساوی ۵۲ کیلونیوتن برمترمربع می‌باشد. یک نمونه‌ی دست‌نخورده از این خاک تحت آزمایش ادئومتر مضاعف قرار گرفت (به شکل ۱۵-۴ مراجعه شود). فشار پیش‌تحکیمی نمونه که از نمونه‌ی اشباع شده حاصل گردید، مساوی ۸۴ کیلونیوتن برمترمربع می‌باشد. آیا خاک در صحرا عادی تحکیم‌یافته است یا اضافه تحکیم یافته.

۱۵-۴- خاک قابل تورمی دارای ناحیه‌ی فعالی به ضخامت ۸ متر است. رطوبت طبیعی خاک ۲۰ درصد و حد مایع آن ۵۰ است. مطلوب است محاسبه‌ی تورم آزاد سطحی خاک به علت اشباع شدن.

۱۵-۵- مسئله‌ی ۱۵-۴ را با فرض حد مایع خاک مساوی ۶۰ تکرار کنید. سایر مقادیر تغییری نمی‌کنند.

۱۵-۶- نتایج زیر از یک آزمایش نشانه‌ی تورم آزاد سطحی حاصل شده‌اند.

گرم ۱۰ = جرم خاک خشک

$G_s = 2.71$

حجم رسوبات تورم یافته بعد از ۲۴ ساعت در آب مساوی ۲۶/۲ سانتیمتر مکعب می‌باشد. مطلوب است تعیین:

الف: نشانه‌ی تورم آزاد اصلاح شده

ب: توصیف پتانسیل تورم

۱۵-۷- مقطع خاک قابل تورمی دارای ناحیه‌ی فعالی به ضخامت ۵/۲ متر می‌باشد. شالوده‌ی سطحی قرار است در عمق ۱/۲ متر زیر سطح زمین ساخته شود. بر پایه‌ی آزمایش فشار تورم، نتایج زیر حاصل شده است.

عمق از سطح زمین (m)	تورم تحت فشار سربار و فشار تخمینی شالوده $s_{w(1)}$ (%)
1.2	3.0
2.2	2.0
3.2	1.2
4.2	0.55
5.2	0.0

مطلوب است محاسبه‌ی تورم کل در زیر شالوده.

۱۵-۸- مسئله‌ی ۱۵-۷ را با اطلاعات زیر تکرار نمایید (ضخامت ناحیه‌ی فعال ۷/۵ متر و عمق شالوده‌ی سطحی ۰/۷۵ می‌باشد).

عمق از سطح زمین (m)	تورم تحت فشار سربار و فشار تخمینی شالوده $s_{w(1)}$ (%)
0.75	4.7
1.5	3.85
3	2.45
4.5	1.3
6	0.4
7.5	0

Scanned with CamScanner

۱۵-۹- مسئله‌ی ۱۵-۷ را در نظر بگیرید. اگر تورم مجاز کلی ۲۰ میلیمتر باشد، مقدار لازم برای خاکبرداری زیر شالوده چقدر می‌باشد.

۱۵-۱۰- مسئله‌ی ۱۵-۸ را در نظر بگیرید. اگر تورم مجاز کل ۲۰ میلیمتر باشد، مقدار لازم برای خاکبرداری زیر شالوده چقدر می‌باشد.

۱۵-۱۱- شکل ۱۵-۲۶- ب را در نظر بگیرید. برای پایه‌ی عمیق اطلاعات زیر در دست است:

$Z = 9m$ و ضخامت لایه‌ی فعال

بار مرده = 1360 kN

بار زنده = 270 kN

قطر تنه‌ی پایه = $D_s = 1.05$ m

فشار تورم صفر برای رس موجود در ناحیه‌ی فعال = $600\ kN/m^2$

$\phi'_{ps} = 15°$

چسبندگی زهکشی نشده‌ی متوسط رس در اطراف کوره = $150\ kN/m^2$

مطلوب است تعیین قطر کوره (D_b). ضریب اطمینانی حدود ۲ در مقابل برکنش با فرض بار مرده و زنده مساوی صفر، لازم است.

۱۵-۱۲- در مسئله‌ی ۱۵-۱۱ اگر ضریب اطمینان لازم در مقابل برکنش، با ملحوظ کردن بار مرده لازم باشد، قطر کوره چقدر باید باشد.

منابع فصل پانزدهم

Abduljauwad, S. N. and Al-Sulaimani, G. J. (1993). "Determination of Swell Potential of Al-Qatif Clay," *Geotechnical Testing Journal*, American Society for Testing and Materials,Vol. 16, No. 4, pp. 469–484.

Altmeyer, W. T. (1955). "Discussion of Engineering Properties of Expansive Clays," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 81, No. SM2, pp. 17–19.

Benites, L. A. (1968). "Geotechnical Properties of the Soils Affected by Piping near the Benson Area, Cochise County, Arizona," M.S. Thesis, University of Arizona, Tucson.

Chen, F. H. (1988). *Foundations on Expansive Soils*, Elsevier, Amsterdam.

Clemence, S. P. and Finbarr, A. O. (1981). "Design Considerations for Collapsible Soils," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engi- neers, Vol. 107, No. GT3, pp. 305–317.

Clevenger, W. (1958). "Experience with Loess as Foundation Material," *Transactions*, American Society of Civil Engineers, Vol. 123, pp. 151–170.

Dakshanamanthy, V. and Raman, V. (1973). "A Simple Method of Identifying an Expansive Soil," *Soils and Foundations*, Vol. 13, No. 1, pp. 97–104.

Denisov, N. Y. (1951). *The Engineering Properties of Loess and Loess Loams*, Gosstroiizdat, Moscow.

Feda, J. (1964). "Colloidal Activity, Shrinking and Swelling of Some Clays," *Proceedings, Soil Mechanics Seminar*, Loda, IL, pp. 531–546.

Scanned with CamScanner

Gibbs, H. J. (1961). *Properties Which Divide Loose and Dense Uncemented Soils*, Earth Laboratory Report EM-658, Bureau of Reclamation, U.S. Department of the Interior, Washington, DC.

Gromko, G. J. (1974). "Review of Expansive Soils," *Journal of the Geotechnical Engineer- ing Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 100, No. GT6, pp. 667–687.

Handy, R. L. (1973). "Collapsible Loess in Iowa," *Proceedings, Soil Science Society of America*, Vol. 37, pp. 281–284.

Holtz, W. G. (1959). "Expansive Clays—Properties and Problems," *Journal of the Colorado School of Mines*, Vol. 54, No. 4, pp. 89–125.

Holtz, W. G. and Hilf, J. W. (1961). "Settlement of Soil Foundations Due to Saturation," *Proceedings, Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Paris, Vol. 1, 1961, pp. 673–679.

Houston, W. N. and Houston, S. L. (1989). "State-of-the-Practice Mitigation Measures for Collapsible Soil Sites," *Proceedings, Foundation Engineering: Current Principles and Practices*, American Society of Civil Engineers, Vol. 1, pp. 161–175.

Jennings, J. E. and Knight, K. (1975). "A Guide to Construction on or with Materials Exhibiting Additional Settlements Due to 'Collapse' of Grain Structure," *Proceedings, Sixth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Johannesburg, pp. 99–105.

Lutenegger, A. J. (1986). "Dynamic Compaction in Friable Loess," *Journal of Geotechni- cal Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 112, No. GT6, pp. 663–667.

Lutenegger, A. J. and Saber, R. T. (1988). "Determination of Collapse Potential of Soils," *Geotechnical Testing Journal*, American Society for Testing and Materials, Vol. 11. No. 3, pp. 173–178.

McKeen, R. G. (1992). "A Model for Predicting Expansive Soil Behavior," *Proceedings, Seventh International Conference on Expansive Soils*, Dallas, Vol. 1, pp. 1–6.

Nayak, N. V. and Christensen, R. W. (1974). "Swell Characteristics of Compacted Expan- sive Soils," *Clay and Clay Minerals*, Vol. 19, pp. 251–261.

O'Neill, M. W. and Poormoayed, N. (1980). "Methodology for Foundations on Expansive Clays," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 106, No. GT12, pp. 1345–1367.

Peck, R. B., Hanson, W. E., and Thornburn, T. B. (1974). *Foundation Engineering*, John Wiley & Sons, New York.

Priklonskii, V. A. (1952). *Gruntovedenic, Vtoraya Chast'*, Gosgeolzdat, Moscow. Raman, V.

(1967). "Identification of Expansive Soils from the Plasticity Index and the Shrinkage Index Data," *The Indian Engineer*, Vol. 11, No. 1, pp. 17–22.

Seed, H. B., Woodward, R. J., Jr., and Lundgren, R. (1962). "Prediction of Swelling Potential for Compacted Clays," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 88, No. SM3, pp. 53–87.

Semkin, V. V., Ermoshin, V. M., and Okishev, N. D. (1986). "Chemical Stabilization of Loess Soils in Uzbekistan," *Soil Mechanics and Foundation Engineering* (trans. from Russian), Vol. 23, No. 5, pp. 196–199.

Snethen, D. R. (1984). "Evaluation of Expedient Methods for Identification and Classifica- tion of Potentially Expansive Soils," *Proceedings, Fifth International Conference on Expansive Soils*, Adelaide, pp. 22–26.

Scanned with CamScanner

Snethen, D. R., Johnson, L. D., and Patrick, D. M. (1977). *An Evaluation of Expedient Methodology for Identification of Potentially Expansive Soils*, Report No. FHWA- RD-77-94, U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

Sowers, G. F. (1973). "Settlement of Waste Disposal Fills," *Proceedings, Eighth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, pp. 207–210.

Sowers, G. B. and Sowers, G. F. (1970). *Introductory Soil Mechanics and Foundations*, 3rd ed., Macmillan, New York.

Sridharan, A. (2005). "On Swelling Behaviour of Clays," *Proceedings, International Conference on Problematic Soils*, North Cyprus, Vol. 2, pp. 499–516.

Sridharan, A., Rao, A. S., and Sivapullaiah, P. V. (1986), "Swelling Pressure of Clays," *Geotechnical Testing Journal*, American Society for Testing and Materials, Vol. 9, No. 1, pp. 24–33.

Uniform Building Code (1968). *UBC Standard No. 29-2.*

Van Der Merwe, D. H. (1964), "The Prediction of Heave from the Plasticity Index and Percentage Clay Fraction of Soils," *Civil Engineer in South Africa*, Vol. 6, No. 6, pp. 103–106.

Vijayvergiya, V. N. and Ghazzaly, O. I. (1973). "Prediction of Swelling Potential of Natural Clays," *Proceedings, Third International Research and Engineering Conference on Expansive Clays*, pp. 227–234.

Weston, D. J. (1980). "Expansive Roadbed Treatment for Southern Africa," *Proceedings, Fourth International Conference on Expansive Soils*, Vol. 1, pp. 339–360.

Yen, B. C. and Scanlon, B. (1975). "Sanitary Landfill Settlement Rates," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 101, No. GT5, pp. 475–487.

Scanned with CamScanner

فصل شانزدهم

فشار جانبی خاک، حالت سکون، رانکین و کولمب

۱۶-۱- معرفی

سازه‌های حایل[1] خاک نظیر دیوارهای حایل[2]، دیوارهای زیرزمین[3]، و دیوارهای ساحلی[4] که در مهندسی پی برای حفاظت جداره‌ی شیروانی‌های خاکی مورد استفاده قرار می‌گیرند، تحت تاثیر فشارهای رانشی خاک قرار دارند. طرح صحیح این دیوارها ایجاب می‌کند که شناخت دقیقی از نیروهای جانبی ایجاد شده بین خاک و سازه داشته باشیم. این نیروها بر اثر فشارهای جانبی خاک ایجاد می‌شوند. بزرگی و توزیع فشار جانبی خاک به پارامترهای بسیاری بستگی دارد، ازجمله پارامترهای مقاومت برشی خاکی که محافظت شده است، شیب سطح خاکریز، ارتفاع و شیب دیوار حائل در سطح مشترک خاکریز و دیوار، حرکت دیوار تحت فشارهای جانبی و چسبندگی و زاویه‌ی اصطکاک در سطح مشترک دیوار و خاکریز. در این فصل نظریه‌های مختلف فشار جانبی خاک مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۱۶-۲- فشار خاک در حال سکون[5]، محرک (اکتیو) و مقاوم (پاسیو)

توده‌ی خاکی مطابق شکل ۱۶-۱- الف در نظر گرفته می‌شود. سمت چپ این توده‌ی خاک، محدود به دیوار بدون اصطکاک AB می‌باشد که تا عمق بی‌نهایت ادامه دارد. یک جزء کوچک خاک در عمق z، تحت فشار موثر قائم σ'_o و فشار موثر افقی σ'_h قرار دارد. هیچگونه تنش برشی درصفحات قائم و افقی جزء خاک وجود ندارد. نسبت σ'_h به σ'_o به صورت پارامتر بدون بعد K تعریف می‌شود.

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_o} \qquad (۱-۱۶)$$

حال با تمرکز روی دیوارهای حائل، سه حالت احتمالی ممکن است به وجود آید که در ادامه تشریح می‌گردند:

حالت ۱. اگر دیوار AB ساکن باشد، یعنی هیچ‌گونه حرکتی به سمت چپ یا راست نسبت به وضعیت اولیه نداشته باشد، توده‌ی خاک در حال تعادل استاتیکی خواهد بود. در چنین حالتی، نسبت تنش افقی به تنش قائم، ضریب فشار جانبی خاک در حال سکون[6] نامیده شده و با K_o نشان داده می‌شود:

$$K = K_o = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_o} \qquad (۲-۱۶)$$

که در آن:

K_o = ضریب فشار خاک در حال سکون

---

1 - Retaining structure
2 - Retaining wall (دیوار نگهبان)
3 - Basement wall
4 - Bulkhead
5 - Earth pressure at rest
6 - Coefficient of earth pressure at rest

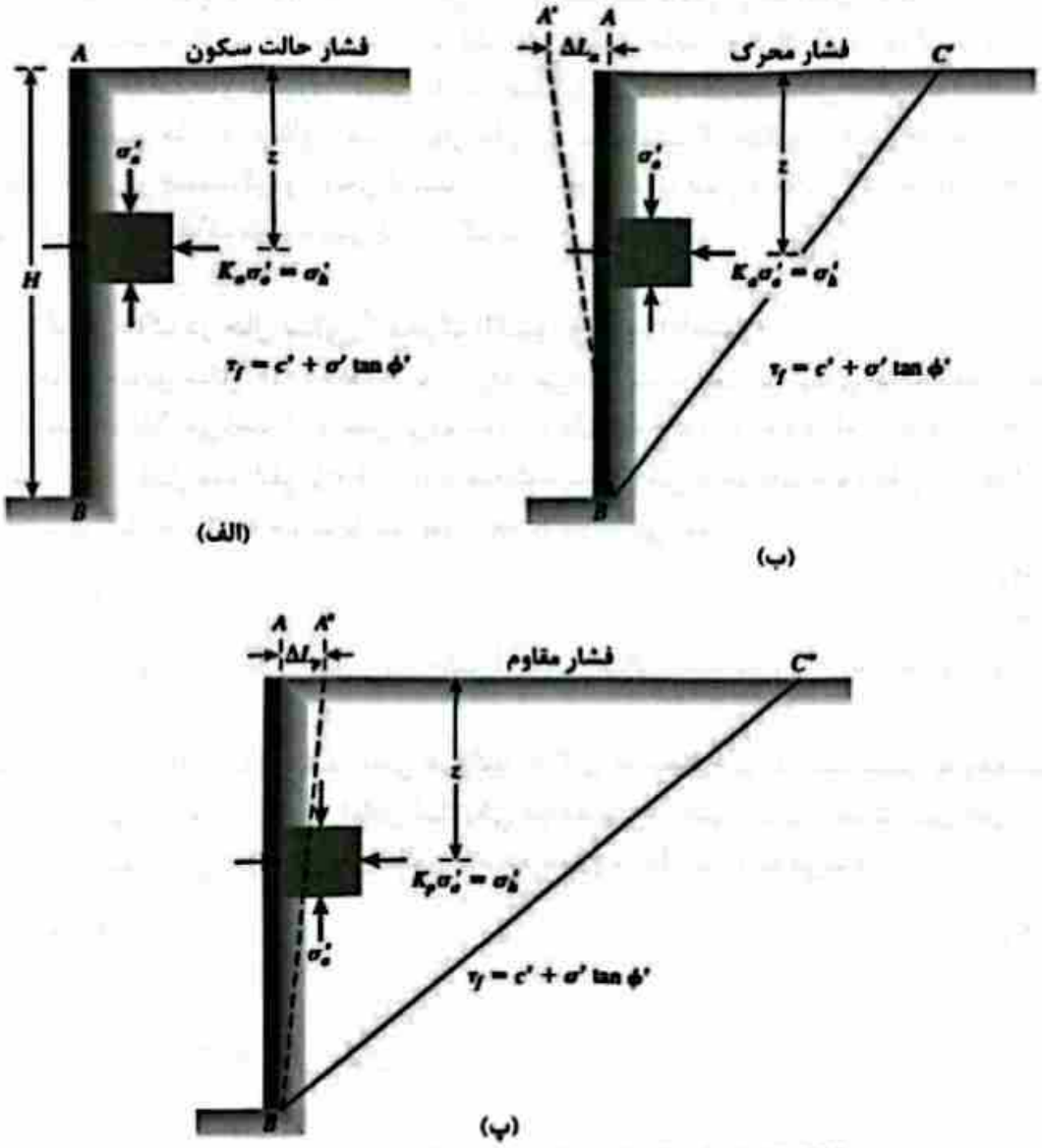
Scanned with CamScanner

حالت ۲. اگر دیوار بدون اصطکاک حول نقطه‌ی پای آن به میزان قابل توجهی دوران یافته و در موقعیت A′B قرار گیرد (شکل ۱۶-۱- ب)، توده‌ی مثلثی شکل خاک ABC′ مجاور دیوار در حالت تعادل پلاستیک خواهد بود و به سمت صفحه‌ی BC′ تمایل می‌یابد.

در این حالت، تنش موثر افقی، $\sigma'_h = \sigma'_a$ فشار جانبی خاک در حالت محرک نامیده می‌شود:

$$K = K_a = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_o} = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_o} \qquad (۳-۱۶)$$

که در آن K_a ضریب فشار خاک در حالت محرک (اکتیو) نامیده می‌شود.



شکل ۱۶-۱- معرفی فشارهای حالت سکون، محرک و مقاوم
(نکته: دیوار AB بدون اصطکاک است)

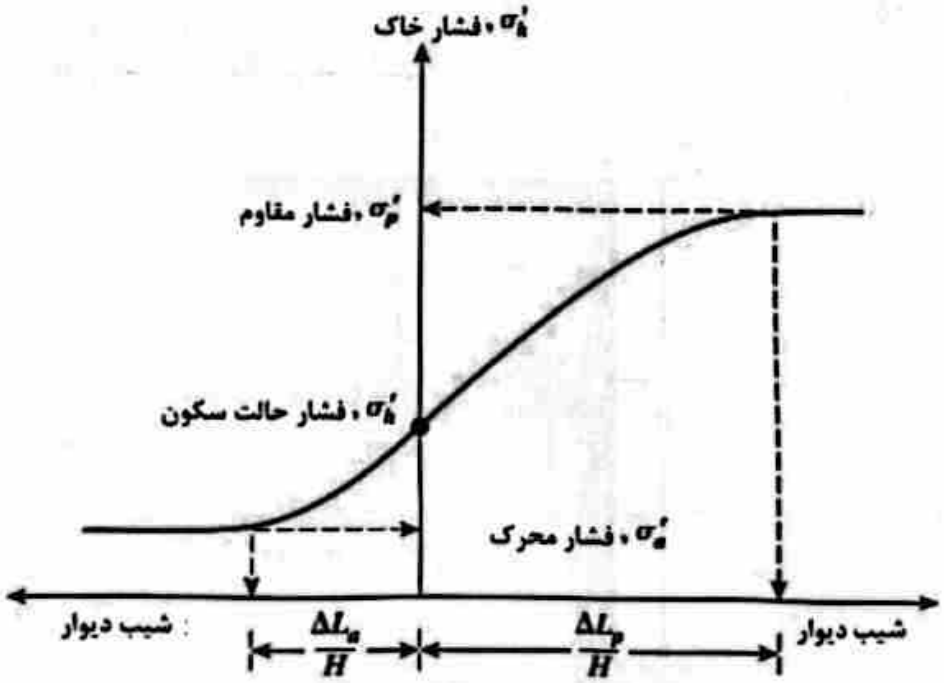
حالت ۳. اگر دیوار بدون اصطکاک حول نقطه‌ی پای آن به میزان قابل توجهی دوران یابد و در موقعیت $A''B$ قرار گیرد (شکل ۱۶-۱- پ)، توده‌ی مثلثی شکل خاک ABC'' در حالت تعادل پلاستیک خواهد بود و به سمت صفحه‌ی BC'' متمایل می‌شود.

حال تنش موثر افقی، $\sigma'_h = \sigma'_p$، فشار جانبی خاک در حالت مقاوم نامیده می‌شود:

$$K = K_p = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_o} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} \qquad (۴-۱۶)$$

که در آن K_p ضریب فشار خاک در حالت مقاوم نامیده می‌شود.

شکل ۱۶-۲ تغییرات طبیعی فشار جانبی خاک با شیب دیوار را نشان می‌دهد. مقادیر $\frac{\Delta L_a}{H}$ (ΔL_a برابر است با $A'A$ در شکل ۱۶-۱- ب) و $\frac{\Delta L_p}{H}$ (ΔL_p برابر است با $A''A$ در شکل ۱۶-۱- پ) برای دستیابی به حالت‌های محرک و مقاوم در خاک‌های مختلف در جدول ۱۶-۱ ارائه شده است.



شکل ۱۶-۲- تغییرات مقدار فشار جانبی خاک با شیب دیوار

جدول ۱۶-۱- مقادیر معمول $\Delta L_a/H$ و $\Delta L_p/H$

انواع خاک	$\Delta L_a/H$	$\Delta L_p/H$
ماسه‌ی شل و غیرمتراکم	0.001-0.002	0.01
ماسه‌ی متراکم	0.0005-0.001	0.005
رس نرم	0.02	0.04
رس سخت	0.01	0.02

Scanned with CamScanner

فشار جانبی خاک در حالت سکون

۱۶-۳- فشار خاک در حالت سکون

مفهوم اساسی فشار خاک در حالت سکون در بخش قبل شرح داده شد. به منظور تعریف ضریب فشار خاک در حال سکون، K_o به شکل ۱۶-۳ مراجعه می‌شود که در آن دیوار AB خاک خشکی به وزن مخصوص γ را نگهداری و محافظت می‌کند. دیوار در حالت استاتیکی می‌باشد. در عمق z داریم:

σ'_o = تنش قائم موثر $= \gamma z$

σ'_h = تنش افقی موثر $= K_o \gamma z$

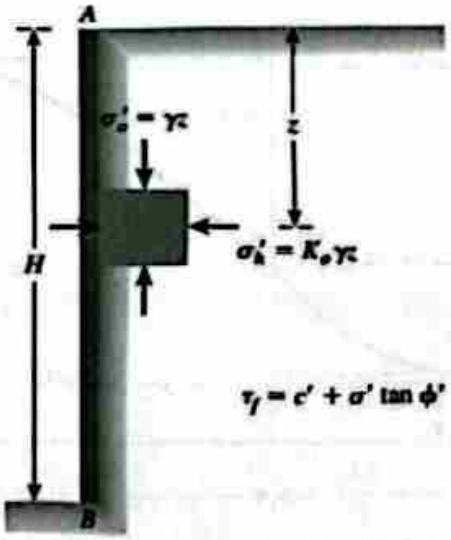
بنابراین:

$$K_o = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_o} = \text{ضریب فشارخاک درحالت سکون}$$

برای خاک‌های درشت‌دانه، ضریب فشار خاک درحالت سکون می‌تواند با استفاده از رابطه‌ی تجربی زیر (جکی، ۱۹۴۴) تخمین زده شود:

$$K_o = 1 - \sin\phi' \qquad (۵-۱۶)$$

که در آن ϕ'، زاویه‌ی اصطکاک زهکشی شده است.



شکل ۱۶-۳- فشار خاک در حال سکون

جهت طراحی دیوار حائل که تحت تاثیر فشار جانبی خاک در حال سکون است، باید دقت کافی در زمینه‌ی ارزیابی مقدار K_o به عمل آید. شریف، و فنگ (۱۹۸۴) در آزمون‌های آزمایشگاهی خود، نشان دادند که رابطه‌ی جکی برای K_o (رابطه‌ی ۱۶-۵)، نتایج خوبی در حالتی که خاکریز از ماسه‌ی شل است، به دست می‌دهد. لیکن برای خاکریز ماسه‌ای متراکم، نتایج دست پایین است. این مسئله ناشی از فرآیند تراکم می‌باشد. به همین علت رابطه‌ی زیر را برای مقاصد طراحی ارائه نمودند.

Scanned with CamScanner

$$K_o = (1-\sin\phi) + \left[\frac{\gamma_d}{\gamma_{d(min)}} - 1\right] 5.5 \qquad (۶-۱۶)$$

که در آن:

γ_d = وزن مخصوص خشک واقعی ماسه‌ی پشت دیوار در وضعیت متراکم

$\gamma_{d(min)}$ = وزن مخصوص خشک ماسه در شل‌ترین حالت (فصل ۲)

این افزایش مشاهده شده در مقدار K_o از رابطه‌ی ۱۶-۶ (در مقایسه با رابطه‌ی ۱۶-۵) ناشی از تحکیم می‌باشد. به این منظور، ماین و کولهاوی در سال ۱۹۸۲ پس از ارزیابی ۱۷۱ نمونه خاک، فرم اصلاح شده‌ای را برای رابطه‌ی ۱۶-۵ ارائه دادند:

$$K_o = (1-\sin\phi')(OCR)^{\sin\phi'} \qquad (۷-۱۶)$$

که در آن:

OCR = نسبت پیش‌تحکیمی

$$OCR = \frac{\text{فشار پیش‌تحکیمی، } \sigma'_c}{\text{فشار موثر سربار موجود، } \sigma'_o}$$

رابطه‌ی ۱۶-۷ برای خاک‌های در محدوده رس تا شن صادق می‌باشد.

برای خاک‌های ریزدانه و خاک‌های عادی تحکیم یافته، ماسارچ (۱۹۷۹) رابطه‌ی زیر را برای K_o پیشنهاد نموده است.

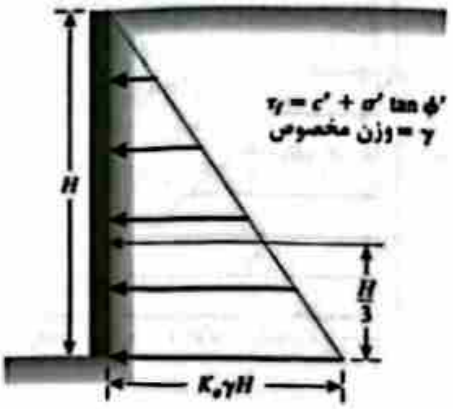
$$K_o = 0.44 + 0.42\left[\frac{PI(\%)}{100}\right] \qquad (۸-۱۶)$$

برای رس‌های پیش‌تحکیم یافته، ضریب فشار خاک در حالت سکون، تقریباً برابر است با:

$$K_o \text{ (پیش‌تحکیمی)} = K_o \text{ (عادی تحکیمی)} \sqrt{OCR} \qquad (۹-۱۶)$$

شکل ۱۶-۴ توزیع فشار جانبی خاک در حالت سکون را بر دیوار حائلی به ارتفاع H مجاور خاک خشکی به وزن مخصوص γ نشان می‌دهد. نیروی کل واحد طول دیوار، P_o برابر است با مساحت زیر نمودار فشار. بنابراین:

$$P_o = \frac{1}{2} K_o \gamma H^2 \qquad (۱۰-۱۶)$$



شکل ۱۶-۴- توزیع فشار جانبی خاک در حالت سکون بر دیوار حائل خاک

۱۶-۴- فشار خاک در حال سکون برای خاک نیمه‌غوطه‌ور

شکل ۱۶-۵- الف دیواری به ارتفاع H را نشان می‌دهد. سطح آب زیرزمینی در عمق H_1 از سطح زمین قرار دارد و در طرف دیگر دیوار، آب مشاهده نمی‌شود. برای $z \le H_1$، فشار جانبی خاک در حال سکون از رابطه‌ی $\sigma'_h = K_o \gamma z$ به دست می‌آید. تغییرات σ'_h با عمق توسط مثلث ACE در شکل ۱۶-۵- الف نشان داده شده است. لیکن برای $z \ge H_1$ (یعنی زیر سطح آب زیرزمینی)، فشار جانبی وارد بر دیوار، با استفاده از مولفه‌های تنش موثر و فشار آب حفره‌ای به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\sigma'_o = \gamma H_1 + \gamma'(z - H_1) \quad \text{(11-16)}$$

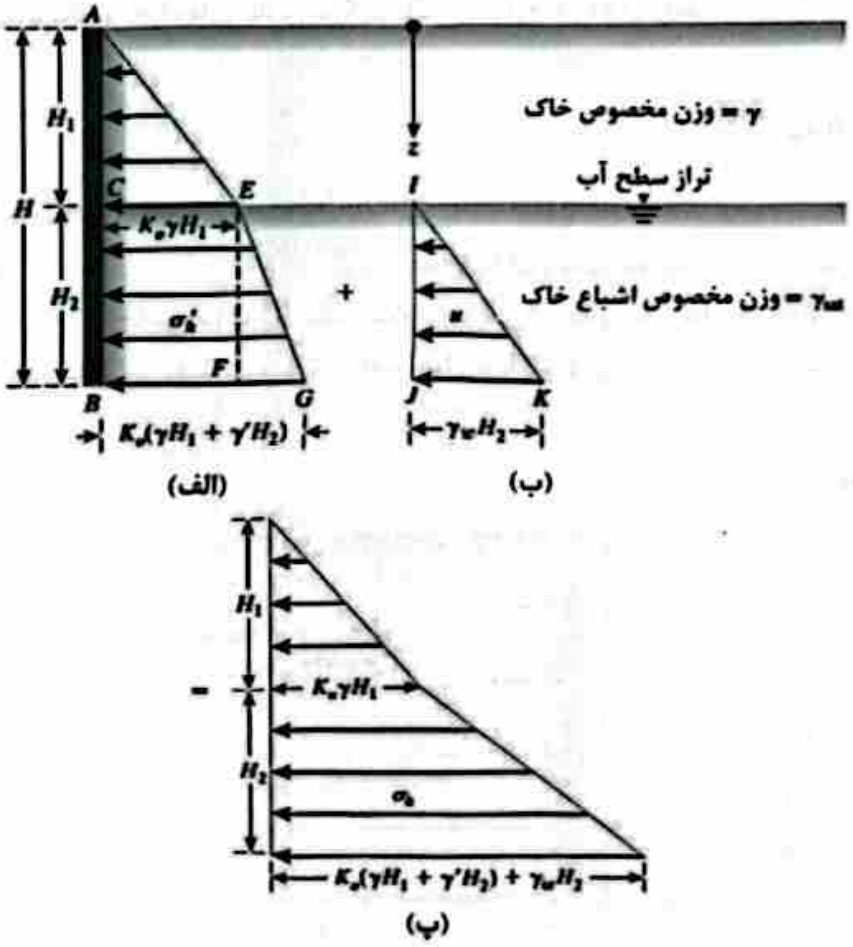
فشار قائم موثر =

که در آن $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$، وزن مخصوص غوطه‌ور (موثر) خاک است. بنابراین فشار جانبی موثر در حالت سکون برابر است با:

$$\sigma'_h = K_o \sigma'_o = K_o \left[\gamma H_1 + \gamma'(z - H_1)\right] \quad \text{(12-16)}$$

تغییرات σ'_h با عمق در شکل ۱۶-۵- الف توسط ذوزنقه‌ی CEGB نشان داده شده است. با استفاده از اصول استاتیک سیالات، فشار جانبی به علت فشار آب حفره‌ای برابر است با:

$$u = \gamma_w (z - H_1) \quad \text{(13-16)}$$



شکل ۱۶-۵- توزیع فشار خاک در حالت سکون برای خاک نیمه‌غوطه‌ور

تغییرات u با عمق در شکل ۱۶-۵- ب نشان داده شده است.

بنابراین فشار جانبی کلی در عمق $z \geq H_1$ برابر است با:

$$\begin{aligned}\sigma_h &= \sigma'_h + u \\ &= K_o\left[\gamma H_1 + \gamma'(z - H_1)\right] + \gamma_w (z - H_1)\end{aligned} \qquad (۱۶-۱۴)$$

نیروی وارد بر واحد طول دیوار با جمع کردن سطوح زیر نمودارهای فشار در شکل ۱۶-۵- الف و ب به دست می‌آید: (شکل ۱۶-۵- پ)

$$P_o = \underbrace{\frac{1}{2}K_o\gamma H_1^2}_{\text{مساحت ACE}} + \underbrace{K_o\gamma H_1 H_2}_{\text{مساحت CEFB}} + \underbrace{\frac{1}{2}(K_o\gamma' + \gamma_w)H_2^2}_{\text{مساحت EFG و IJK}} \qquad (۱۶-۱۵)$$

مثال ۱۶-۱

شکل ۱۶-۶- الف دیوار حائلی به ارتفاع ۴/۵ متر را نشان می‌دهد. از انتقال جانبی دیوار جلوگیری شده است. نیروی جانبی P_o را به ازای واحد طول دیوار محاسبه کنید. همچنین موقعیت نیروی مهاری را تعیین کنید. فرض شود که برای ماسه OCR = 2 می‌باشد.

حل:

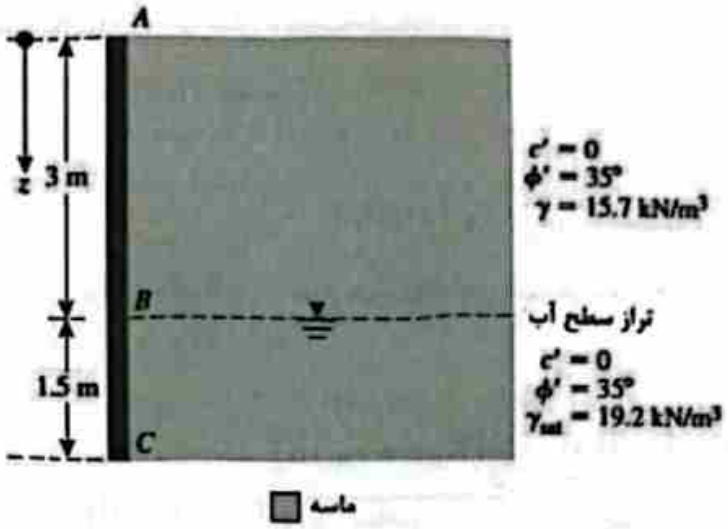
$$\begin{aligned}K_o &= (1 - \sin\phi')(OCR)^{\sin\phi'} \\ &= (1 - \sin 35)(2)^{\sin 35} = 0.6345\end{aligned}$$

در $z = 0$: $\sigma'_o = 0$; $\sigma'_h = 0$; $u = 0$

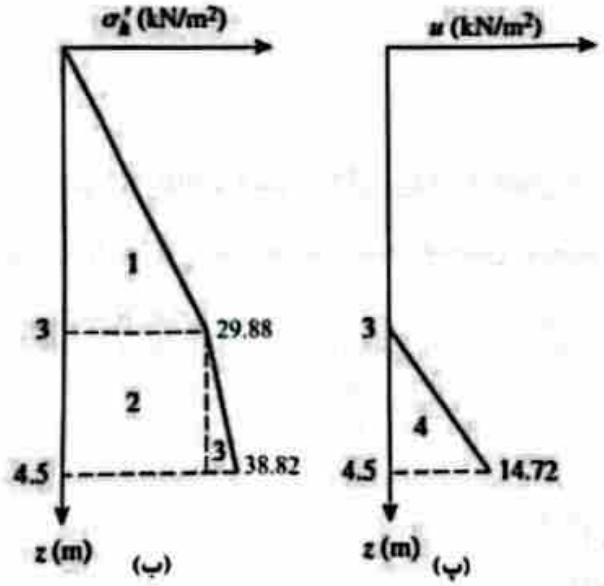
در $z = 3\text{m}$: $\sigma'_o = (3)(15.7) = 47.1\ \text{kN/m}^2$

$$\sigma'_h = K_o\sigma'_o = (0.6345)(47.1) = 29.88\ \text{kN/m}^2$$

$$u = 0$$



(الف)



شکل ۱۶-۶

در $z = 4.5$:

$$\sigma'_o = (3)(15.7) + (1.5)(19.2 - 9.81) = 61.19 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_h = K_o \sigma'_o = (0.6345)(61.19) = 38.82 \text{ kN/m}^2$$

$$u = (1.5)(\gamma_w) = (1.5)(9.81) = 14.72 \text{ kN/m}^2$$

تغییرات σ'_h و u با عمق در اشکال ۱۶-۶- ب و ۱۶-۶- پ نشان داده شده است.

P_o = نیروی جانبی سطح ۱ + سطح ۲ + سطح ۳ + سطح ۴

یا

$$P_o = \left(\frac{1}{2}\right)(3)(29.88) + (1.5)(29.88) + \left(\frac{1}{2}\right)(1.5)(8.94) + \left(\frac{1}{2}\right)(1.5)(14.72)$$
$$= 44.82 + 44.82 + 6.705 + 11.04 = 107.4 \text{ kN/m}$$

موقعیت نیروی مهاری که از قسمت پایین دیوار اندازه‌گیری شده است عبارت است از:

$$\bar{z} = \frac{\text{ممان دیاگرام فشار حول نقطه‌ی } \sum C}{P_o}$$

یا:

$$\bar{z} = \frac{(48.82)\left(1.5 + \frac{3}{3}\right) + (48.82)\left(\frac{1.5}{2}\right) + (6.705)\left(\frac{1.5}{3}\right) + (11.04)\left(\frac{1.5}{3}\right)}{107.4} = 1.56\text{m}$$

مثال ۱۶-۲

شکل ۱۶-۷- الف دیوار حائل قائمی را که از ریزش خاکریز ماسه‌ای واقع بر لایه‌ی رسی جلوگیری می‌کند نشان می‌دهد. مقدار نیروی برآیند حالت سکون را به ازای واحد طول دیوار (P_o) بدست آورید.

حل:

برای ماسه داریم: $\phi' = 34°$ و $OCR = 2$.

از رابطه‌ی ۱۶-۷:

$$K_{o\,(\text{ماسه})} = (1 - \sin\phi')(OCR)^{\sin\phi'} = (1 - \sin 34)(2)^{\sin 34} \approx 0.65$$

برای رس داریم: $PL = 14$ و $LL = 36$. بنابراین: $PI = 36 - 14 = 22$. از رابطه‌ی ۱۶-۸ و ۱۶-۹ داریم:

$$K_{o\,(\text{رس})} = \left\{0.44 + 0.42\left[\frac{PI(\%)}{100}\right]\right\}(OCR)^{0.5} = \left[0.44 + (0.42)\left(\frac{22}{100}\right)\right](3)^{0.5} = 0.922$$

در $z = 0$: $\sigma'_o = 0$

$u = 0$

در $z = 4\text{m}(-)$: $\sigma'_o = 4 \times 18 = 72 \text{ kN/m}^2$

$\sigma'_h = K_{o(\text{ماسه})}\sigma'_o = (0.65)(72) = 46.8 \text{kN/m}^2$

$u = 0$

در $z = 4\text{m}(+)$: $\sigma'_h = K_{o(\text{رس})}\ \sigma'_o = (0.922)(72) = 66.38 \text{ kN/m}^2$

$u = 0$

در $z = 6\text{m}(+)$: $\sigma'_o = (18 \times 4) + (19 - 9.81)(2) = 72 + 18.38 = 90.38 \text{ kN/m}^2$

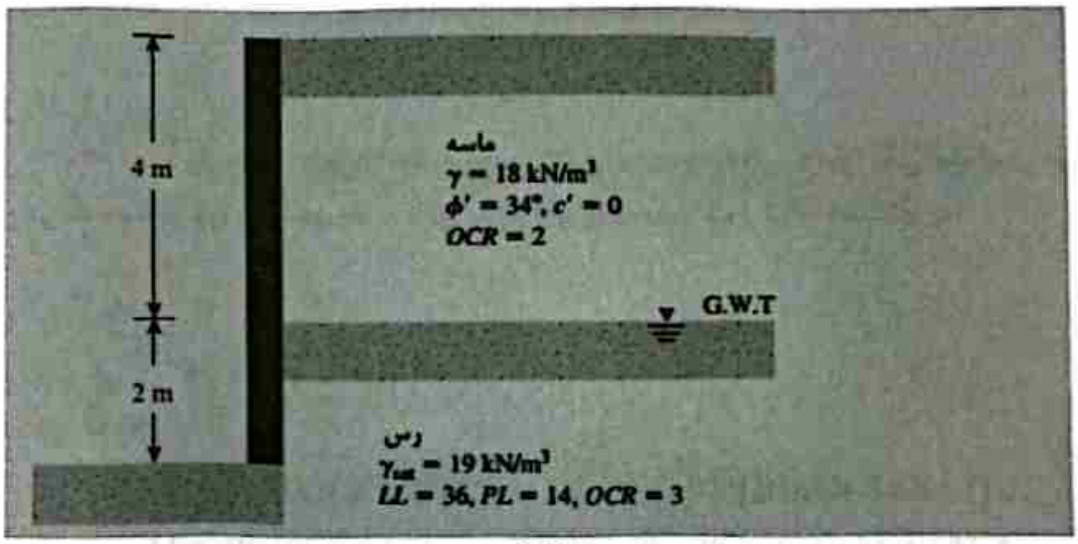
Scanned with CamScanner

$$\sigma'_h = K_{o(\text{رس})}\,\sigma'_o = (0.922)(90.38) = 83.33\,\text{kN/m}^2$$
$$u = 2\gamma_w = (2)(9.81) = 19.62\ \text{kN/m}^2$$

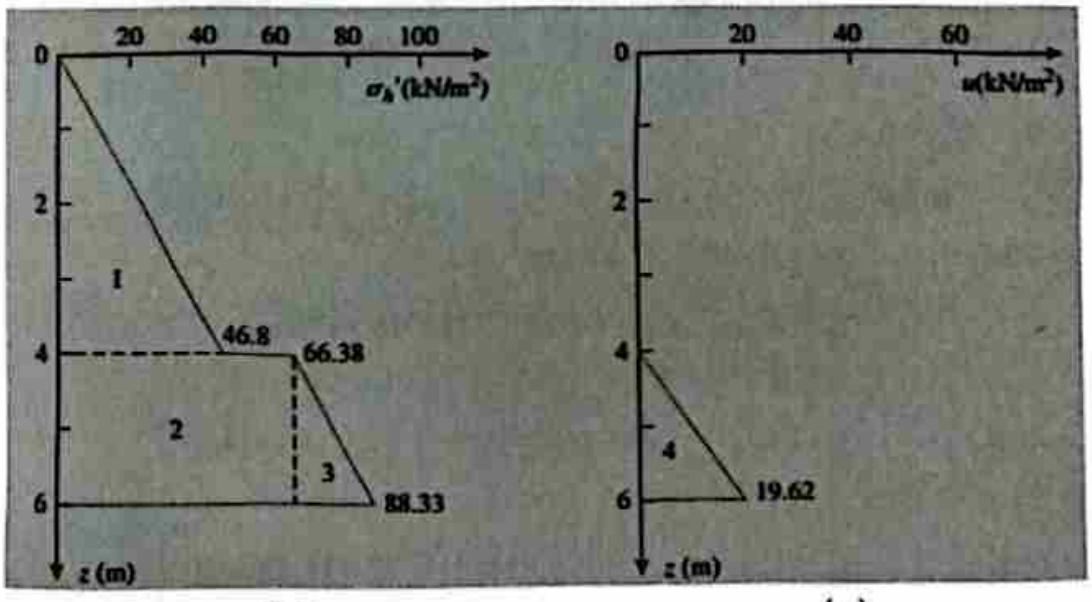
تغییرات σ'_h و u با z در اشکال ۱۶-۷- ب و ۱۶-۷- پ نشان داده شده‌اند. بنابراین:

P_o = سطح ۱ + سطح ۲ + سطح ۳ + سطح ۴

$$= \left(\tfrac{1}{2}\right)(4)(46.8) + (2)(66.38) + \left(\tfrac{1}{2}\right)(88.33 - 66.38)(2) + \left(\tfrac{1}{2}\right)(2)(19.62)$$
$$= 93.6 + 132.76 + 21.95 + 19.62 = 267.93\ \text{kN/m}$$



(الف)



(ب) (پ)

شکل ۱۶-۷

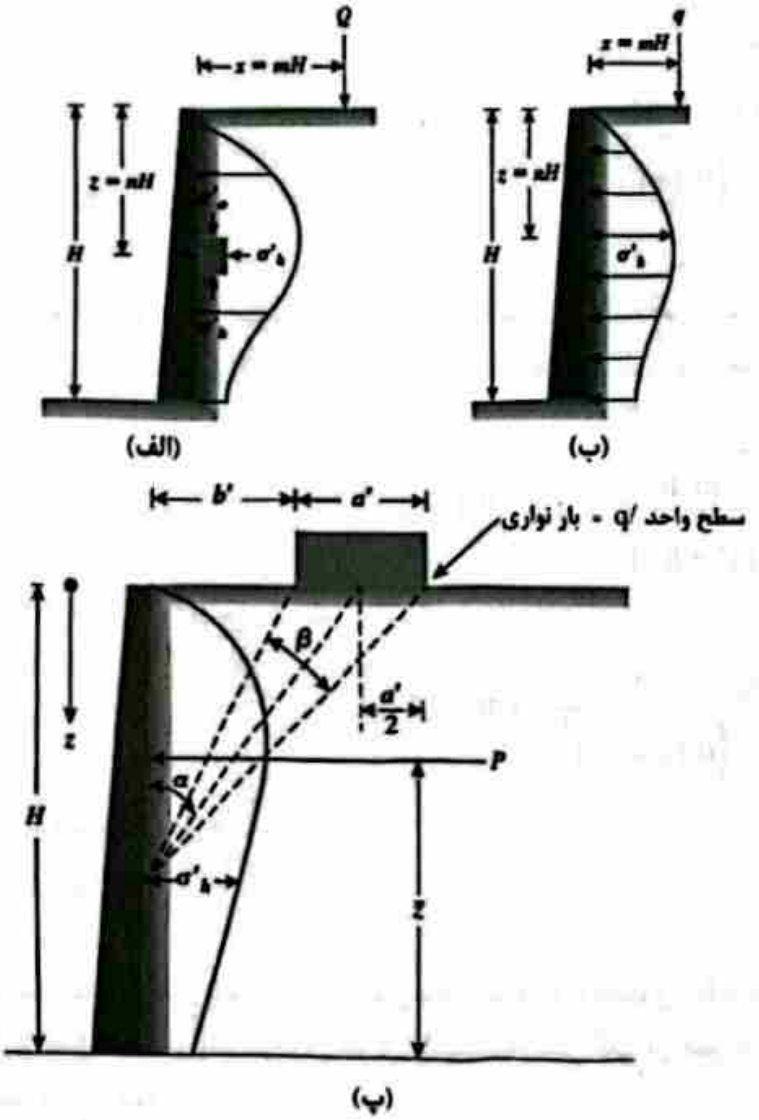
۱۶-۵- فشار جانبی ناشی از سربار بر دیوارهای حائل بدون تغییرشکل جانبی- براساس تئوری الاستیسیته

سربار نقطه‌ای

روابط محاسبه‌ی تنش‌های قائم در محیط خاکی همگن، الاستیک و ایزوتروپ ناشی از اعمال بار نقطه‌ای روی سطح خاک در فصل ۸ ارائه شدند.

حال از روابط فصل هشتم برای تعیین فشار جانبی وارد شده بر دیوار حائل به علت بار نقطه‌ای Q که بر سطح خاکریز وارد شده است، (شکل ۱۶-۸- الف) استفاده می‌شود. با منظور کردن $y = 0$ و $\mu = 0.5$ می‌توان نوشت:

$$\sigma'_h = \frac{Q}{2\pi}\left(\frac{3x^2z}{L^5}\right) \qquad (۱۶-۱۶)$$



شکل ۱۶-۸- فشار جانبی بر دیوار حائل ناشی از: (الف) بار نقطه‌ای، (ب) بار خطی، (پ) بار نواری

که در آن $L=\sqrt{x^2+z^2}$ می‌باشد. با جایگزینی $x=mH$ و $z=nH$ در رابطه‌ی ۱۶-۱۶ داریم:

$$\sigma'_h=\frac{3Q}{2\pi H^2}\frac{m^2n}{\left(m^2+n^2\right)^{5/2}} \qquad (۱۶-۱۷)$$

تنش افقی بیان شده توسط رابطه‌ی ۱۶-۱۷ اثرات مهارشدگی دیوار را شامل نشده است. این عبارت در قالب آزمایش‌های با مقیاس بزرگ توسط گربر (۱۹۲۹) و اسپنگلر (۱۹۳۸) مورد بررسی قرار گرفته است. براین اساس، رابطه‌ی ۱۶-۱۷ به صورت زیر اصلاح گردیده است:

برای $m>0.4$,

$$\sigma'_h=\frac{1.77Q}{H^2}\frac{m^2n^2}{\left(m^2+n^2\right)^3} \qquad (۱۶-۱۸)$$

برای $m\le 0.4$,

$$\sigma'_h=\frac{0.28Q}{H^2}\frac{n^2}{\left(0.16+n^2\right)^3} \qquad (۱۶-۱۹)$$

سربارخطی

شکل ۱۶-۸- ب توزیع فشار جانبی در مقابل وجه عمودی دیوار ناشی از سربار خطی را نشان می‌دهد. فرم اصلاح شده‌ی روابط (مشابه رابطه‌های ۱۶-۱۸ و ۱۶-۱۹ برای سربار نقطه‌ای) برای سربار خطی عبارت است از:

$$\sigma'_h=\frac{4q}{\pi H}\frac{m^2n}{\left(m^2+n^2\right)^2} \quad (\text{برای } m>0.4) \qquad (۱۶-۲۰)$$

و

$$\sigma'_h=\frac{0.203q}{H}\frac{n}{\left(0.16+n^2\right)^2} \quad (\text{برای } m\le 0.4) \qquad (۱۶-۲۱)$$

که در آن q سربار وارد بر واحد طول می‌باشد.

سربار نواری

شکل ۱۶-۸- پ نشان دهنده‌ی سربار نواری با شدت q بر واحد سطح که به فاصله‌ی b' از دیواری به ارتفاع H بر سطح خاکریز اعمال شده می‌باشد. براساس تئوری الاستیسیته، تنش افقی در عمق z بر سازه‌ی حائل می‌تواند به صورت زیر بیان شود:

$$\sigma'_h=\frac{q}{\pi}\left(\beta-\sin\beta\cos 2\alpha\right) \qquad (۱۶-۲۲)$$

Scanned with CamScanner

زوایای α و β در شکل ۱۶-۸- پ تعریف شده‌اند. برای رفتار واقعی خاک (از اثر مهاری دیوار) رابطه‌ی قبل می‌تواند به صورت اصلاح شده‌ی زیر درآید:

$$\sigma'_h = \frac{2q}{\pi}(\beta - \sin\beta\cos 2\alpha) \qquad (۲۳-۱۶)$$

توزیع طبیعی σ'_h با عمق در شکل ۱۶-۸- پ نشان داده شده است. نیروی P به ازای واحد طول دیوار ناشی از بار نواری می‌تواند با انتگرال‌گیری σ'_h در محدوده‌ی z از 0 تا H بدست آید.
نیروی کل P بر واحد طول ناشی از بار نواری تنها (جارکو ۱۹۸۱) به صورت زیر بیان می‌گردد:

$$P = \frac{q}{90}\left[H(\theta_2 - \theta_1)\right] \qquad (۲۴-۱۶)$$

که در آن:

$$\theta_1 = \tan^{-1}\left(\frac{b'}{H}\right) \quad \text{(برحسب درجه)} \qquad (۲۵-۱۶)$$

$$\theta_2 = \tan^{-1}\left(\frac{a'+b'}{H}\right) \quad \text{(برحسب درجه)} \qquad (۲۶-۱۶)$$

موقعیت $\bar{z}$ در شکل ۱۶-۸- پ (محل نیروی برآیند) برابر است با:

$$\bar{z} = H - \left[\frac{H^2(\theta_2 - \theta_1) + (R - Q) - 57.3a'H}{2H(\theta_2 - \theta_1)}\right] \qquad (۲۷-۱۶)$$

که در آن:

$$R = (a'+b')^2(90 - \theta_2) \qquad (۲۸-۱۶)$$

$$Q = b'^2(90 - \theta_1) \qquad (۲۹-۱۶)$$

مثال ۱۶-۳

دیوار حائل نشان داده شده در شکل ۱۶-۹- الف را در نظر بگیرید که در آن H = 3m است. بار خطی به میزان 11.5 kN/m بر سطح زمین و به موازات تاج دیوار به فاصله‌ی ۱/۵ متر از وجه پشتی دیوار واقع شده است. افزایش نیروی جانبی را بعلت بار خطی به ازای واحد طول تعیین کنید. از رابطه‌ی اصلاح شده‌ی بخش ۱۶-۵ استفاده کنید.

حل:

داریم:

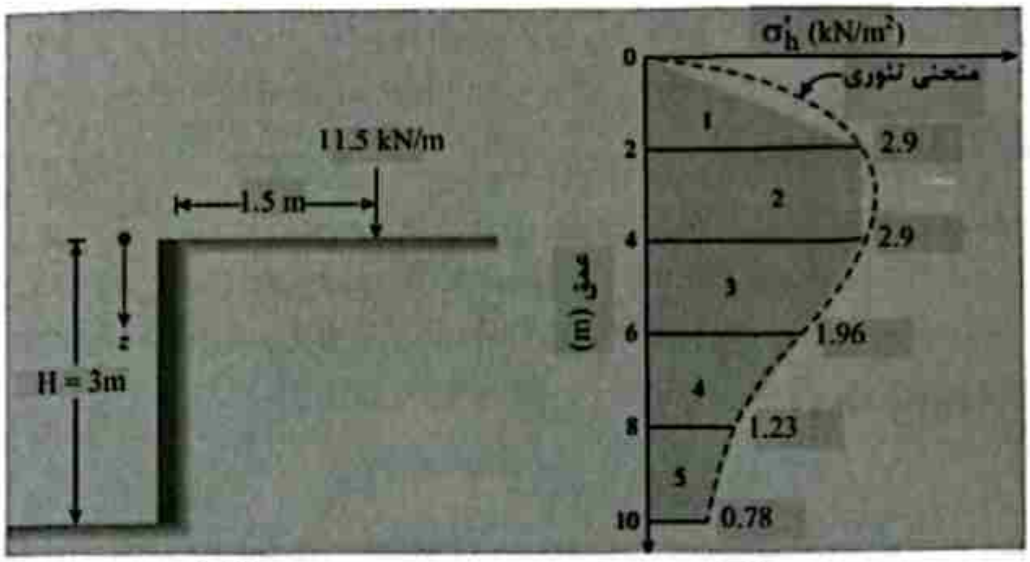
$$H = 3m\ ,\ q = 11.5\ kN/m$$

$$m = \frac{1.5}{3} = 0.5 > 0.4$$

بنابراین رابطه‌ی ۱۶-۲۰ اعمال می‌گردد:

$$\sigma'_h = \frac{4q}{\pi H}\frac{m^2 n}{\left(m^2 + n^2\right)^2}$$

Scanned with CamScanner



شکل ۱۶-۹

حال جدول زیر قابل حصول است:

$n=\frac{z}{H}$	$\frac{4q}{\pi H}$	$\frac{m^2n}{\left(m^2+n^2\right)^2}$	$\sigma'_h\left(kN/m^2\right)$
0	4.88	0	0
0.2	4.88	0.595	2.9
0.4	4.88	0.595	2.9
0.6	4.88	0.403	1.96
0.8	4.88	0.252	1.23
1.0	4.88	0.16	0.78

با توجه به شکل ۱۶-۹- ب داریم:

شماره‌ی سطح	مساحت
1	$\left(\frac{1}{2}\right)(2)(2.9)=2.9\ kN/m$
2	$\left(\frac{1}{2}\right)(2)(2.9+2.9)=5.8\ kN/m$
3	$\left(\frac{1}{2}\right)(2)(2.9+1.96)=4.86\ kN/m$
4	$\left(\frac{1}{2}\right)(2)(1.96+1.23)=3.19\ kN/m$
5	$\left(\frac{1}{2}\right)(2)(1.23+0.78)=2.01\ kN/m$
	مجموع $=18.76\ kN/m$ $\approx 19\ kN/m$

Scanned with CamScanner

مثال ۱۶-۴

با مراجعه به شکل ۱۶-۸- پ داریم:

$$a' = 2m,\ b' = 1m,\ q = 40\,kN/m^2,\ H = 6m$$

کل نیروی وارد بر دیوار ناشی از بار نواری را برحسب kN/m بدست آورید.

حل:

از روابط ۱۶-۲۴، ۱۶-۲۵، ۱۶-۲۶ داریم:

$$\theta_1 = \tan^{-1}\left(\frac{1}{6}\right) = 9.46^\circ$$

$$\theta_2 = \tan^{-1}\left(\frac{2+1}{6}\right) = 26.57^\circ$$

$$P = \frac{q}{90}\left[H(\theta_2 - \theta_1)\right] = \frac{40}{90}\left[6(26.57 - 9.46)\right] = 45.63\ kN/m$$

مثال ۱۶-۵

با توجه به مثال ۱۶-۴ موقعیت نیروی برآیند $(\bar{z})$ را بدست آورید.

حل:

از روابط ۱۶-۲۸ و ۱۶-۲۹ داریم:

$$R = (a' + b')^2(90 - \theta_2) = (2+1)^2(90 - 26.57) = 570.87$$

$$Q = b'^2(90 - \theta_1) = (1)^2(90 - 9.46) = 80.54$$

از رابطه‌ی ۱۶-۲۷ داریم:

$$\bar{z} = H - \left[\frac{H^2(\theta_2 - \theta_1) + (R - Q) - 57.3a'H}{2H(\theta_2 - \theta_1)}\right]$$

$$= 6 - \left[\frac{(6)^2(26.57 - 9.46) + (570.87 - 80.54) - (57.3)(2)(6)}{(2)(6)(26.57 - 9.46)}\right] = 3.96m$$

فشار جانبی خاک طبق نظریه‌ی رانکین

۱۶-۶- حالت محرک رانکین

اصطلاح تعادل خمیری[1] نشان دهنده‌ی شرایطی است که در آن، هر نقطه از توده‌ی خاک در حال میل به سمت گسیختگی است. رانکین (۱۸۵۷) شرایط تنش در خاک را در حالت تعادل خمیری مطالعه نمود. در ادامه‌ی این بخش، به بحث درخصوص تئوری فشار خاک رانکین پرداخته می‌شود.

شکل ۱۶-۱۰- الف همان توده‌ی خاکی را نشان می‌دهد که در شکل ۱۶-۱ مورد مطالعه قرار گرفت. همانند گذشته این توده‌ی خاک از یک طرف محدود به دیوار بدون اصطکاک AB می‌باشد که تا عمق بی‌نهایت ادامه دارد. تنش‌های اصلی قائم و افقی (موثر) روی جزء خاک در عمق z به ترتیب σ'_o و σ'_h می‌باشند.

---

1 - Plastic Equilibrium

همان‌طور که در بخش ۱۶-۲ دیده شد، اگر دیوار AB اجازه‌ی هیچگونه حرکتی نداشته باشد، $\sigma'_h = K_o\sigma'_o$ خواهد بود. حالت تنش در جزء خاک را می‌توان توسط دایره‌ی مور a در شکل ۱۶-۱۰- ب نشان داد. لیکن اگر اجازه داده شود که دیوار AB بتدریج از توده‌ی خاک دور شود، تنش اصلی افقی رو به کاهش خواهد نهاد. در نهایت، به حالتی خواهیم رسید که حالت تنش در جزء خاک توسط دایره‌ی مور b، یعنی حالت تعادل خمیری، نشان داده شده و گسیختگی در خاک رخ دهد. این حالت، نشان‌دهنده‌ی حالت محرک رانکین است و فشار σ'_a در صفحه‌ی قائم (که یک صفحه‌ی اصلی است) فشار خاک محرک رانکین می‌باشد. در ادامه، تعیین رابطه‌ی σ'_a برحسب γ، z، c′ و ϕ' ارائه می‌شود. با استفاده از شکل ۱۶-۱۰- ب می‌توان نوشت:

$$\sin\phi' = \frac{CD}{AC} = \frac{CD}{AO + OC}$$

اما:

$$CD = \text{شعاع دایره‌ی گسیختگی} = \frac{\sigma'_o - \sigma'_a}{2}$$

$$AO = c'\cot\phi'$$

و

$$OC = \frac{\sigma'_o + \sigma'_a}{2}$$

بنابراین:

$$\sin\phi' = \frac{\frac{\sigma'_o - \sigma'_a}{2}}{c'\cot\phi' + \frac{\sigma'_o + \sigma'_a}{2}}$$

یا:

$$c'\cos\phi' + \frac{\sigma'_o + \sigma'_a}{2}\sin\phi' = \frac{\sigma'_o - \sigma'_a}{2}$$

یا:

$$\sigma'_a = \sigma'_o\frac{1-\sin\phi'}{1+\sin\phi'} - 2c'\frac{\cos\phi'}{1+\sin\phi'} \qquad (۳۰-۱۶)$$

از طرفی داریم:

σ'_o = فشار سربار موثر قائم = γz

$$\frac{1-\sin\phi'}{1+\sin\phi'} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)$$

و

$$\frac{\cos\phi'}{1+\sin\phi'} = \tan\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)$$

با قراردادن رابطه‌ی فوق در رابطه‌ی ۱۶-۳۰ به دست می‌آید:

$$\sigma'_a = \gamma z\tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) - 2c'\tan\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) \qquad (۳۱-۱۶)$$

در شکل ۱۶-۱۰- پ تغییرات σ'_a با عمق نشان داده شده است. در خاک‌های بدون چسبندگی که $c' = 0$ است، خواهیم داشت:

Scanned with CamScanner

$$\sigma'_a = \sigma'_o \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) \qquad (۳۲-۱۶)$$

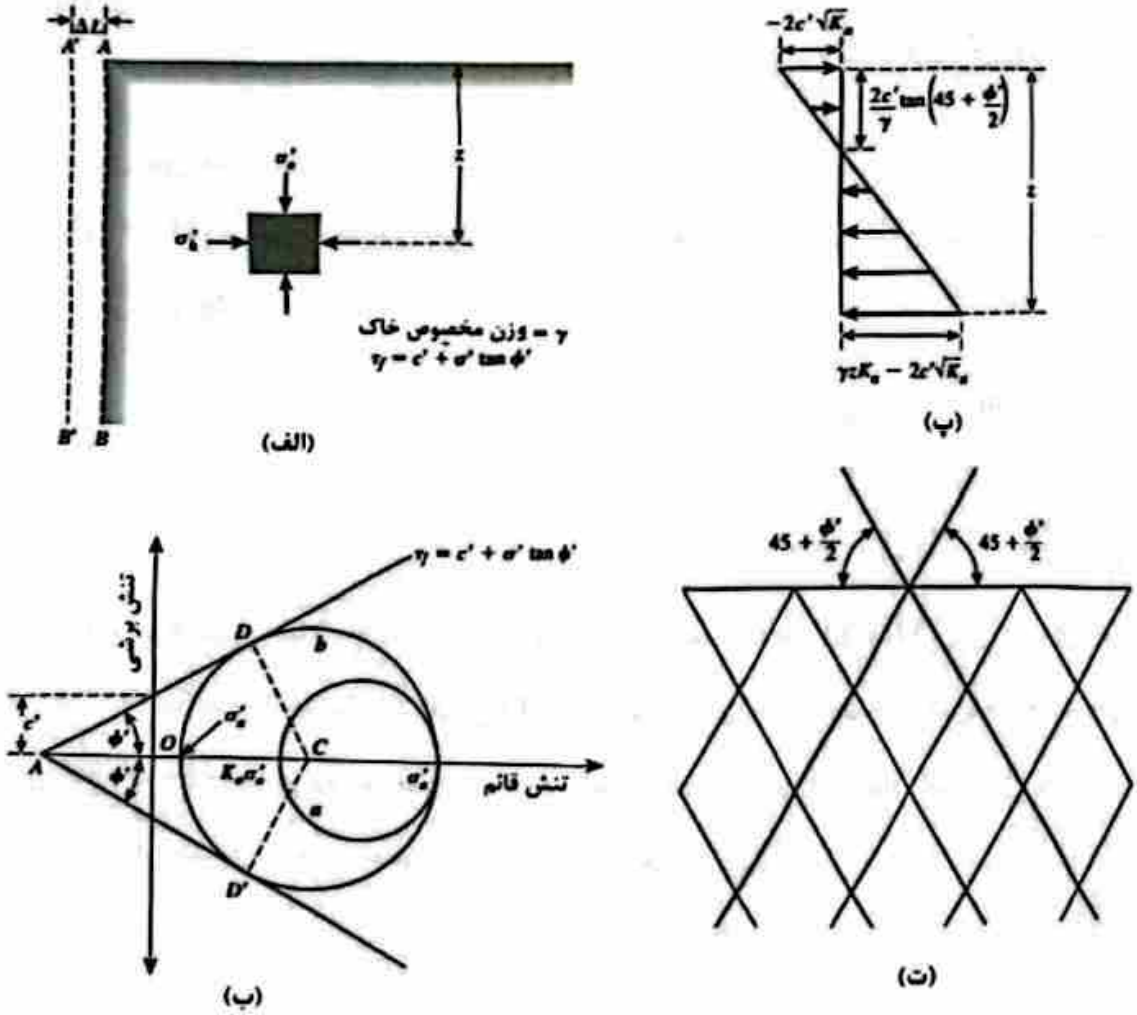
نسبت σ'_a به σ'_o ضریب فشار خاک محرک نامیده شده و با K_a نمایش داده می‌شود. مقدار آن برای خاک‌های غیرچسبنده برابر است با:

$$K_a = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_o} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) = \frac{1-\sin\phi'}{1+\sin\phi'} \qquad (۳۳-۱۶)$$

با استفاده از شکل ۱۶-۱۰- ب می‌توان مشاهده نمود زاویه‌ای که صفحات گسیختگی خاک با امتداد صفحه‌ی اصلی حداکثر، یعنی امتداد افق می‌سازند، مساوی $\pm(45+\phi'/2)$ می‌باشد. به این صفحات، صفحات لغزش می‌گویند. صفحات لغزش در شکل ۱۶-۱۰- ت نشان داده شده‌اند.

فهم این موضوع مهم است که رابطه‌ای مشابه برای σ_a براساس پارامترهای مقاومت برشی تنش کل، به صورت $\tau_f = c + \sigma\tan\phi$ قابل استخراج می‌باشد. برای این مورد خواهیم داشت:

$$\sigma_a = \gamma z \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) - 2c\tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \qquad (۳۴-۱۶)$$



شکل ۱۶-۱۰- فشار محرک خاک رانکین

۱۶-۷- حالت مقاوم رانکین

در شکل ۱۶-۱۱ حالت مقاوم رانکین نشان داده شده است. AB یک دیوار بدون اصطکاک است که تا عمق بی‌نهایت ادامه یافته است (شکل ۱۶-۱۱- الف). حالت اولیه‌ی تنش در جزء خاک توسط دایره‌ی مور a در شکل ۱۶-۱۱- ب نشان داده شده است. اگر دیوار بتدریج به سمت توده‌ی خاک رانده شود، تنش موثر اصلی σ'_h افزایش خواهد یافت. در نهایت به وضعیتی می‌رسیم که حالت تنش برای جزء خاک توسط دایره‌ی مور b نشان داده شود. در این لحظه، گسیختگی خاک رخ می‌دهد. به این وضعیت، حالت مقاوم رانکین می‌گوییم. فشار جانبی خاک σ'_p، که تنش اصلی حداکثر است، فشار مقاوم خاک رانکین نامیده می‌شود. با استفاده از شکل ۱۶-۱۱- ب می‌توان نشان داد که:

$$\sigma'_p = \sigma'_o \tan^2\left(45+\frac{\phi'}{2}\right) + 2c'\tan\left(45+\frac{\phi'}{2}\right)$$
$$= \gamma z \tan^2\left(45+\frac{\phi'}{2}\right) + 2c'\tan\left(45+\frac{\phi'}{2}\right) \qquad (۳۵-۱۶)$$

تعیین رابطه‌ی فوق، مشابه حالت محرک رانکین می‌باشد.

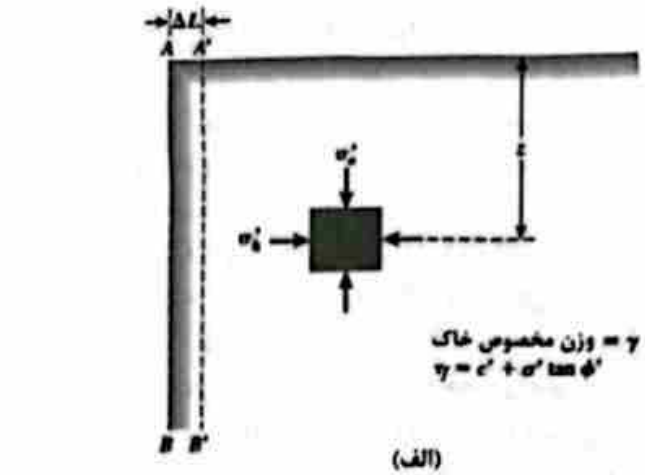
شکل ۱۶-۱۱- پ نشان دهنده‌ی تغییرات فشار مقاوم با عمق است. برای خاک‌های بدون چسبندگی با $c' = 0$ می‌توان نوشت:

$$\sigma'_p = \sigma'_o \tan^2\left(45+\frac{\phi'}{2}\right)$$

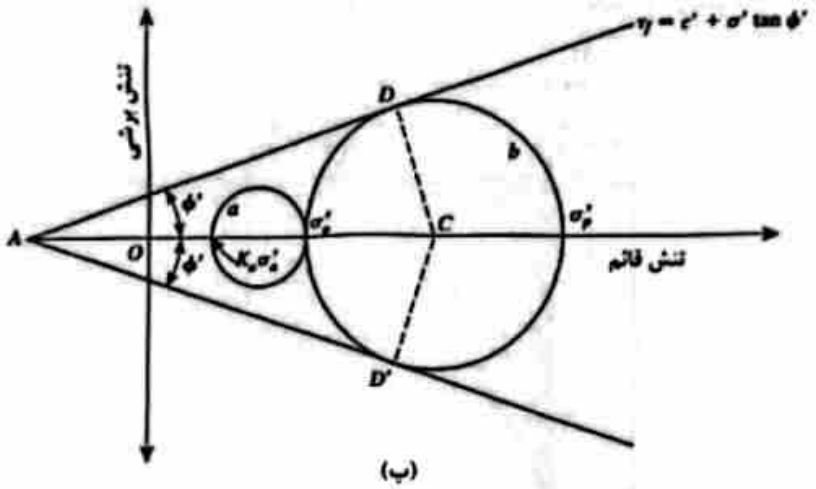
$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} = K_p = \tan^2\left(45+\frac{\phi'}{2}\right) = \frac{1+\sin\phi'}{1-\sin\phi'} \qquad (۳۶-۱۶)$$

در روابط فوق، K_p ضریب فشار خاک مقاوم رانکین نامیده می‌شود. نقاط D و D′ روی دایره‌ی لغزش (شکل ۱۶-۱۱- ب) مربوط به صفحات لغزش خاک می‌باشند. برای حالت مقاوم رانکین، صفحات لغزش زاویه‌ی $\pm(45-\phi'/2)$ درجه با امتداد صفحه‌ی اصلی حداقل، یعنی امتداد افق، می‌سازد. شکل ۱۶-۱۱- ت نشان‌دهنده‌ی وضعیت صفحات لغزش در توده‌ی خاک است.

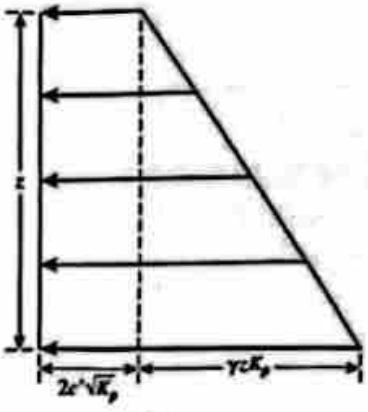
Scanned with CamScanner



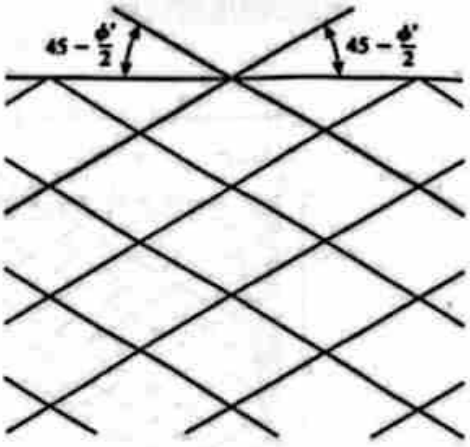
(الف)



(ب)



(پ)



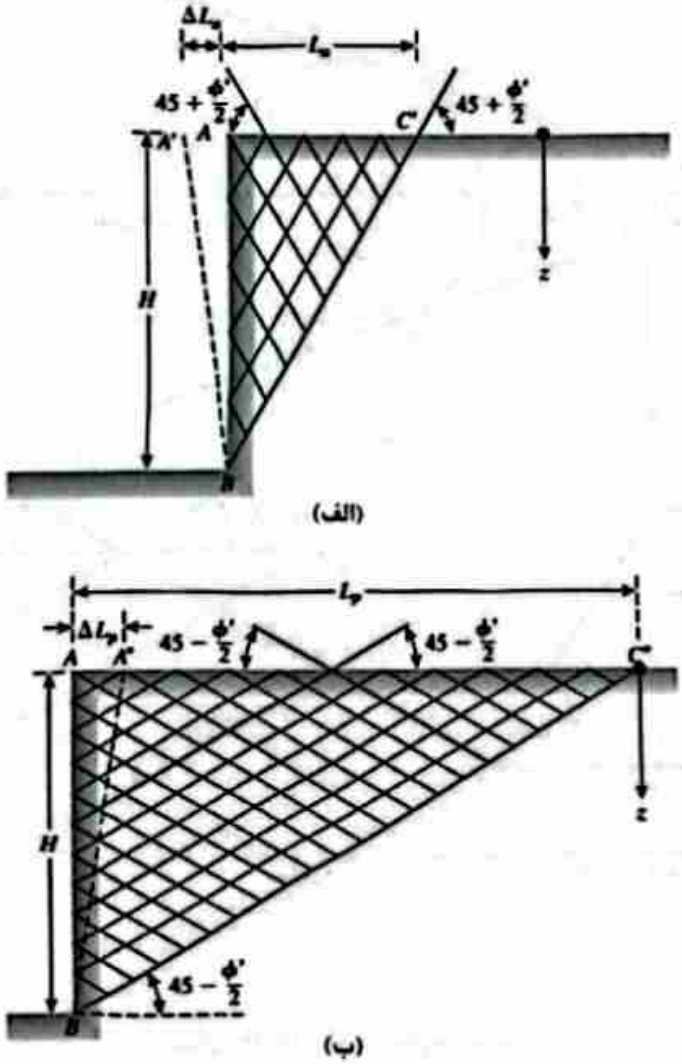
(ت)

شکل ۱۶-۱۱- فشار مقاوم رانکین

۱۶-۸- تاثیر حرکت جانبی دیوار[1] (تسلیم دیوار)

در بحث قبل مشاهده شد که برای به وجود آمدن حالت تعادل خمیری، حرکت جانبی دیوار (تسلیم دیوار) به مقدار کافی لازم است. چگونگی حرکات جانبی دیوار (تسلیم دیوار)، تاثیر مهمی در مقدار و توزیع فشار جانبی بر آن دارد. در اغلب دیوارهای حایل ساده، حرکت جانبی دیوار ممکن است با انتقال افقی به سمت جلو و یا دوران پایه‌ی آن به وجود آید که حالت اخیر بیشتر اتفاق می‌افتد.

برای تحلیل نظری مقدماتی، مطابق شکل ۱۶-۱۲- الف، دیوار حایل بدون اصطکاکی که با خط AB نشان داده شده، در نظر گرفته می‌شود. اگر دیوار AB بقدر کافی حول پایه دوران نموده و به وضعیت A'B درآید، توده‌ی مثلثی خاک ABC' مجاور دیوار به حالت تنش محرک رانکین می‌رسد. چون صفحات لغزش در حالت محرک رانکین زاویه‌ی $\pm(45+\phi'/2)$ با صفحه‌ی اصلی حداکثر می‌سازند، توده‌ی خاک در حال تعادل خمیری توسط صفحه‌ی BC' که زاویه‌ی $(45+\phi'/2)$ با افق می‌سازد، محدود می‌شود. خاک داخل ناحیه‌ی ABC' در تمام نقاط تغییرشکل واحد یکسانی در امتداد افق برابر با $\Delta L_a/L_a$ تحمل می‌کند. فشار جانبی خاک در عمق z از سطح زمین توسط رابطه‌ی ۱۶-۳۱ محاسبه می‌شود.



شکل ۱۶-۱۲- دوران دیوار بدون اصطکاک حول پایه

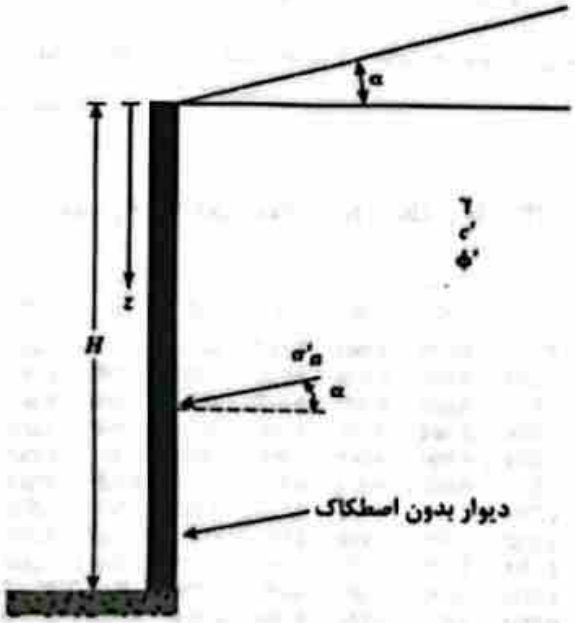
1 - Wall Yeilding

به روشی مشابه، اگر دیوار بدون اصطکاک AB (شکل ۱۶-۱۲- ب) بقدر کافی به سمت خاک دوران کند، به طوری که به وضعیت A"B درآید، توده‌ی مثلثی خاک ABC" به حالت مقاوم رانکین درمی‌آید. صفحه‌ی لغزش BC" که حد خارجی گوه‌ی در حال تعادل پلاستیک است، زاویه‌ی $(45-\phi'/2)$ با افق می‌سازد. کلیه‌ی نقاط واقع در ناحیه‌ی مثلثی ABC" تغییرشکل واحد یکسانی در امتداد افق به مقدار $\Delta L_p/L_p$ تحمل می‌نمایند. فشار مقاوم موثر بر دیوار در عمق z با استفاده از رابطه‌ی ۱۶-۳۵ قابل محاسبه است.

۱۶-۹- فشار محرک و مقاوم رانکین بر خاکریز شیب‌دار

در بخش‌های ۱۶-۶ تا ۱۶-۸ دیوارهای حائل با خاکریزهای قائم و افقی مورد بررسی قرار گرفتند. اگر چه در بعضی موارد، برای حالت فشار محرک، خاکریزها می‌توانند دارای شیب پیوسته‌ای با زاویه‌ی α نسبت به افق باشند (شکل ۱۶-۱۳). در این موارد، جهت فشارهای محرک و مقاوم رانکین دیگر افقی نیستند بلکه زاویه‌ی α با راستای افق می‌سازند. اگر خاکریز از نوع دانه‌ای با زاویه‌ی اصطکاک داخلی زهکشی شده‌ی ϕ' و چسبندگی زهکشی شده‌ی $c'=0$ باشد، خواهیم داشت:

$$\sigma'_a = \gamma z K_a$$



شکل ۱۶-۱۳- دیوارهای حائل قائم بدون اصطکاک با خاکریز شیبدار

که در آن:

K_a = ضریب فشار محرک رانکین

$$= \cos\alpha \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi'}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi'}} \qquad (۱۶-۳۷)$$

نیروی محرک در واحد طول دیوار می‌تواند به صورت زیر بیان شود:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \qquad (۱۶-۳۸)$$

Scanned with CamScanner

خط اثر برآیند نیروها در فاصله‌ی $\frac{H}{3}$ از پای دیوار اعمال می‌شود. جدول ۱۶-۲-الف مقادیر K_a را برای ترکیبات مختلف α و ϕ' ارائه می‌کند.

در حالتی مشابه، فشار خاک مقاوم رانکین برای یک دیوار به ارتفاع H با خاکریز دانه‌ای شیبدار می‌تواند توسط رابطه‌ی زیر بیان شود:

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p \qquad (۳۹-۱۶)$$

که در آن:

$$K_p = \cos\alpha \frac{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi'}}{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi'}} \qquad (۴۰-۱۶)$$

K_p ضریب فشار خاک در حالت مقاوم می‌باشد.

همانند حالت نیروی محرک، نیروی برآیند P_p زاویه‌ی α با راستای افق می‌سازد و دیوار را در فاصله‌ی $\frac{H}{3}$ از پای دیوار قطع می‌کند. مقادیر K_p (ضریب فشار خاک در حالت مقاوم) برای مقادیر مختلف α و ϕ' در جدول ۱۶-۲-ب ارائه شده است.

جدول ۱۶-۲-الف- مقادیر K_a (رابطه‌ی ۱۶-۳۷)

α (deg) ↓	ϕ' (deg) →												
	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
0	0.3610	0.3470	0.3333	0.3201	0.3073	0.2948	0.2827	0.2710	0.2596	0.2486	0.2379	0.2275	0.2174
1	0.3612	0.3471	0.3335	0.3202	0.3074	0.2949	0.2828	0.2711	0.2597	0.2487	0.2380	0.2276	0.2175
2	0.3618	0.3476	0.3339	0.3207	0.3078	0.2953	0.2832	0.2714	0.2600	0.2489	0.2382	0.2278	0.2177
3	0.3627	0.3485	0.3347	0.3214	0.3084	0.2959	0.2837	0.2719	0.2605	0.2494	0.2386	0.2282	0.2181
4	0.3639	0.3496	0.3358	0.3224	0.3094	0.2967	0.2845	0.2726	0.2611	0.2500	0.2392	0.2287	0.2186
5	0.3656	0.3512	0.3372	0.3237	0.3105	0.2978	0.2855	0.2736	0.2620	0.2508	0.2399	0.2294	0.2192
6	0.3676	0.3531	0.3389	0.3253	0.3120	0.2992	0.2868	0.2747	0.2631	0.2518	0.2409	0.2303	0.2200
7	0.3701	0.3553	0.3410	0.3272	0.3138	0.3008	0.2883	0.2761	0.2644	0.2530	0.2420	0.2313	0.2209
8	0.3730	0.3580	0.3435	0.3294	0.3159	0.3027	0.2900	0.2778	0.2659	0.2544	0.2432	0.2325	0.2220
9	0.3764	0.3611	0.3463	0.3320	0.3182	0.3049	0.2921	0.2796	0.2676	0.2560	0.2447	0.2338	0.2233
10	0.3802	0.3646	0.3495	0.3350	0.3210	0.3074	0.2944	0.2818	0.2696	0.2578	0.2464	0.2354	0.2247
11	0.3846	0.3686	0.3532	0.3383	0.3241	0.3103	0.2970	0.2841	0.2718	0.2598	0.2482	0.2371	0.2263
12	0.3896	0.3731	0.3573	0.3421	0.3275	0.3134	0.2999	0.2868	0.2742	0.2621	0.2503	0.2390	0.2281
13	0.3952	0.3782	0.3620	0.3464	0.3314	0.3170	0.3031	0.2898	0.2770	0.2646	0.2527	0.2412	0.2301
14	0.4015	0.3839	0.3671	0.3511	0.3357	0.3209	0.3068	0.2931	0.2800	0.2674	0.2552	0.2435	0.2322
15	0.4086	0.3903	0.3729	0.3564	0.3405	0.3253	0.3108	0.2968	0.2834	0.2705	0.2581	0.2461	0.2346
16	0.4165	0.3975	0.3794	0.3622	0.3458	0.3302	0.3152	0.3008	0.2871	0.2739	0.2612	0.2490	0.2373
17	0.4255	0.4056	0.3867	0.3688	0.3518	0.3356	0.3201	0.3053	0.2911	0.2776	0.2646	0.2521	0.2401
18	0.4357	0.4146	0.3948	0.3761	0.3584	0.3415	0.3255	0.3102	0.2956	0.2817	0.2683	0.2555	0.2433
19	0.4473	0.4249	0.4039	0.3842	0.3657	0.3481	0.3315	0.3156	0.3006	0.2862	0.2724	0.2593	0.2467
20	0.4605	0.4365	0.4142	0.3934	0.3739	0.3555	0.3381	0.3216	0.3060	0.2911	0.2769	0.2634	0.2504
21	0.4758	0.4498	0.4259	0.4037	0.3830	0.3637	0.3455	0.3283	0.3120	0.2965	0.2818	0.2678	0.2545
22	0.4936	0.4651	0.4392	0.4154	0.3934	0.3729	0.3537	0.3356	0.3186	0.3025	0.2872	0.2727	0.2590
23	0.5147	0.4829	0.4545	0.4287	0.4050	0.3832	0.3628	0.3438	0.3259	0.3091	0.2932	0.2781	0.2638
24	0.5404	0.5041	0.4724	0.4440	0.4183	0.3948	0.3731	0.3529	0.3341	0.3164	0.2997	0.2840	0.2692
25	0.5727	0.5299	0.4936	0.4619	0.4336	0.4081	0.3847	0.3631	0.3431	0.3245	0.3070	0.2905	0.2750

Scanned with CamScanner

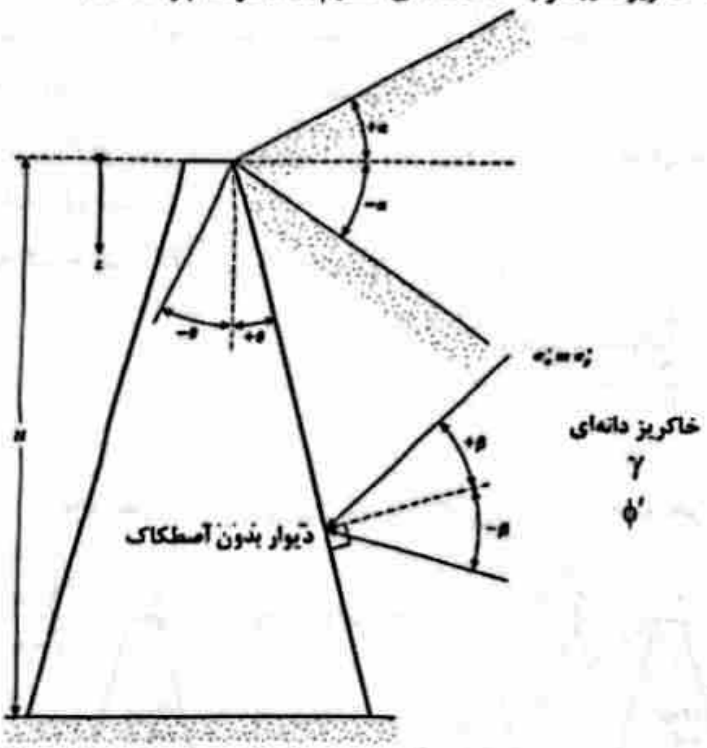
جدول ۱۶-۲-ب- ضریب فشار مقاوم خاک، K_p (رابطه‌ی ۱۶-۴۰)

↓ α (deg) \ ϕ′ (deg) →	28	30	32	34	36	38	40
0	2.770	3.000	3.255	3.537	3.852	4.204	4.599
5	2.715	2.943	3.196	3.476	3.788	4.136	4.527
10	2.551	2.775	3.022	3.295	3.598	3.937	4.316
15	2.284	2.502	2.740	3.003	3.293	3.615	3.977
20	1.918	2.132	2.362	2.612	2.886	3.189	3.526
25	1.434	1.664	1.894	2.135	2.394	2.676	2.987

۱۶-۱۰- حالت عمومی فشار محرک و مقاوم رانکین- خاکریز دانه‌ای

در بخش‌های ۱۶-۶، ۱۶-۷، ۱۶-۸ و ۱۶-۹ حالت‌های فشار محرک و مقاوم رانکین برای دیوار بدون اصطکاک با خاکریزهای افقی و قائم و شیب‌دار خاک دانه‌ای مورد بحث و بررسی قرار گرفت.

این موضوع می‌تواند همانند آنچه در شکل ۱۶-۱۴ نشان داده شده است برای دیوارهای بدون اصطکاک و با خاکریز شیبدار با خاک دانه‌ای تعمیم داده شود. (چو، ۱۹۹۱)



شکل ۱۶-۱۴- حالت عمومی فشارهای محرک و مقاوم رانکین

الف: حالت محرک رانکین

برای این حالت، فشار جانبی خاک (σ'_a) در عمق z عبارت است از:

$$\sigma' = \frac{\gamma z \cos\alpha \sqrt{1+\sin^2\phi' - 2\sin\phi'\cos\psi_a}}{\cos\alpha + \sqrt{\sin^2\phi' - \sin^2\alpha}} \qquad (۱۶-۴۱)$$

که در آن:

$$\psi_a = \sin^{-1}\left(\frac{\sin\alpha}{\sin\phi'}\right) - \alpha + 2\theta \qquad (۱۶-۴۲)$$

Scanned with CamScanner

فشار σ'_a زاویه‌ی β_a با صفحه‌ی رسم شده در راستای قائم بر وجه پشتی دیوار می‌سازد که مقدار β_a برابر است با:

$$\beta_a = \tan^{-1}\left(\frac{\sin\phi'\sin\psi_a}{1-\sin\phi'\cos\psi_a}\right) \qquad (۴۳-۱۶)$$

در جدول ۱۶-۳- ب مقادیر حاصل از رابطه‌ی فوق برحسب α، θ و ϕ' ارائه شده است.

نیروی محرک P_a برای واحد طول دیوار برابر است با:

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_{a(R)} \qquad (۴۴-۱۶)$$

که در آن:

$$K_{a(R)} = \frac{\cos(\alpha-\theta)\sqrt{1+\sin^2\phi'-2\sin\phi'\cos\psi_a}}{\cos^2\theta\left(\cos\alpha+\sqrt{\sin^2\phi'-\sin^2\alpha}\right)} \qquad (۴۵-۱۶)$$

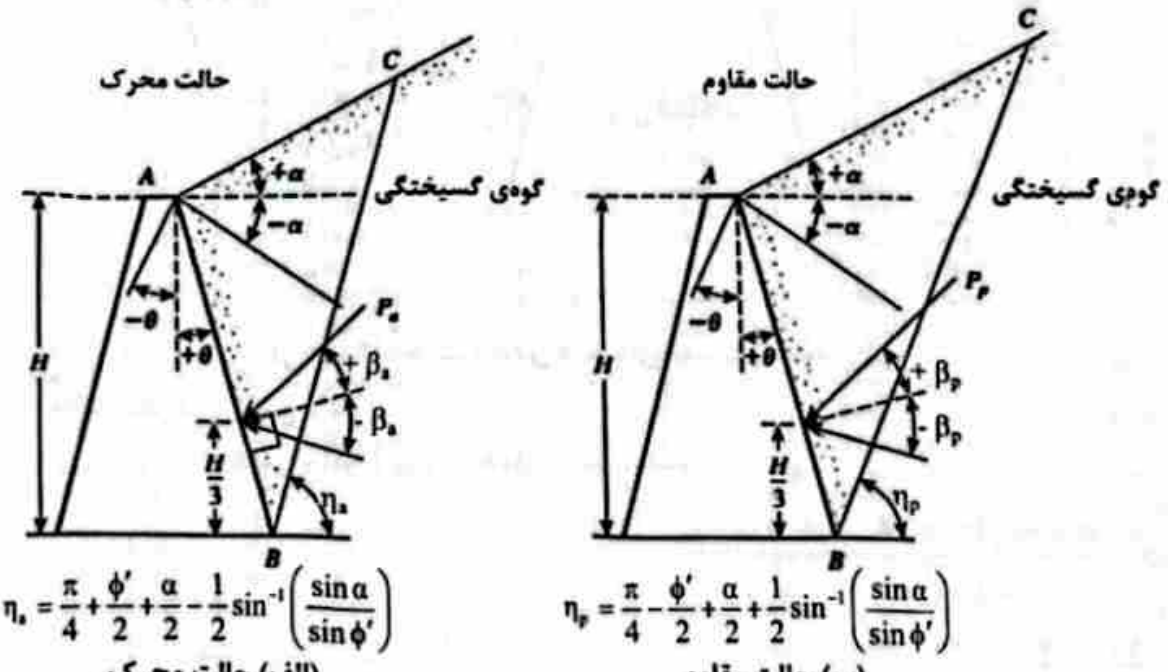
در جدول ۱۶-۳- الف مقادیر حاصل از رابطه‌ی فوق برحسب α، θ و ϕ' ارائه شده است.

$K_{a(R)}$ - ضریب فشار خاک محرک رانکین برای حالت عمومی

موقعیت و جهت نیروی برآیند P_a در شکل ۱۶-۱۵- الف نشان داده شده است. در این شکل هم‌چنین، سطح گسیختگی ABC نشان داده شده است.

لازم به ذکر است که سطح گسیختگی BC شیبی با زاویه‌ی η_a دارد، که η_a برابر است با:

$$\eta_a = \frac{\pi}{4}+\frac{\phi'}{2}+\frac{\alpha}{2}-\frac{1}{2}\sin^{-1}\left(\frac{\sin\alpha}{\sin\phi'}\right) \qquad (۴۶-۱۶)$$



$$\eta_a = \frac{\pi}{4}+\frac{\phi'}{2}+\frac{\alpha}{2}-\frac{1}{2}\sin^{-1}\left(\frac{\sin\alpha}{\sin\phi'}\right)$$

(الف) حالت محرک

$$\eta_p = \frac{\pi}{4}-\frac{\phi'}{2}+\frac{\alpha}{2}+\frac{1}{2}\sin^{-1}\left(\frac{\sin\alpha}{\sin\phi'}\right)$$

(ب) حالت مقاوم

شکل ۱۶-۱۵- موقعیت و جهت نیروی برآیند رانکین

Scanned with CamScanner

جدول ۱۶-۳- الف- مقادیر $K_{a(R)}$ (رابطه ۱۶-۴۵)

α (deg)	θ (deg)	$\phi'_{(deg)}$ 28	30	32	34	36	38	40
0	0	0.361	0.333	0.307	0.283	0.26	0.238	0.217
	2	0.363	0.335	0.309	0.285	0.262	0.240	0.220
	4	0.368	0.341	0.315	0.291	0.269	0.248	0.228
	6	0.376	0.350	0.325	0.302	0.280	0.260	0.242
	8	0.387	0.362	0.338	0.316	0.295	0.276	0.259
	10	0.402	0.377	0.354	0.333	0.314	0.296	0.280
	15	0.450	0.428	0.408	0.390	0.373	0.358	0.345
5	0	0.366	0.337	0.311	0.286	0.262	0.240	0.219
	2	0.373	0.344	0.317	0.292	0.269	0.247	0.226
	4	0.383	0.354	0.328	0.303	0.280	0.259	0.239
	6	0.396	0.368	0.342	0.318	0.296	0.275	0.255
	8	0.412	0.385	0.360	0.336	0.315	0.295	0.276
	10	0.431	0.405	0.380	0.358	0.337	0.318	0.300
	15	0.490	0.466	0.443	0.423	0.405	0.388	0.373
10	0	0.380	0.350	0.321	0.294	0.270	0.246	0.225
	2	0.393	0.362	0.333	0.306	0.281	0.258	0.236
	4	0.408	0.377	0.348	0.322	0.297	0.274	0.252
	6	0.426	0.395	0.367	0.341	0.316	0.294	0.273
	8	0.447	0.417	0.389	0.363	0.339	0.317	0.297
	10	0.471	0.441	0.414	0.388	0.365	0.344	0.324
	15	0.542	0.513	0.487	0.463	0.442	0.422	0.404
15	0	0.409	0.373	0.341	0.311	0.283	0.258	0.235
	2	0.427	0.391	0.358	0.328	0.300	0.274	0.250
	4	0.448	0.411	0.378	0.348	0.320	0.294	0.271
	6	0.472	0.435	0.402	0.371	0.344	0.318	0.295
	8	0.498	0.461	0.428	0.398	0.371	0.346	0.323
	10	0.527	0.490	0.457	0.428	0.400	0.376	0.353
	15	0.610	0.574	0.542	0.513	0.487	0.463	0.442

Scanned with CamScanner

جدول ۱۶-۳- الف- مقادیر $K_{a(R)}$ (رابطه ۱۶-۴۵) (ادامه)

α (deg)	θ (deg)	$\phi'_{(deg)}$ 28	30	32	34	36	38	40
20	0	0.461	0.414	0.374	0.338	0.306	0.277	0.250
	2	0.486	0.438	0.397	0.360	0.328	0.298	0.271
	4	0.513	0.465	0.423	0.386	0.353	0.323	0.296
	6	0.543	0.495	0.452	0.415	0.381	0.351	0.324
	8	0.576	0.527	0.484	0.446	0.413	0.383	0.355
	10	0.612	0.562	0.518	0.481	0.447	0.417	0.390
	15	0.711	0.660	0.616	0.578	0.545	0.515	0.488

جدول ۱۶-۳- ب- مقادیر β_a (رابطه ۱۶-۴۳)

α (deg)	θ (deg)	$\phi'_{(deg)}$ 28	30	32	34	36	38	40
0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	2	3.525	3.981	4.484	5.041	5.661	6.351	7.124
	4	6.962	7.848	8.821	9.893	11.075	12.381	13.827
	6	10.231	11.501	12.884	14.394	16.040	17.837	19.797
	8	13.270	14.861	16.579	18.432	20.428	22.575	24.876
	10	16.031	17.878	19.850	21.951	24.184	26.547	29.039
	15	21.582	23.794	26.091	28.464	30.905	33.402	35.940
5	0	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000
	2	8.375	8.820	9.311	9.854	10.455	11.123	11.870
	4	11.553	12.404	13.336	14.358	15.482	16.719	18.085
	6	14.478	15.679	16.983	18.401	19.942	21.618	23.441
	8	17.112	18.601	20.203	21.924	23.773	25.755	27.876
	10	19.435	21.150	22.975	24.915	26.971	29.144	31.434
	15	23.881	25.922	28.039	30.227	32.479	34.787	37.140

Scanned with CamScanner

جدول ۱۶-۳-ب- مقادیر β_0 (رابطه ۱۴-۴۳) (ادامه)

α (deg)	θ (deg)	$\phi'_{(deg)}$ 28	30	32	34	36	38	40
	0	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000
	2	13.057	13.491	13.967	14.491	15.070	15.712	16.426
	4	15.839	16.657	17.547	18.519	19.583	20.751	22.034
10	6	18.319	19.460	20.693	22.026	23.469	25.032	26.726
	8	20.483	21.888	23.391	24.999	26.720	28.559	30.522
	10	22.335	23.946	25.653	27.460	29.370	31.385	33.504
	15	25.683	27.603	29.589	31.639	33.747	35.908	38.114
	0	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000
	2	17.576	18.001	18.463	18.967	19.522	20.134	20.812
	4	19.840	20.631	21.485	22.410	23.417	24.516	25.719
15	6	21.788	22.886	24.060	25.321	26.677	28.139	29.716
	8	23.431	24.778	26.206	27.722	29.335	31.052	32.878
	10	24.783	26.328	27.950	29.654	31.447	33.332	35.310
	15	27.032	28.888	30.793	32.747	34.751	36.802	38.894
	0	20.000	20.000	20.000	20.000	20.000	20.000	20.000
	2	21.925	22.350	22.803	23.291	23.822	24.404	25.045
	4	23.545	24.332	25.164	26.054	27.011	28.048	29.175
20	6	24.876	25.966	27.109	28.317	29.604	30.980	32.455
	8	25.938	27.279	28.669	30.124	31.657	33.276	34.989
	10	26.755	28.297	29.882	31.524	33.235	35.021	36.886
	15	27.866	29.747	31.638	33.552	35.498	37.478	39.491

Scanned with CamScanner

جدول ۱۶-۳- پ- مقادیر $K_{a(R)}$ برای دیوار با وجه پشتی قائم $(\theta = 0)$ (شکل ۱۶-۱۳)

	$\phi'_{(deg)}$												
α(deg) / T	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
0	0.3610	0.3470	0.3333	0.3201	0.3073	0.2948	0.2827	0.2710	0.2596	0.2486	0.2379	0.2275	0.2174
1	0.3612	0.3471	0.3335	0.3202	0.3074	0.2949	0.2828	0.2711	0.2597	0.2487	0.2380	0.2276	0.2175
2	0.3618	0.3476	0.3339	0.3207	0.3078	0.2953	0.2832	0.2714	0.2600	0.2489	0.2382	0.2278	0.2177
3	0.3627	0.3485	0.3347	0.3214	0.3084	0.2959	0.2837	0.2719	0.2605	0.2494	0.2386	0.2282	0.2181
4	0.3639	0.3496	0.3358	0.3224	0.3094	0.2967	0.2845	0.2726	0.2611	0.2500	0.2392	0.2287	0.2186
5	0.3656	0.3512	0.3372	0.3237	0.3105	0.2978	0.2855	0.2736	0.2620	0.2508	0.2399	0.2294	0.2192
6	0.3676	0.3531	0.3389	0.3253	0.3120	0.2992	0.2868	0.2747	0.2631	0.2518	0.2409	0.2303	0.2200
7	0.3701	0.3553	0.3410	0.3272	0.3138	0.3008	0.2883	0.2761	0.2644	0.2530	0.2420	0.2313	0.2209
8	0.3730	0.3580	0.3435	0.3294	0.3159	0.3027	0.2900	0.2778	0.2659	0.2544	0.2432	0.2325	0.2220
9	0.3764	0.3611	0.3463	0.3320	0.3182	0.3049	0.2921	0.2796	0.2676	0.2560	0.2447	0.2338	0.2233
10	0.3802	0.3646	0.3495	0.3350	0.3210	0.3074	0.2944	0.2818	0.2696	0.2578	0.2464	0.2354	0.2247
11	0.3846	0.3686	0.3532	0.3383	0.3241	0.3103	0.2970	0.2841	0.2718	0.2598	0.2482	0.2371	0.2263
12	0.3896	0.3731	0.3573	0.3421	0.3275	0.3134	0.2999	0.2868	0.2742	0.2621	0.2503	0.2390	0.2281
13	0.3952	0.3782	0.3620	0.3464	0.3314	0.3170	0.3031	0.2898	0.2770	0.2646	0.2527	0.2412	0.2301
14	0.4015	0.3839	0.3671	0.3511	0.3357	0.3209	0.3068	0.2931	0.2800	0.2674	0.2552	0.2435	0.2322
15	0.4086	0.3903	0.3729	0.3564	0.3405	0.3253	0.3108	0.2968	0.2834	0.2705	0.2581	0.2461	0.2346
16	0.4165	0.3975	0.3794	0.3622	0.3458	0.3302	0.3152	0.3008	0.2871	0.2739	0.2612	0.2490	0.2373
17	0.4255	0.4056	0.3867	0.3688	0.3518	0.3356	0.3201	0.3053	0.2911	0.2776	0.2646	0.2521	0.2401
18	0.4357	0.4146	0.3948	0.3761	0.3584	0.3415	0.3255	0.3102	0.2956	0.2817	0.2683	0.2555	0.2433
19	0.4473	0.4249	0.4039	0.3842	0.3657	0.3481	0.3315	0.3156	0.3006	0.2862	0.2724	0.2593	0.2467
20	0.4605	0.4365	0.4142	0.3934	0.3739	0.3555	0.3381	0.3216	0.3060	0.2911	0.2769	0.2634	0.2504
21	0.4758	0.4498	0.4259	0.4037	0.3830	0.3637	0.3455	0.3283	0.3120	0.2965	0.2818	0.2678	0.2545
22	0.4936	0.4651	0.4392	0.4154	0.3934	0.3729	0.3537	0.3356	0.3186	0.3025	0.2872	0.2727	0.2590
23	0.5147	0.4829	0.4545	0.4287	0.4050	0.3832	0.3628	0.3438	0.3259	0.3091	0.2932	0.2781	0.2638
24	0.5404	0.5041	0.4724	0.4440	0.4183	0.3948	0.3731	0.3529	0.3341	0.3164	0.2997	0.2840	0.2692
25	0.5727	0.5299	0.4936	0.4619	0.4336	0.4081	0.3847	0.3631	0.3431	0.3245	0.3070	0.2905	0.2750

به عنوان مورد خاص، برای دیوار با وجه پشتی قائم (که در آن $\theta = 0$ است) که در شکل ۱۶-۱۳ نشان داده شده است، روابط ۱۶-۴۴ و ۱۶-۴۵ به صورت زیر ساده‌سازی شده و به شکل روابط ۱۶-۳۷ و ۱۶-۳۸ درمی‌آیند:

$$P_a = \frac{1}{2} K_{a(R)} \gamma H^2$$

که در آن:

$$K_{a(R)} = \cos\alpha \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi'}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi'}}$$

در جدول ۱۶-۳- پ مقادیر $K_{a(R)}$ برحسب α و ϕ' ارائه شده است.

ب: حالت مقاوم رانکین:

مشابه حالت محرک، برای حالت مقاوم رانکین، رابطه‌ی زیر حاصل می‌گردد:

$$\sigma'_p = \frac{\gamma z \cos\alpha \sqrt{1 + \sin^2\phi' + 2\sin\phi'\cos\psi_p}}{\cos\alpha - \sqrt{\sin^2\phi' - \sin^2\alpha}} \qquad (۴۷-۱۶)$$

که در آن:

$$\psi_p = \sin^{-1}\left(\frac{\sin\alpha}{\sin\phi'}\right) + \alpha - 2\theta \qquad (۴۸-۱۶)$$

شیب β_p برای σ'_p در شکل ۱۶-۱۵- پ نشان داده شده است و:

$$\beta_p = \tan^{-1}\left(\frac{\sin\phi'\sin\psi_p}{1 + \sin\phi'\cos\psi_p}\right) \qquad (۴۹-۱۶)$$

در جدول ۱۶-۳- ج مقادیر β_p برحسب α و ϕ' ارائه شده است.

نیروی برآیند مقاوم به ازای واحد طول دیوار برابر است با:

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_{p(R)}$$

که در آن:

$$K_{p(R)} = \frac{\cos(\alpha - \theta)\sqrt{1 + \sin^2\phi' + 2\sin\phi'\cos\psi_p}}{\cos^2\theta\left(\cos\alpha - \sqrt{\sin^2\phi' - \sin^2\alpha}\right)} \qquad (۵۰-۱۶)$$

در جدول ۱۶-۳- ت مقادیر $K_{p(R)}$ برحسب α، θ و ϕ' ارائه شده است.

موقعیت و جهت P_p در امتداد سطح گسیختگی در شکل ۱۶-۱۵- ب نشان داده شده است. زاویه سطح گسیختگی BC با افق از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$\eta_p = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} + \frac{\alpha}{2} + \frac{1}{2}\sin^{-1}\left(\frac{\sin\alpha}{\sin\phi'}\right)$$

برای دیوار با وجه پشتی قائم و بدون اصطکاک (شکل ۱۶-۱۳) داریم:

$$P_p = \frac{1}{2}K_{p(R)}\gamma H^2$$

که در آن:

$$K_{p(R)} = \cos\alpha \frac{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi'}}{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi'}}$$

مقادیر $K_{p(R)}$ در جدول ۱۶-۳- ج برای مقادیر α و ϕ' ارائه شده است.

Scanned with CamScanner

جدول ۱۶-۳-ت- مقادیر $K_{p(R)}$ (رابطه‌ی ۱۶-۵۰)

α (deg)	θ (deg)	ϕ'(deg) 28	30	32	34	36	38	40
0	0	2.77	3	3.255	3.537	3.852	4.204	4.599
	2	2.770	3.000	3.255	3.537	3.852	4.204	4.599
	4	2.771	3.001	3.255	3.538	3.852	4.204	4.599
	6	2.772	3.002	3.256	3.539	3.853	4.205	4.600
	8	2.773	3.003	3.258	3.540	3.854	4.206	4.601
	10	2.775	3.005	3.259	3.542	3.856	4.207	4.602
	15	2.783	3.012	3.266	3.547	3.861	4.212	4.607
5	0	2.715	2.943	3.196	3.476	3.788	4.136	4.527
	2	2.734	2.964	3.218	3.500	3.814	4.165	4.558
	4	2.755	2.986	3.242	3.525	3.841	4.194	4.589
	6	2.776	3.009	3.266	3.551	3.868	4.223	4.621
	8	2.798	3.032	3.290	3.577	3.896	4.253	4.654
	10	2.820	3.055	3.315	3.604	3.925	4.284	4.687
	15	2.880	3.119	3.382	3.675	4.000	4.365	4.774
10	0	2.551	2.775	3.022	3.295	3.598	3.937	4.316
	2	2.589	2.815	3.065	3.342	3.649	3.991	4.376
	4	2.627	2.857	3.110	3.389	3.700	4.047	4.436
	6	2.667	2.899	3.155	3.438	3.753	4.104	4.497
	8	2.707	2.942	3.201	3.488	3.806	4.161	4.560
	10	2.749	2.987	3.249	3.539	3.861	4.220	4.624
	15	2.860	3.104	3.374	3.672	4.004	4.375	4.790
15	0	2.284	2.502	2.740	3.003	3.293	3.615	3.977
	2	2.336	2.558	2.801	3.068	3.364	3.693	4.061
	4	2.389	2.616	2.863	3.135	3.436	3.771	4.146
	6	2.444	2.675	2.926	3.204	3.510	3.851	4.233
	8	2.501	2.735	2.991	3.274	3.586	3.933	4.322
	10	2.559	2.797	3.058	3.345	3.663	4.017	4.413
	15	2.712	2.961	3.234	3.534	3.867	4.237	4.651

Scanned with CamScanner

جدول ۱۶-۳- ت- مقادیر $K_{p(R)}$ (رابطه‌ی ۱۶-۵۰) (ادامه)

α (deg)	θ (deg)	ϕ'(deg) 28	30	32	34	36	38	40
20	0	1.918	2.132	2.362	2.612	2.886	3.189	3.526
	2	1.979	2.199	2.435	2.691	2.972	3.283	3.629
	4	2.042	2.267	2.509	2.772	3.060	3.378	3.733
	6	2.107	2.338	2.585	2.854	3.150	3.476	3.840
	8	2.174	2.410	2.664	2.939	3.242	3.577	3.949
	10	2.243	2.485	2.745	3.027	3.337	3.680	4.061
	15	2.426	2.683	2.958	3.258	3.587	3.951	4.357

جدول ۱۶-۳- ج- مقادیر β_p (رابطه‌ی ۱۶-۴۹)

α (deg)	θ (deg)	ϕ'(deg) 28	30	32	34	36	38	40
0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	2	21.278	21.333	21.385	21.434	21.481	21.524	21.565
	4	22.554	22.665	22.769	22.867	22.960	23.047	23.129
	6	23.827	23.993	24.150	24.298	24.437	24.568	24.691
	8	25.095	25.318	25.527	25.725	25.910	26.085	26.250
	10	26.357	26.636	26.899	27.146	27.379	27.598	27.804
	15	29.474	29.896	210.293	210.668	211.021	211.353	211.666
5	0	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000
	2	3.731	3.674	3.621	3.571	3.524	3.480	3.439
	4	2.458	2.345	2.239	2.139	2.046	1.958	1.875
	6	1.182	1.013	0.854	0.705	0.565	0.434	0.310
	8	20.096	20.320	20.531	20.729	20.915	21.090	21.255
	10	21.374	21.653	21.916	22.163	22.395	22.614	22.819
	15	24.557	24.974	25.367	25.737	26.084	26.411	26.719
10	0	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000
	2	8.766	8.704	8.647	8.593	8.543	8.497	8.453

Scanned with CamScanner

جدول ۱۶-۳- ج- مقادیر β_p (رابطه‌ی ۱۶-۴۹) (ادامه)

α (deg)	θ (deg)	ϕ′(deg) 28	30	32	34	36	38	40
10	4	7.521	7.398	7.285	7.179	7.080	6.987	6.900
	6	6.266	6.084	5.915	5.757	5.610	5.472	5.343
	8	5.003	4.763	4.539	4.331	4.136	3.953	3.782
	10	3.734	3.437	3.159	2.900	2.658	2.431	2.219
	15	0.546	0.107	20.302	20.684	21.043	21.378	21.693
15	0	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000
	2	13.835	13.763	13.696	13.636	13.580	13.528	13.480
	4	12.650	12.507	12.377	12.258	12.147	12.045	11.951
	6	11.448	11.237	11.044	10.867	10.704	10.553	10.413
	8	10.229	9.952	9.699	9.466	9.251	9.052	8.868
	10	8.998	8.656	8.344	8.056	7.791	7.545	7.317
	15	5.871	5.375	4.921	4.502	4.114	3.754	3.420
20	0	20.000	20.000	20.000	20.000	20.000	20.000	20.000
	2	18.962	18.866	18.782	18.708	18.641	18.580	18.525
	4	17.891	17.703	17.539	17.393	17.262	17.143	17.034
	6	16.790	16.514	16.273	16.059	15.866	15.690	15.530
	8	15.662	15.302	14.987	14.707	14.454	14.224	14.014
	10	14.509	14.069	13.684	13.340	13.029	12.747	12.488
	15	11.540	10.912	10.360	9.865	9.418	9.010	8.637

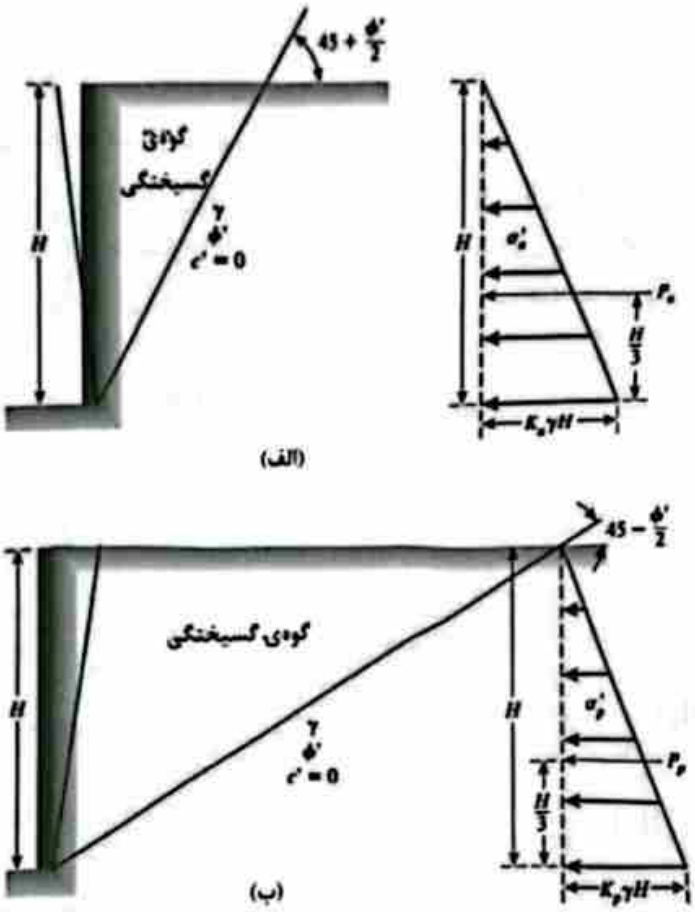
جدول ۱۶-۳- چ- مقادیر $K_{p(R)}$ برای دیوار با وجه پشتی قائم

↓ α (deg)	ϕ′(deg)→ 28	30	32	34	36	38	40
0	2.770	3.000	3.255	3.537	3.852	4.204	4.599
5	2.715	2.943	3.196	3.476	3.788	4.136	4.527
10	2.551	2.775	3.022	3.295	3.598	3.937	4.316
15	2.284	2.502	2.740	3.003	3.293	3.615	3.977
20	1.918	2.132	2.362	2.612	2.886	3.189	3.526
25	1.434	1.664	1.894	2.135	2.394	2.676	2.987

Scanned with CamScanner

۱۶-۱۱- نمودار توزیع فشار جانبی خاک بر دیوار حایل با خاکریز قائم خاکریز غیرچسبنده با سطح افقی

حالت محرک: شکل ۱۶-۱۶- الف دیوار حایلی را با خاکریز پشت غیرچسبنده با سطح افقی نشان می‌دهد. وزن مخصوص و زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک به ترتیب γ و ϕ' می‌باشد.



شکل ۱۶-۱۶- توزیع فشار پشت دیوار حائل برای خاکریز غیرچسبنده با سطح افقی (الف) حالت محرک رانکین، (ب) حالت مقاوم رانکین

برای حالت محرک رانکین، فشار خاک در هر عمق در مقابل دیوار حایل با استفاده از رابطه‌ی ۱۶-۳۱ به صورت زیر به دست می‌آید:

$$\sigma'_a = K_a \gamma z$$ (توجه: $c' = 0$ می‌باشد)

σ'_a به طور خطی با عمق افزایش می‌یابد و مقدار آن در پای دیوار برابر است با:

$$\sigma'_a = K_a \gamma H \qquad (۵۱\text{-}۱۶)$$

نیروی کل P_a وارد بر واحد طول دیوار، مساوی سطح زیر نمودار فشار است. بنابراین:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \qquad (۵۲\text{-}۱۶)$$

Scanned with CamScanner

حالت مقاوم: توزیع فشار جانبی در مقابل دیوار حایل به ارتفاع H در حالت مقاوم رانکین در شکل ۱۶-۱۶- ب نشان داده شده است. فشار جانبی در عمق z با استفاده از رابطه‌ی ۱۶-۳۶ با $c' = 0$ برابر است با:

$$\sigma'_p = K_p \gamma H \qquad (۱۶-۵۳)$$

نیروی کل P_p بر واحد طول دیوار برابر است با:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \qquad (۱۶-۵۴)$$

خاکریز غیرچسبنده نیمه اشباع تحت اثر سربار

حالت محرک: شکل ۱۶-۱۷- الف دیوار حایل بدون اصطکاکی را به ارتفاع H و خاکریز غیرچسبنده نشان می‌دهد. سطح آب زیرزمینی در عمق H_1 از سطح زمین قرار دارد و سرباری بشدت q بر واحد سطح بر سطح زمین اثر می‌کند. با استفاده از رابطه‌ی ۱۶-۳۳، فشار محرک خاک در هر عمق به صورت زیر است:

$$\sigma'_a = K_a \sigma'_o \qquad (۱۶-۵۵)$$

که در آن σ'_o فشار قائم موثر و σ'_a فشار جانبی موثر می‌باشند. داریم:

در عمق $z = 0$:

$$\sigma_o = \sigma'_o = q \qquad (۱۶-۵۶)$$

و

$$\sigma'_a = K_a q \qquad (۱۶-۵۷)$$

در عمق $z = H_1$:

$$\sigma'_o = (q + \gamma H_1) \qquad (۱۶-۵۸)$$

و

$$\sigma'_a = K_a (q + \gamma H_1) \qquad (۱۶-۵۹)$$

در عمق $z = H$:

$$\sigma'_o = (q + \gamma H_1 + \gamma' H_2) \qquad (۱۶-۶۰)$$

و

$$\sigma'_a = K_a (q + \gamma H_1 + \gamma' H_2) \qquad (۱۶-۶۱)$$

که در آن:

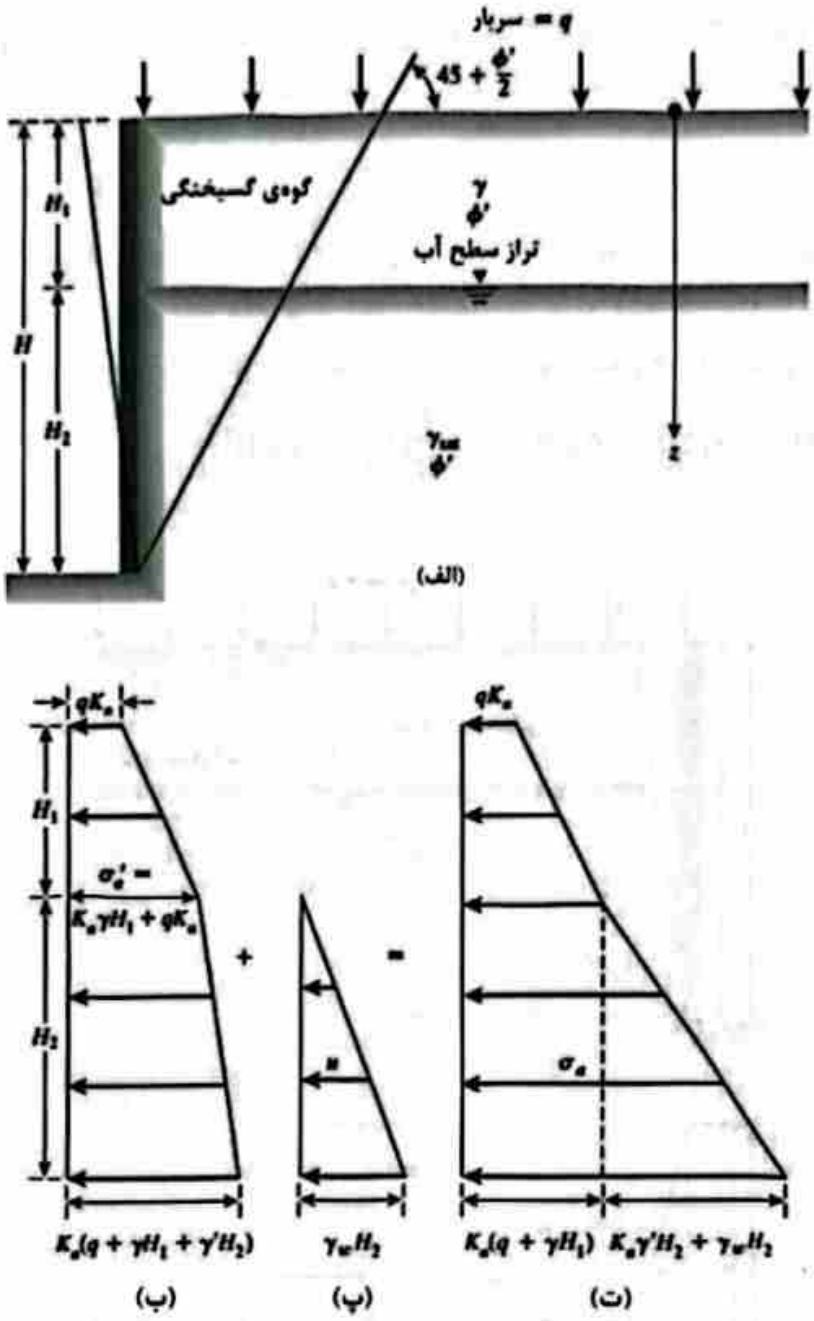
$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

در شکل ۱۶-۱۷- ب تغییرات σ'_a با عمق نشان داده شده است.

فشار جانبی در پشت دیوار به علت فشار آب حفره‌ای بین اعماق $z = 0$ تا H_1 مساوی صفر است. برای $z > H_1$، مطابق شکل ۱۶-۱۷- پ، مقدار آن به طور خطی با عمق افزایش می‌یابد. در عمق $z = H$

$$u = \gamma_w H_2$$

Scanned with CamScanner



شکل ۱۶-۱۷- توزیع فشار جانبی محرک رانکین در پشت دیوار حایل با خاکریز غیرچسبنده با سطح افقی به همراه آب زیرزمینی و سربار

نمودار فشار جانبی کل (شکل ۱۶-۱۷- ت) مجموع نمودارهای فشار اشکال ۱۶-۱۷- ب و پ می‌باشد. فشار فعال کل بر واحد طول دیوار، سطح زیر نمودار فشار کل است. بنابراین:

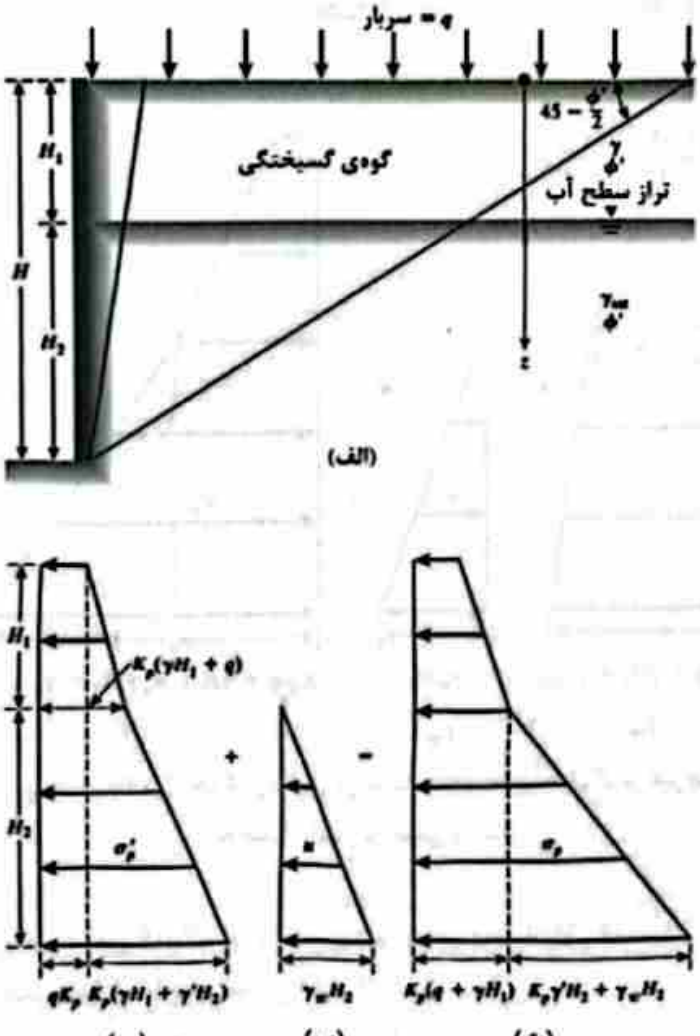
$$P_a = K_a qH + \frac{1}{2}K_a\gamma H_1^2 + K_a\gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2}(K_a\gamma' + \gamma_w)H_2^2 \qquad (۶۲-۱۶)$$

حالت مقاوم: شکل ۱۶-۱۸- الف همان دیوار حایل شکل ۱۶-۱۷- الف را در حالت مقاوم رانکین نشان می‌دهد (خاکریز غیرچسبنده همراه با آب زیرزمینی و سربار). فشار مقاوم موثر رانکین در هر عمق در پشت دیوار حایل از رابطه‌ی ۱۶-۳۶ به دست می‌آید:

$$\sigma'_p = K_p \sigma'_o$$

با استفاده از رابطه‌ی فوق، توزیع σ'_p در عمق مطابق شکل ۱۶-۱۸- ب به دست می‌آید. توزیع فشار آب نیز در شکل ۱۶-۱۸- پ نشان داده شده است. شکل ۱۶-۱۸- ت توزیع فشار کل σ_p را در عمق نشان می‌دهد. کل نیروی مقاوم بر واحد طول دیوار، مساحت سطح زیر نمودار شکل ۱۶-۱۸- ت می‌باشد:

$$P_p = K_p qH + \frac{1}{2}K_p \gamma H_1^2 + K_p \gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2}\left(K_p \gamma' + \gamma_w\right)H_2^2 \qquad (۶۳-۱۶)$$



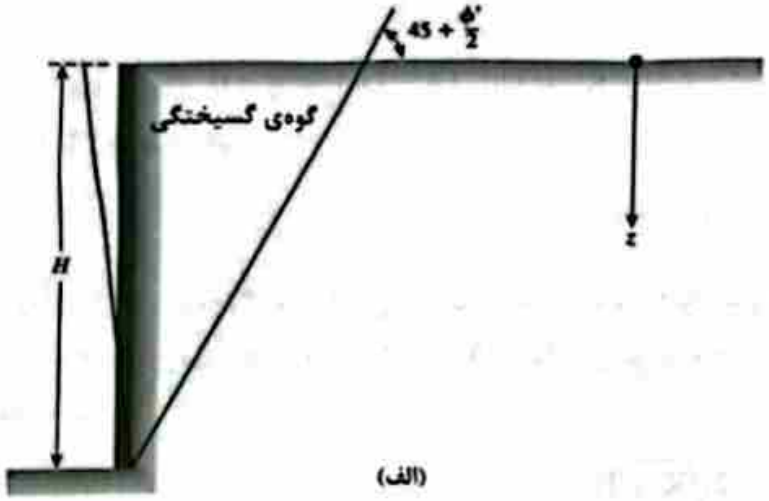
شکل ۱۶-۱۸- توزیع فشار جانبی مقاوم رانکین در پشت دیوار با خاکریز غیرچسبنده با آب زیرزمینی و سربار

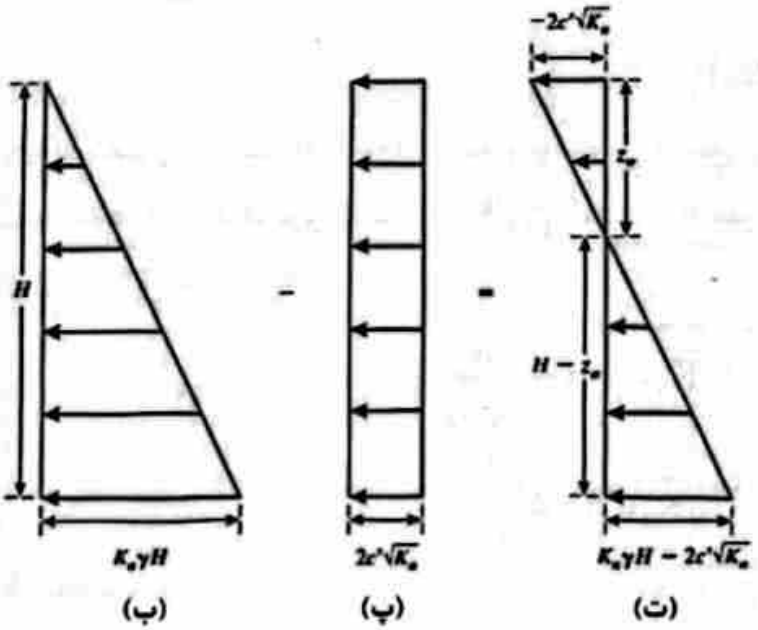
خاکریز چسبنده با سطح افقی

حالت محرک: شکل ۱۶-۱۹- الف، یک دیوار حائل بدون اصطکاک را با خاکریز چسبنده نشان می‌دهد. فشار محرک در پشت دیوار در هر نقطه زیر سطح زمین از رابطه‌ی ۱۶-۳۱ به دست می‌آید:

$$\sigma'_a = K_a \gamma z - 2\sqrt{K_a}c'$$

تغییرات $K_a \gamma z$ با عمق در شکل ۱۶-۱۹- ب و تغییرات $2c'\sqrt{K_a}$ با عمق در شکل ۱۶-۱۹- پ نشان داده شده است.





شکل ۱۶-۱۹- توزیع فشار جانبی محرک رانکین در پشت دیوار حایل با خاکریز چسبنده با سطح افقی

توجه شود که $2c'\sqrt{K_a}$ تابعی از عمق z نیست و در نتیجه شکل ۱۶-۱۹- پ یک مستطیل است. تغییرات مقدار خالص σ'_a با عمق در شکل ۱۶-۱۹- ت نشان داده شده است که تفاضل اشکال ۱۶-۱۹- ب و پ می‌باشد. توجه شود که به علت تاثیر چسبندگی، σ'_a در قسمت فوقانی دیوار حایل منفی است. عمق z_o که در آن فشار محرک مساوی صفر می‌شود، از رابطه‌ی ۱۶-۳۱ به صورت زیر به دست می‌آید:

$$K_a\gamma z_o - 2\sqrt{K_a}c' = 0$$

یا:

$$z_o = \frac{2c'}{\gamma\sqrt{K_a}} \qquad (۱۶-۶۴)$$

برای شرایط زهکشی نشده، یعنی $\phi = 0$ و $K_a = \tan^2(45°) = 1$ و $c = c_u$ (چسبندگی زهکشی نشده)، از رابطه‌ی ۱۶-۳۴ خواهیم داشت:

$$z_o = \frac{2c_u}{\gamma} \qquad (۱۶-۶۵)$$

بنابراین با گذشت زمان، تا عمق z_o ترک‌های کششی در سطح تماس خاک- دیوار به وجود خواهد آمد.

با محاسبه‌ی مساحت زیر نمودار فشار کل (شکل ۱۶-۱۹- ت)، کل نیروی محرک بر واحد طول دیوار به صورت زیر به دست می‌آید:

$$P_a = \frac{1}{2}K_a\gamma H^2 - 2\sqrt{K_a}c'H \qquad (۱۶-۶۶)$$

برای شرایط $\phi = 0$ می‌توان نوشت:

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 - 2c_u H \qquad (۱۶-۶۷)$$

در محاسبه‌ی نیروی کل معمول این است که با توجه به عدم وجود تماس تا عمق z_o، از فشار کششی فوقانی صرفنظر شده و فقط فشار محرک موثر از عمق $z = 2c'/\left(\gamma\sqrt{K_a}\right)$ تا عمق H (شکل ۱۶-۱۹- ت) مورد توجه قرار گیرد. در این حالت:

$$P_a = \frac{1}{2}\left(K_a\gamma H - 2\sqrt{K_a}c'\right)\left(H - \frac{2c'}{\gamma\sqrt{K_a}}\right)$$

$$= \frac{1}{2}K_a\gamma H^2 - 2\sqrt{K_a}c'H + 2\frac{c'^2}{\gamma} \qquad (۱۶-۶۸)$$

برای شرایط $\phi = 0$ خواهیم داشت:

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 - 2c_u H + 2\frac{c_u^2}{\gamma} \qquad (۱۶-۶۹)$$

Scanned with CamScanner

حالت مقاوم: شکل ۱۶-۲۰- الف همان دیوار حایل و شرایط خاکریز شکل ۱۶-۱۹- الف را نشان می‌دهد (خاکریز چسبنده با سطح افقی). فشار مقاوم رانکین در پشت دیوار در عمق z از رابطه‌ی ۱۶-۳۵ به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\sigma'_p = K_p \gamma z + 2\sqrt{K_p}c'$$

در عمق $z = 0$:

$$\sigma'_p = 2\sqrt{K_p}c' \qquad (۱۶-۷۰)$$

در عمق $z = H$:

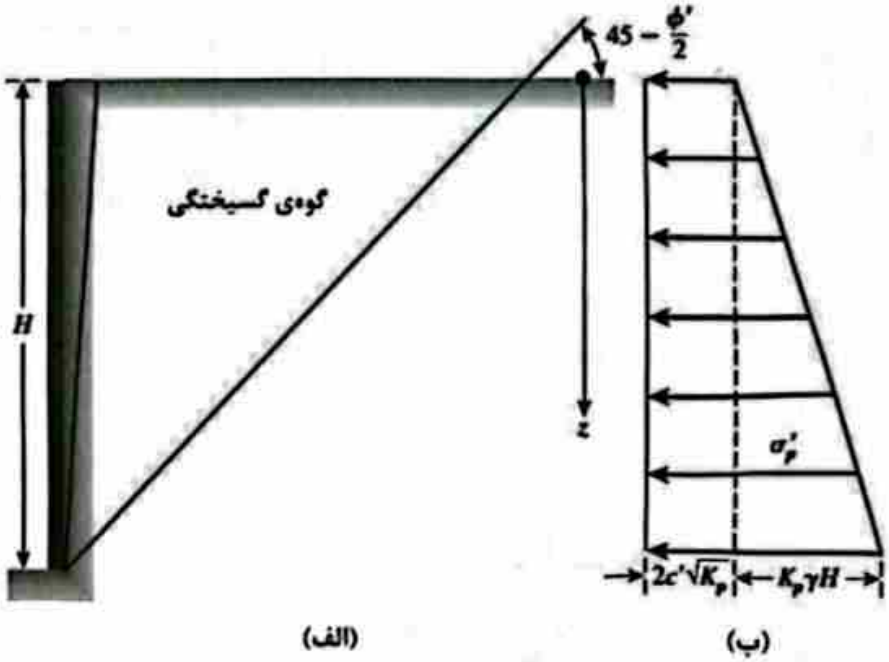
$$\sigma'_p = K_p \gamma H + 2\sqrt{K_p}c' \qquad (۱۶-۷۱)$$

تغییرات σ'_p با عمق در شکل ۱۶-۲۰- ب نشان داده شده است. با محاسبه‌ی سطح زیر نمودار، نیروی مقاوم برای واحد طول دیوار با محاسبه‌ی سطح زیر نمودار فشار به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$P_p = \frac{1}{2}K_p \gamma H^2 + 2\sqrt{K_p}c'H \qquad (۱۶-۷۲-\text{الف})$$

برای شرایط $\phi = 0$ و $K_p = 1$ داریم:

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 + 2c_u H \qquad (۱۶-۷۲-\text{ب})$$



شکل ۱۶-۲۰- توزیع فشار مقاوم رانکین در پشت دیوار با خاکریز چسبنده با سطح افقی

مثال ۱۶-۶

در شکل ۱۶-۲۱- الف دیوار حائل ۶ متری، نشان داده شده است. مطلوب است:

الف) نیروی محرک رانکین به ازای واحد طول دیوار و موقعیت نیروی برآیند.

ب) نیروی مقاوم رانکین به ازای واحد طول دیوار و موقعیت نیروی برآیند.

حل:

قسمت الف

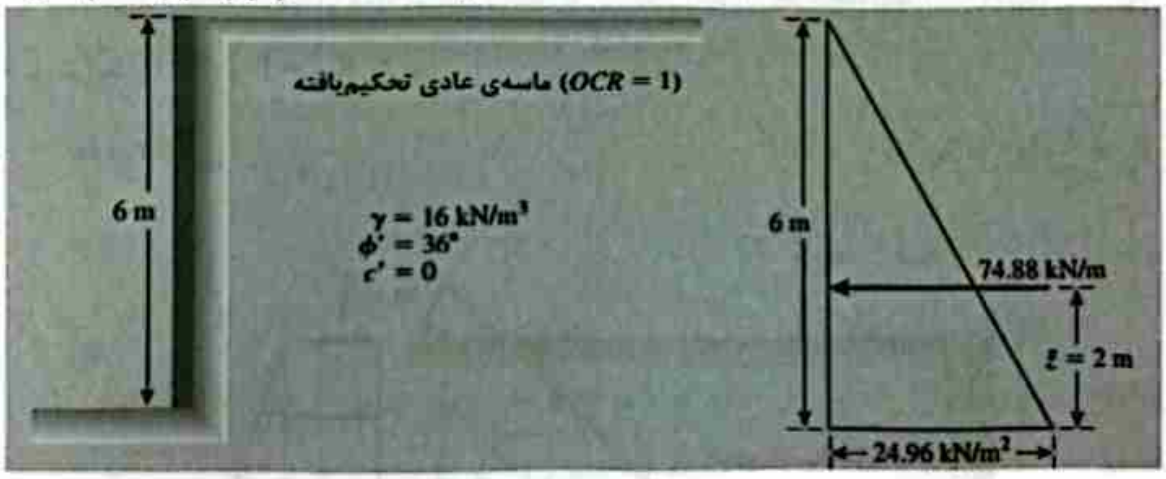
از آنجایی که $c' = 0$ است، برای تعیین نیروی محرک می‌توان از رابطه‌ی ۱۶-۳۳ استفاده کرد.

$$\sigma'_a = K_a \sigma'_o = K_a \gamma z$$

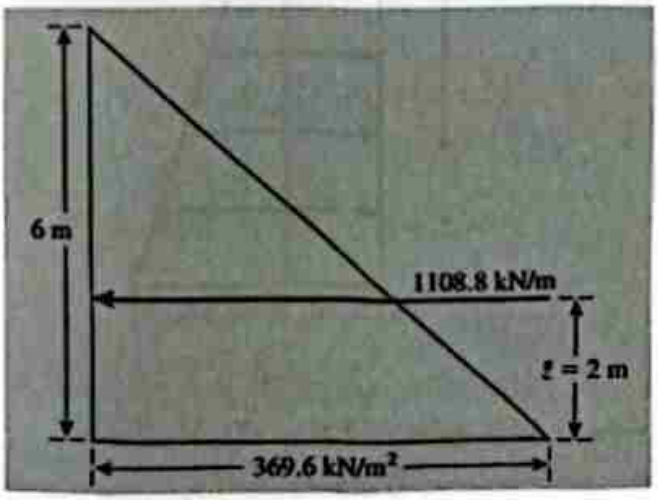
$$K_a = \frac{1-\sin\phi'}{1+\sin\phi'} = \frac{1-\sin 36}{1+\sin 36} = 0.26$$

در عمق $z = 0$، $\sigma'_a = 0$ است و در عمق $z = 6\text{m}$ داریم:

$$\sigma'_a = (0.26)(16)(6) = 24.96\ \text{kN/m}^2$$



(الف) (ب)



(پ)

شکل ۱۶-۲۱

نمودار توزیع فشار در شکل ۱۶-۲۱- ب نشان داده شده است. نیروی محرک به ازای واحد طول دیوار برابر است با:

$$P_a = \frac{1}{2}(6)(24.96) = 74.88\ \text{kN/m}$$

هم‌چنین:

$$\bar{z} = 2\,\text{m}$$

قسمت ب

برای تعیین نیروی مقاوم داریم: $c' = 0$. بنابراین از رابطه‌ی ۱۶-۳۶ خواهیم داشت:

$$\sigma'_p = K_p \sigma'_o = K_p \gamma z$$

$$K_p = \frac{1+\sin\phi'}{1-\sin\phi'} = \frac{1+\sin 36}{1-\sin 36} = 3.85$$

در عمق $z = 0$، $\sigma'_p = 0$ است و در عمق $z = 6\text{m}$ داریم:

$$\sigma'_p = (3.85)(16)(6) = 369.6\ \text{kN/m}^2$$

نمودار توزیع فشار در شکل ۱۶-۲۱- پ نشان داده شده است.

نیروی مقاوم به ازای واحد طول دیوار برابر است با:

$$P_p = \frac{1}{2}(6)(369.6) = 1108.8\ \text{kN/m}$$

هم‌چنین

$$\bar{z} = \frac{6}{3} = 2\,\text{m}$$

مثال ۱۶-۷

برای دیوار حائل نشان داده شده در شکل ۱۶-۲۲- الف نیروی واحد طول دیوار را برای حالت محرک رانکین بدست آورید. هم‌چنین موقعیت نیروی برآیند را پیدا کنید.

حل:

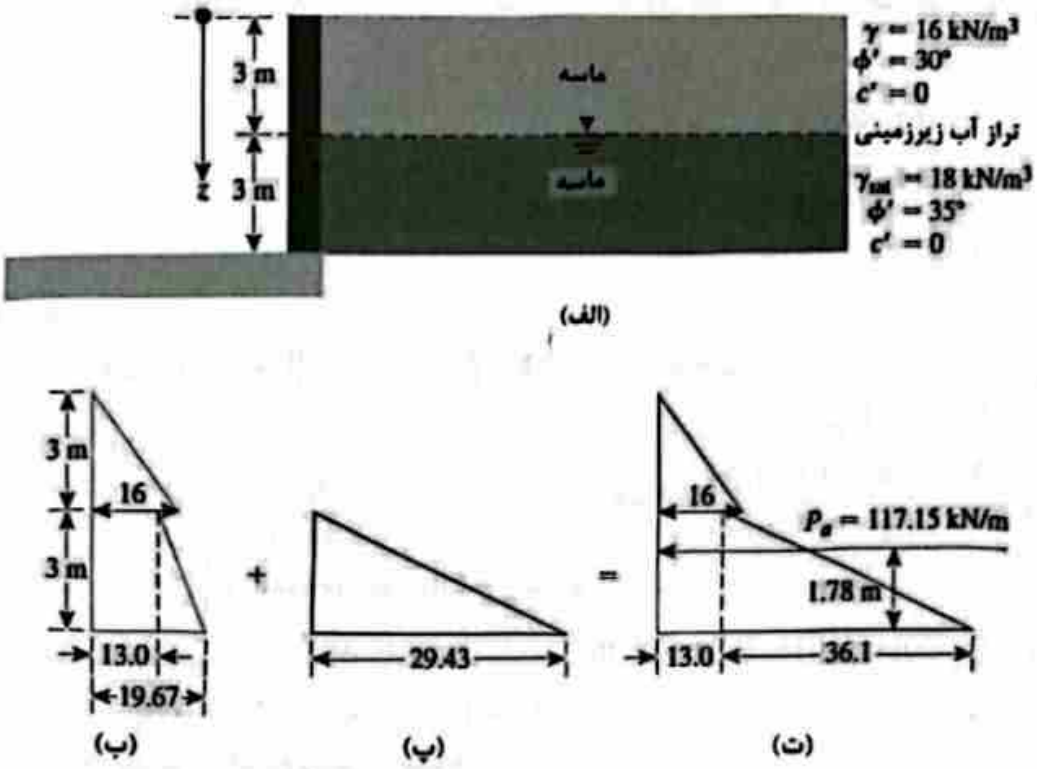
از آن جایی که $c' = 0$ است، $\sigma'_a = k_a \sigma'_o$ خواهد بود. برای لایه‌ی فوقانی خاک، ضریب فشار خاک محرک رانکین برابر است با:

$$K_a = K_{a(1)} = \frac{1-\sin 30^\circ}{1+\sin 30^\circ} = \frac{1}{3}$$

و برای لایه‌ی تحتانی:

$$K_a = K_{a(2)} = \frac{1-\sin 35^\circ}{1+\sin 35^\circ} = 0.271$$

Scanned with CamScanner



شکل ۱۶-۲۲- دیوار حائل و نمودار فشار برای تعیین فشار خاک محرک رانکین
(واحد فشار در اشکال (ب)، (پ) و (ت)، kN/m^2 می‌باشد.)

در عمق $z=0$، $\sigma'_o=0$ می‌باشد و در عمق $z=3m$ (بلافاصله بالای سطح آب زیرزمینی)، $\sigma'_o=3\times16=48\ kN/m^2$ می‌باشد. بنابراین:

$$\sigma'_a=K_{a(1)}\sigma'_o=\frac{1}{3}\times48=16\ kN/m^2$$

در $z=3m$ (بلافاصله پایین‌تر از آب زیرزمینی)، $\sigma'_o=3\times16=48\ kN/m^2$ است و:

$$\sigma'_a=K_{a(2)}\sigma'_o=(0.271)(48)=13.0\ kN/m^2$$

در $z=6m$:

$$\sigma'_o=3\times16+3(18-9.81)=72.57\ kN/m^2$$

(γ_w)

و

$$\sigma'_a=K_{a(2)}\sigma'_o=(0.271)(72.57)=19.67\ kN/m^2$$

تغییرات σ'_a با عمق در شکل ۱۶-۲۲- ب نشان داده شده است. فشار جانبی به علت آب حفره‌ای به صورت زیر محاسبه می‌شود:

در عمق $z=0$: $u=0$

$z = 3\,m$ در عمق : $u = 0$

$z = 6\,m$ در عمق : $u = 3 \times \gamma_w = 3 \times 9.81 = 29.43\ kN/m^2$

تغییرات u با عمق در شکل ۱۶-۲۲- پ و تغییرات σ_a (تنش محرک کل) در شکل ۱۶-۲۲- ت نشان داده شده است. بنابراین:

$$P_a = \left(\frac{1}{2}\right)(3)(16) + 3(13.0) + \left(\frac{1}{2}\right)(3)(36.1) = 24 + 39.0 + 54.15 = 117.15\ kN/m$$

با لنگرگیری حول پای دیوار، محل برآیند به دست می‌آید:

$$\bar{z} = \frac{24\left(3 + \frac{3}{3}\right) + 39.0\left(\frac{3}{2}\right) + 54.15\left(\frac{3}{3}\right)}{117.15} = 1.78\ m$$

مثال ۱۶-۸

در شکل ۱۶-۲۳- الف دیوار حائل بدون اصطکاک نشان داده شده است. مطلوب است:

الف) نیروی محرک P_a بعد از وقوع ترک کششی

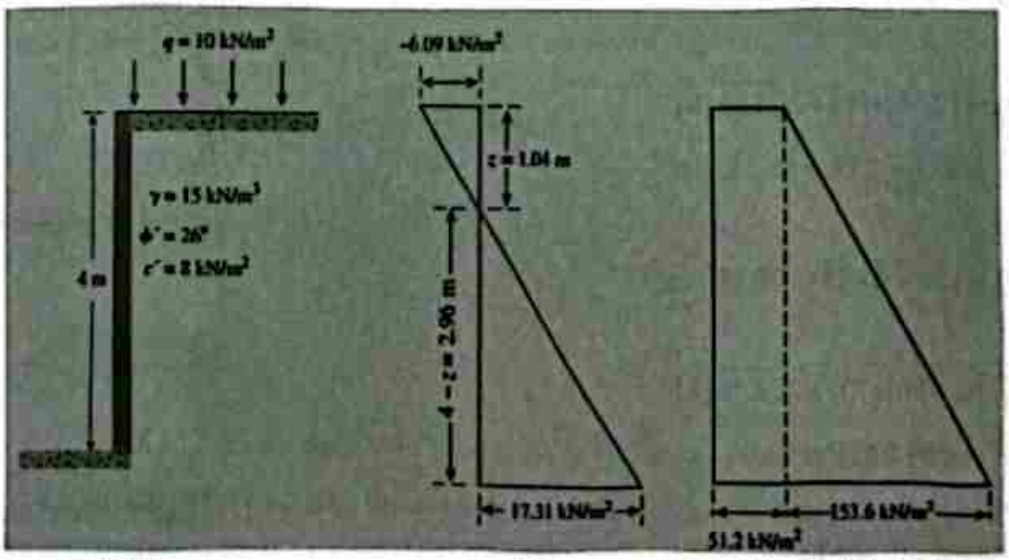
ب) نیروی مقاوم P_p

حل:

قسمت الف

$\phi' = 26°$ است، لذا داریم:

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi'}{1 + \sin\phi'} = \frac{1 - \sin 26°}{1 + \sin 26°} = 0.39$$



(الف) (ب) (پ)

شکل ۱۶-۲۳

از رابطه‌ی ۱۶-۳۱:

$$\sigma'_a = K_a\sigma'_o - 2c'\sqrt{K_a}$$

در عمق $z = 0$

$$\sigma'_a = (0.39)(10) - (2)(8)\sqrt{0.39} = 3.9 - 9.99 = -6.09\ \text{kN/m}^2$$

در عمق $z = 4\text{m}$

$$\sigma'_a = (0.39)\left[10 + (4)(15)\right] - (2)(8)\sqrt{0.39} = 27.3 - 9.99$$
$$= 17.31\ \text{kN/m}^2$$

توزیع فشار در شکل ۱۶-۲۳- ب نشان داده شده است. از این نمودار:

$$\frac{6.09}{z_o} = \frac{17.31}{4 - z_o}$$

یا

$$z_o = 1.04\ \text{m}$$

بعد از وقوع ترک کششی داریم:

$$P_a = \frac{1}{2}(4 - z_o)(17.31) = \left(\frac{1}{2}\right)(2.96)(17.31) = 25.62\ \text{kN/m}$$

قسمت ب

$\phi' = 26°$ است بنابراین داریم:

$$K_p = \frac{1 + \sin\phi'}{1 - \sin\phi'} = \frac{1 + \sin 26°}{1 - \sin 26°} = \frac{1.4384}{0.5616} = 2.56$$

از رابطه‌ی ۱۶-۳۵:

$$\sigma'_p = K_p\sigma'_o + 2\sqrt{K_p}c'$$

در $z = 0$، $\sigma'_o = 10\,\text{kN/m}^2$ است و:

$$\sigma_p = (2.56)(10) + 2\sqrt{2.56}(8)$$
$$= 25.6 + 25.6 = 51.2\ \text{kN/m}^2$$

همچنین در $z = 4\,\text{m}$:

$$\sigma'_o = (10 + 4 \times 15) = 70\ \text{kN/m}^2$$

و

$$\sigma'_p = (2.56)(70) + 2\sqrt{2.56}(8)$$
$$= 204.8\ \text{kN/m}^2$$

توزیع فشار در شکل ۱۶-۲۳- پ نشان داده شده است. نیروی مقاوم به ازای واحد طول دیوار برابر است با:

$$P_p = (51.2)(4) + \frac{1}{2}(4)(153.6)$$
$$= 204.8 + 307.2 = 512\ \text{kN/m}$$

Scanned with CamScanner

مثال ۱۶-۹

برای دیوار حایل نشان داده شده در شکل ۱۶-۲۴- الف، مطلوب است تعیین P_a بعد از تشکیل ترک کششی.

حل:

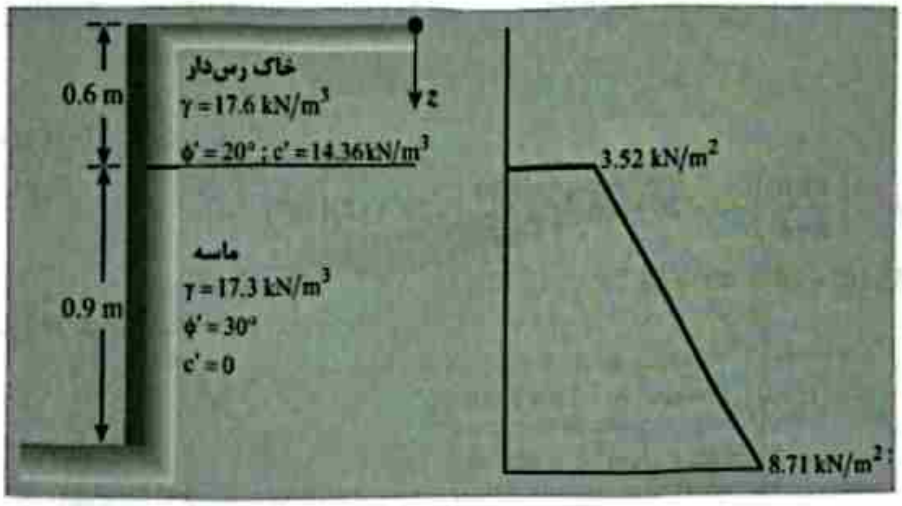
برای لایه‌ی فوقانی:

$$K_a = K_{a(1)} = \tan^2\left(45 - \frac{20}{2}\right) = 0.49$$

با استفاده از رابطه‌ی ۱۶-۶۴ داریم:

$$z_o = \frac{2c'}{\gamma\sqrt{K_a}} = \frac{(2)(14.36)}{17.6\sqrt{0.49}} = 2.38\ \text{m}$$

با توجه به اینکه عمق لایه‌ی رسی ۰/۶ متر می‌باشد، ترک کششی در تمام ضخامت آن به وجود می‌آید.



شکل ۱۶-۲۴

$$K_a = K_{a(2)} = \tan^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) = \frac{1}{3}$$

$$z = 0.6\,\text{m}$$

در نتیجه:

$$\sigma_o = \sigma'_o = 0.6 \times 17.6 = 10.56\ \text{kN/m}^2$$

بنابراین:

$$\sigma'_a = \sigma'_o K_{a(2)} = 10.56 \times \frac{1}{3} = 3.52\ \text{kN/m}^2$$

Scanned with CamScanner

$z = 1.5\ \text{m}$

$$\sigma_o' = 0.6\times 17.6 + 0.9\times 17.3 = 26.13\ \text{kN/m}^2$$

$$\sigma_a' = \sigma_o' K_{a(2)} = 26.13\times\frac{1}{3} = 8.71\ \text{kN/m}^2$$

در شکل ۱۶-۲۴- ب، نمودار توزیع فشار بعد از وقوع ترک نشان داده شده است. از این نمودار داریم:

$$P_a = \left(\frac{1}{2}\right)(3.52+8.71)(0.9) = 5.504\ \text{kN/m}$$

مثال ۱۶-۱۰

با مراجعه به شکل ۱۶-۱۴ داریم:

$$H = 4\,\text{m}\ ,\ \alpha = +20^\circ\ ,\ \theta = +20^\circ$$

برای خاکریز دانه‌ای $\gamma = 19\ \text{kN/m}^3$ و $\phi' = 30^\circ$ است.

نیروی محرک P_a را به ازای واحد طول دیوار بدست آورید. هم‌چنین موقعیت و جهت اعمال نیروی برآیند را تعیین کنید.

حل:

از رابطه‌ی ۱۶-۴۲ داریم:

$$\psi_a = \sin^{-1}\left(\frac{\sin\alpha}{\sin\phi'}\right) - \alpha + 2\theta = \sin^{-1}\left(\frac{\sin 20}{\sin 30}\right) - 20^\circ + (2)(20^\circ)$$

$$= 43.16^\circ - 20^\circ + 40^\circ = 63.16^\circ$$

از رابطه‌ی ۱۶-۴۵ داریم:

$$K_{a(R)} = \frac{\cos(\alpha-\theta)\sqrt{1+\sin^2\phi' - 2\sin\phi'\cos\psi_a}}{\cos^2\theta\left(\cos\alpha + \sqrt{\sin^2\phi' - \sin^2\alpha}\right)}$$

$$= \frac{\cos(20-20)\sqrt{1+\sin^2 30 - (2)(\sin 30)(\cos 63.16)}}{\cos^2 20\left(\cos 20 + \sqrt{\sin^2 30 - \sin^2 20}\right)} = 0.776$$

از رابطه‌ی ۱۶-۴۴ داریم:

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_{a(R)} = \frac{1}{2}(19)(4)^2(0.776) = 29.5\ \text{kN/m}$$

از رابطه‌ی ۱۶-۴۳ داریم:

$$\beta_a = \tan^{-1}\left(\frac{\sin\phi'\sin\psi_a}{1-\sin\phi'\cos\psi_a}\right)$$

$$= \tan^{-1}\left[\frac{(\sin 30)(\sin 63.16)}{1-(\sin 30)(\cos 63.16)}\right] = 29.95^\circ \approx 30^\circ$$

نیروی برآیند باید در فاصله‌ی $\frac{H}{3} = \frac{4}{3} = 1.3$ متری از پای دیوار با زاویه‌ی $\beta_a = 30^\circ$ اعمال شود.

Scanned with CamScanner

نظریه‌ی فشار خاک کولمب

بیش از ۲۰۰ سال قبل، کولمب (۱۷۷۶) نظریه‌ای برای فشارهای محرک و مقاوم خاک در مقابل دیوارهای حایل ارائه کرد. در این نظریه، کولمب فرض کرد که سطح گسیختگی مستوی (صفحه‌ای) است. اصطکاک دیوار نیز در نظر گرفته شد. در زیر اصول کلی نظریه‌ی فشار جانبی خاک کولمب برای خاکریز غیرچسبنده که مقاومت برشی آن در سطح گسیختگی با رابطه‌ی $\tau_f = \sigma' \tan\phi'$ تعریف می‌شود، ارائه می‌گردد.

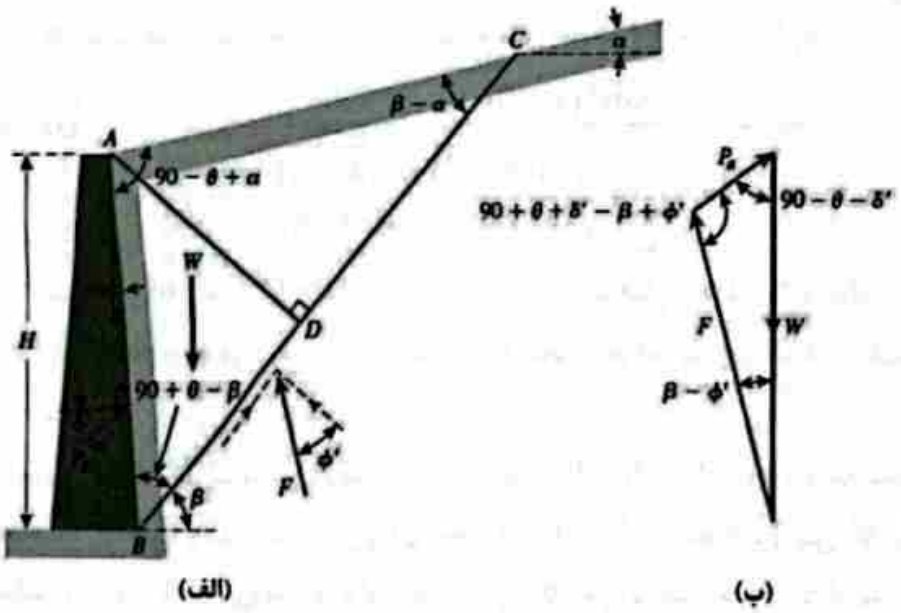
۱۶-۱۲- حالت محرک کولمب

در شکل ۱۶-۲۵- الف، فرض کنید که AB وجه پشتی دیوار حایلی باشد که یک خاکریز دانه‌ای را تحمل می‌کند. سطح خاکریز شیبدار بوده و با افق زاویه‌ی α می‌سازد. BC نیز سطح گسیختگی آزمایشی می‌باشد. برای مطالعه‌ی پایداری گوه‌ی آزمایشی ABC، نیروهای زیر در واحد طول دیوار در نظر گرفته می‌شوند:

۱- W، وزن گوه‌ی خاک

۲- F، برآیند نیروهای برشی و قائم در سطح گسیختگی BC که زاویه‌ی ϕ' با امتداد قائم بر BC می‌سازد.

۳- P_a، نیروی محرک بر واحد طول دیوار، امتداد P_a زاویه δ' با امتداد قائم بر وجه پشت دیوار می‌سازد. δ' زاویه‌ی اصطکاک بین خاک و دیوار است.



(الف) (ب)

شکل ۱۶-۲۵- تئوری فشار محرک کولمب (الف) گوه‌ی گسیختگی، (ب) چندضلعی نیرو

در شکل ۱۶-۲۵- ب مثلث نیروها برای تعادل گوه‌ی گسیختگی آزمایشی نشان داده شده است. با استفاده از قانون سینوس‌ها می‌توان نوشت:

$$\frac{W}{\sin(90+\theta+\delta'-\beta+\phi')} = \frac{P_a}{\sin(\beta-\phi')} \qquad (۷۳-۱۶)$$

یا

$$P_a = \frac{\sin(\beta-\phi')}{\sin(90+\theta+\delta'-\beta+\phi')}.W \qquad (۷۴-۱۶)$$

رابطه‌ی قبل می‌تواند به فرم زیر نوشته شود:

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2\left[\frac{\cos(\theta-\beta).\cos(\theta-\alpha).\sin(\beta-\phi')}{\cos^2\theta.\sin(\beta-\alpha).\sin(90+\theta+\delta'-\beta+\phi')}\right] \qquad (۷۵-۱۶)$$

که در آن γ وزن مخصوص خاک خاکریز می‌باشد. در رابطه‌ی ۱۶-۷۵، مقادیر γ، H، θ، α، ϕ' و δ' ثابت هستند و تنها β متغیر است. به منظور تعیین مقدار بحرانی β برای حداکثر P_a، باید داشته باشیم:

$$\frac{dP_a}{d\beta} = 0 \qquad (۷۶-۱۶)$$

اگر β به دست آمده از رابطه‌ی ۱۶-۷۶ در رابطه‌ی ۱۶-۷۵ قرار داده شود، فشار خاک محرک کولمب به صورت زیر به دست می‌آید:

$$P_a = \frac{1}{2}K_a\gamma H^2 \qquad (۷۷-۱۶)$$

که در آن K_a ضریب فشار خاک محرک کولمب است که طبق رابطه‌ی زیر تعریف می‌شود:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi'-\theta)}{\cos^2\theta.\cos(\delta'+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\delta'+\phi').\sin(\phi'-\alpha)}{\cos(\delta'+\theta).\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2} \qquad (۷۸-۱۶)$$

توجه شود وقتی که $\alpha = 0°$، $\theta = 0°$ و $\delta' = 0°$ باشد، ضریب فشار محرک خاک کولمب مساوی $(1-\sin\phi')/(1+\sin\phi')$ می‌شود که همان ضریب فشار محرک خاک رانکین است که در قسمت‌های گذشته ارائه شد.

در جدول ۱۶-۴ تغییرات مقادیر ضریب K_a برای حالت $(\theta=0)$ و $(\alpha=0)$ (وجه پشتی دیوار قائم و سطح خاکریز افقی) و مقادیر مختلف زاویه‌ی اصطکاک δ' و زاویه‌ی اصطکاک داخلی ϕ' ارائه شده است. مطالعه‌ی جدول نشان می‌دهد که برای مقدار ثابت ϕ'، ضریب فشار محرک با افزایش زاویه‌ی اصطکاک سطح تماس دیوار، کاهش می‌یابد.

جداول ۱۶-۵ و ۱۶-۶ مقادیر K_a (رابطه‌ی ۱۶-۷۸) را برای مقادیر مختلف α، ϕ'، θ و δ' ارائه می‌کنند. (در جدول ۱۶-۵، $\delta' = \frac{2}{3}\phi'$ است و در جدول ۱۶-۶، $\delta' = \frac{1}{2}\phi'$ است.)

Scanned with CamScanner

جدول ۱۶-۴- مقادیر K_a (رابطه‌ی ۱۶-۷۸) برای: $\alpha = 0°$ ، $\theta = 0°$

	δ' (deg) →					
↓ ϕ' (deg)	0	5	10	15	20	25
28	0.3610	0.3448	0.3330	0.3251	0.3203	0.3186
30	0.3333	0.3189	0.3085	0.3014	0.2973	0.2956
32	0.3073	0.2945	0.2853	0.2791	0.2755	0.2745
34	0.2827	0.2714	0.2633	0.2579	0.2549	0.2542
36	0.2596	0.2497	0.2426	0.2379	0.2354	0.2350
38	0.2379	0.2292	0.2230	0.2190	0.2169	0.2167
40	0.2174	0.2089	0.2045	0.2011	0.1994	0.1995
42	0.1982	0.1916	0.1870	0.1841	0.1828	0.1831

جدول ۱۶-۵- مقادیر K_a (رابطه‌ی ۱۶-۷۸) ($\delta' = \frac{2}{3}\phi'$)

		θ (deg)					
α (deg)	ϕ' (deg)	0	5	10	15	20	25
0	28	0.3213	0.3588	0.4007	0.4481	0.5026	0.5662
	29	0.3091	0.3467	0.3886	0.4362	0.4908	0.5547
	30	0.2973	0.3349	0.3769	0.4245	0.4794	0.5435
	31	0.2860	0.3235	0.3655	0.4133	0.4682	0.5326
	32	0.2750	0.3125	0.3545	0.4023	0.4574	0.5220
	33	0.2645	0.3019	0.3439	0.3917	0.4469	0.5117
	34	0.2543	0.2916	0.3335	0.3813	0.4367	0.5017
	35	0.2444	0.2816	0.3235	0.3713	0.4267	0.4919
	36	0.2349	0.2719	0.3137	0.3615	0.4170	0.4824
	37	0.2257	0.2626	0.3042	0.3520	0.4075	0.4732
	38	0.2168	0.2535	0.2950	0.3427	0.3983	0.4641
	39	0.2082	0.2447	0.2861	0.3337	0.3894	0.4553
	40	0.1998	0.2361	0.2774	0.3249	0.3806	0.4468
	41	0.1918	0.2278	0.2689	0.3164	0.3721	0.4384
	42	0.1840	0.2197	0.2606	0.3080	0.3637	0.4302
5	28	0.3431	0.3845	0.4311	0.4843	0.5461	0.6190
	29	0.3295	0.3709	0.4175	0.4707	0.5325	0.6056
	30	0.3165	0.3578	0.4043	0.4575	0.5194	0.5926
	31	0.3039	0.3451	0.3916	0.4447	0.5067	0.5800
	32	0.2919	0.3329	0.3792	0.4324	0.4943	0.5677
	33	0.2803	0.3211	0.3673	0.4204	0.4823	0.5558
	34	0.2691	0.3097	0.3558	0.4088	0.4707	0.5443
	35	0.2583	0.2987	0.3446	0.3975	0.4594	0.5330
	36	0.2479	0.2881	0.3338	0.3866	0.4484	0.5221
	37	0.2379	0.2778	0.3233	0.3759	0.4377	0.5115
	38	0.2282	0.2679	0.3131	0.3656	0.4273	0.5012
	39	0.2188	0.2582	0.3033	0.3556	0.4172	0.4911
	40	0.2098	0.2489	0.2937	0.3458	0.4074	0.4813
	41	0.2011	0.2398	0.2844	0.3363	0.3978	0.4718
	42	0.1927	0.2311	0.2753	0.3271	0.3884	0.4625

Scanned with CamScanner

جدول ۱۶-۵- ادامه

α (deg)	ϕ' (deg)	θ (deg) 0	5	10	15	20	25
10	28	0.3702	0.4164	0.4686	0.5287	0.5992	0.6834
	29	0.3548	0.4007	0.4528	0.5128	0.5831	0.6672
	30	0.3400	0.3857	0.4376	0.4974	0.5676	0.6516
	31	0.3259	0.3713	0.4230	0.4826	0.5526	0.6365
	32	0.3123	0.3575	0.4089	0.4683	0.5382	0.6219
	33	0.2993	0.3442	0.3953	0.4545	0.5242	0.6078
	34	0.2868	0.3314	0.3822	0.4412	0.5107	0.5942
	35	0.2748	0.3190	0.3696	0.4283	0.4976	0.5810
	36	0.2633	0.3072	0.3574	0.4158	0.4849	0.5682
	37	0.2522	0.2957	0.3456	0.4037	0.4726	0.5558
	38	0.2415	0.2846	0.3342	0.3920	0.4607	0.5437
	39	0.2313	0.2740	0.3231	0.3807	0.4491	0.5321
	40	0.2214	0.2636	0.3125	0.3697	0.4379	0.5207
	41	0.2119	0.2537	0.3021	0.3590	0.4270	0.5097
	42	0.2027	0.2441	0.2921	0.3487	0.4164	0.4990
15	28	0.4065	0.4585	0.5179	0.5868	0.6685	0.7670
	29	0.3881	0.4397	0.4987	0.5672	0.6483	0.7463
	30	0.3707	0.4219	0.4804	0.5484	0.6291	0.7265
	31	0.3541	0.4049	0.4629	0.5305	0.6106	0.7076
	32	0.3384	0.3887	0.4462	0.5133	0.5930	0.6895
	33	0.3234	0.3732	0.4303	0.4969	0.5761	0.6721
	34	0.3091	0.3583	0.4150	0.4811	0.5598	0.6554
	35	0.2954	0.3442	0.4003	0.4659	0.5442	0.6393
	36	0.2823	0.3306	0.3862	0.4513	0.5291	0.6238
	37	0.2698	0.3175	0.3726	0.4373	0.5146	0.6089
	38	0.2578	0.3050	0.3595	0.4237	0.5006	0.5945
	39	0.2463	0.2929	0.3470	0.4106	0.4871	0.5805
	40	0.2353	0.2813	0.3348	0.3980	0.4740	0.5671
	41	0.2247	0.2702	0.3231	0.3858	0.4613	0.5541
	42	0.2146	0.2594	0.3118	0.3740	0.4491	0.5415
20	28	0.4602	0.5205	0.5900	0.6714	0.7689	0.8880
	29	0.4364	0.4958	0.5642	0.6445	0.7406	0.8581
	30	0.4142	0.4728	0.5403	0.6195	0.7144	0.8303
	31	0.3935	0.4513	0.5179	0.5961	0.6898	0.8043
	32	0.3742	0.4311	0.4968	0.5741	0.6666	0.7799
	33	0.3559	0.4121	0.4769	0.5532	0.6448	0.7569
	34	0.3388	0.3941	0.4581	0.5335	0.6241	0.7351
	35	0.3225	0.3771	0.4402	0.5148	0.6044	0.7144
	36	0.3071	0.3609	0.4233	0.4969	0.5856	0.6947
	37	0.2925	0.3455	0.4071	0.4799	0.5677	0.6759
	38	0.2787	0.3308	0.3916	0.4636	0.5506	0.6579
	39	0.2654	0.3168	0.3768	0.4480	0.5342	0.6407
	40	0.2529	0.3034	0.3626	0.4331	0.5185	0.6242
	41	0.2408	0.2906	0.3490	0.4187	0.5033	0.6083
	42	0.2294	0.2784	0.3360	0.4049	0.4888	0.5930

Scanned with CamScanner

مثال ۱۶-۱۱

با مراجعه به شکل ۱۶-۲۵، $\alpha = 10°$، $\theta = 5°$ و $H = 4\,m$ می‌باشد. وزن مخصوص خاک $\gamma = 15\,kN/m^3$، زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک $\phi' = 30°$ و $\delta' = 15°$ می‌باشد. نیروی محرک P_a را به ازای واحد طول دیوار تخمین بزنید. هم‌چنین، موقعیت و جهت نیروی برآیند P_a را بدست آورید.

حل:

از رابطه‌ی ۱۶-۷۷ داریم:

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a$$

برای $\phi' = 30°$ و $\delta' = 15°$، $\frac{\delta'}{\phi'} = \frac{15}{30} = \frac{1}{2}$ است. هم‌چنین به ازای مقادیر $\alpha = 10°$ و $\theta = 5°$ از جدول ۱۶-۶ مقدار K_a مساوی 0.3872 به دست می‌آید. بنابراین:

$$P_a = \frac{1}{2}(15)(4)^2(0.3872) = 46.46\ kN/m$$

نیروی برآیند در فاصله‌ی قائم $\frac{H}{3} = \frac{4}{3} = 1.33\ m$ از پای دیوار اثر می‌کند و زاویه‌ی $\delta' = 15°$ با وجه پشتی دیوار می‌سازد.

جدول ۱۶-۶- مقادیر K_a (رابطه‌ی ۱۶-۷۸) $(\delta' = \phi'/2)$

α (deg)	ϕ' (deg)	θ (deg) 0	5	10	15	20	25
0	28	0.3264	0.3629	0.4034	0.4490	0.5011	0.5616
	29	0.3137	0.3502	0.3907	0.4363	0.4886	0.5492
	30	0.3014	0.3379	0.3784	0.4241	0.4764	0.5371
	31	0.2896	0.3260	0.3665	0.4121	0.4645	0.5253
	32	0.2782	0.3145	0.3549	0.4005	0.4529	0.5137
	33	0.2671	0.3033	0.3436	0.3892	0.4415	0.5025
	34	0.2564	0.2925	0.3327	0.3782	0.4305	0.4915
	35	0.2461	0.2820	0.3221	0.3675	0.4197	0.4807
	36	0.2362	0.2718	0.3118	0.3571	0.4092	0.4702
	37	0.2265	0.2620	0.3017	0.3469	0.3990	0.4599
	38	0.2172	0.2524	0.2920	0.3370	0.3890	0.4498
	39	0.2081	0.2431	0.2825	0.3273	0.3792	0.4400
	40	0.1994	0.2341	0.2732	0.3179	0.3696	0.4304
	41	0.1909	0.2253	0.2642	0.3087	0.3602	0.4209
	42	0.1828	0.2168	0.2554	0.2997	0.3511	0.4117

Scanned with CamScanner

جدول ۱۶-۶- ادامه

		θ (deg)					
α (deg)	ϕ' (deg)	0	5	10	15	20	25
5	28	0.3477	0.3879	0.4327	0.4837	0.5425	0.6115
	29	0.3337	0.3737	0.4185	0.4694	0.5282	0.5972
	30	0.3202	0.3601	0.4048	0.4556	0.5144	0.5833
	31	0.3072	0.3470	0.3915	0.4422	0.5009	0.5698
	32	0.2946	0.3342	0.3787	0.4292	0.4878	0.5566
	33	0.2825	0.3219	0.3662	0.4166	0.4750	0.5437
	34	0.2709	0.3101	0.3541	0.4043	0.4626	0.5312
	35	0.2596	0.2986	0.3424	0.3924	0.4505	0.5190
	36	0.2488	0.2874	0.3310	0.3808	0.4387	0.5070
	37	0.2383	0.2767	0.3199	0.3695	0.4272	0.4954
	38	0.2282	0.2662	0.3092	0.3585	0.4160	0.4840
	39	0.2185	0.2561	0.2988	0.3478	0.4050	0.4729
	40	0.2090	0.2463	0.2887	0.3374	0.3944	0.4620
	41	0.1999	0.2368	0.2788	0.3273	0.3840	0.4514
	42	0.1911	0.2276	0.2693	0.3174	0.3738	0.4410
10	28	0.3743	0.4187	0.4688	0.5261	0.5928	0.6719
	29	0.3584	0.4026	0.4525	0.5096	0.5761	0.6549
	30	0.3432	0.3872	0.4368	0.4936	0.5599	0.6385
	31	0.3286	0.3723	0.4217	0.4782	0.5442	0.6225
	32	0.3145	0.3580	0.4071	0.4633	0.5290	0.6071
	33	0.3011	0.3442	0.3930	0.4489	0.5143	0.5920
	34	0.2881	0.3309	0.3793	0.4350	0.5000	0.5775
	35	0.2757	0.3181	0.3662	0.4215	0.4862	0.5633
	36	0.2637	0.3058	0.3534	0.4084	0.4727	0.5495
	37	0.2522	0.2938	0.3411	0.3957	0.4597	0.5361
	38	0.2412	0.2823	0.3292	0.3833	0.4470	0.5230
	39	0.2305	0.2712	0.3176	0.3714	0.4346	0.5103
	40	0.2202	0.2604	0.3064	0.3597	0.4226	0.4979
	41	0.2103	0.2500	0.2956	0.3484	0.4109	0.4858
	42	0.2007	0.2400	0.2850	0.3375	0.3995	0.4740
15	28	0.4095	0.4594	0.5159	0.5812	0.6579	0.7498
	29	0.3908	0.4402	0.4964	0.5611	0.6373	0.7284
	30	0.3730	0.4220	0.4777	0.5419	0.6175	0.7080
	31	0.3560	0.4046	0.4598	0.5235	0.5985	0.6884
	32	0.3398	0.3880	0.4427	0.5059	0.5803	0.6695
	33	0.3244	0.3721	0.4262	0.4889	0.5627	0.6513
	34	0.3097	0.3568	0.4105	0.4726	0.5458	0.6338
	35	0.2956	0.3422	0.3953	0.4569	0.5295	0.6168
	36	0.2821	0.3282	0.3807	0.4417	0.5138	0.6004
	37	0.2692	0.3147	0.3667	0.4271	0.4985	0.5846
	38	0.2569	0.3017	0.3531	0.4130	0.4838	0.5692
	39	0.2450	0.2893	0.3401	0.3993	0.4695	0.5543
	40	0.2336	0.2773	0.3275	0.3861	0.4557	0.5399
	41	0.2227	0.2657	0.3153	0.3733	0.4423	0.5258
	42	0.2122	0.2546	0.3035	0.3609	0.4293	0.5122

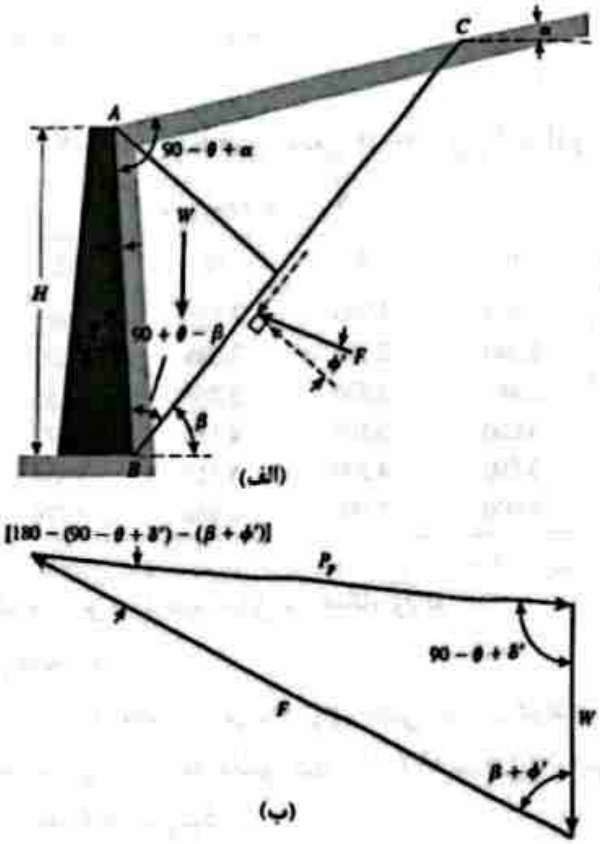
Scanned with CamScanner

جدول ۱۶-۶- ادامه

		θ (deg)					
α (deg)	ϕ' (deg)	0	5	10	15	20	25
20	28	0.4614	0.5188	0.5844	0.6608	0.7514	0.8613
	29	0.4374	0.4940	0.5586	0.6339	0.7232	0.8313
	30	0.4150	0.4708	0.5345	0.6087	0.6968	0.8034
	31	0.3941	0.4491	0.5119	0.5851	0.6720	0.7772
	32	0.3744	0.4286	0.4906	0.5628	0.6486	0.7524
	33	0.3559	0.4093	0.4704	0.5417	0.6264	0.7289
	34	0.3384	0.3910	0.4513	0.5216	0.6052	0.7066
	35	0.3218	0.3736	0.4331	0.5025	0.5851	0.6853
	36	0.3061	0.3571	0.4157	0.4842	0.5658	0.6649
	37	0.2911	0.3413	0.3991	0.4668	0.5474	0.6453
	38	0.2769	0.3263	0.3833	0.4500	0.5297	0.6266
	39	0.2633	0.3120	0.3681	0.4340	0.5127	0.6085
	40	0.2504	0.2982	0.3535	0.4185	0.4963	0.5912
	41	0.2381	0.2851	0.3395	0.4037	0.4805	0.5744
	42	0.2263	0.2725	0.3261	0.3894	0.4653	0.5582

۱۶-۱۳- حالت مقاوم کولمب

شکل ۱۶-۲۶- الف دیوار حایلی را نشان می‌دهد که دارای خاکریز غیرچسبنده با سطح شیبدار مطابق شکل می‌باشد. مثلث نیرو برای تعادل گوه‌ی ABC برای حالت مقاوم در شکل ۱۶-۲۶- ب نشان داده شده است. P_p نیروی مقاوم می‌باشد و سایر علائم به کاررفته، همان‌هایی هستند که برای حالت محرک به کار گرفته شدند.



شکل ۱۶-۲۶- فشار مقاوم کولمب (الف) گوه‌ی گسیختگی آزمایشی، (ب) چندضلعی نیرو

با روشی مشابه روش به کاررفته برای حالت محرک به دست می‌آید:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \qquad (۷۹-۱۶)$$

که در آن:

K_p = ضریب فشار جانبی مقاوم کولمب که طبق رابطه‌ی زیر تعریف می‌شود:

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi' + \theta)}{\cos^2\theta\cos(\delta' - \theta)\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta')\sin(\phi' + \alpha)}{\cos(\delta' - \theta)\cos(\alpha - \theta)}}\right]^2} \qquad (۸۰-۱۶)$$

برای دیوار بدون اصطکاک با وجه پشتی قائم و خاکریز دانه‌ای با سطح افقی (یعنی $\theta = 0°$ ، $\alpha = 0°$ و $\delta' = 0°$) از رابطه‌ی ۱۶-۸۰ خواهیم داشت:

$$K_p = \frac{1 + \sin\phi'}{1 - \sin\phi'} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)$$

که مشابه رابطه‌ی به دست آمده طبق تئوری رانکین برای حالت مقاوم است (رابطه‌ی ۱۶-۳۶). در جدول ۱۶-۷ مقادیر K_p برای حالت $\theta = 0°$ و $\alpha = 0°$ (وجه پشتی دیوار قائم و سطح خاکریز افقی) و مقادیر مختلف ϕ' و δ' ارائه شده است. مطالعه‌ی جدول نشان می‌دهد که برای مقدار مشخص ϕ'، مقدار K_p با افزایش زاویه اصطکاک δ'، افزایش می‌یابد. توجه شود که فرض صفحه‌ای بودن سطح گسیختگی در نظریه‌ی کولمب، فشار مقاوم دیوار را بیشتر از مقدار واقعی به دست می‌دهد (بخصوص برای $\delta' > \phi'/2$). این مسئله از نقطه‌نظر طراحی قدری غیرایمن است.

جدول ۱۶-۷- مقادیر K_p طبق رابطه‌ی ۱۶-۸۰ برای $\theta = 0°$ و $\alpha = 0°$

	δ' (deg) →				
↓ ϕ' (deg)	0	5	10	15	20
15	1.698	1.900	2.130	2.405	2.735
20	2.040	2.313	2.636	3.030	3.525
25	2.464	2.830	3.286	3.855	4.597
30	3.000	3.506	4.143	4.977	6.105
35	3.690	4.390	5.310	6.854	8.324
40	4.600	5.590	6.946	8.870	11.772

۱۶-۱۴- نیروی محرک وارد بر دیوارهای حایل در هنگام زلزله

حالت محرک (خاکریز دانه‌ای)

تحلیل کولمب برای تعیین نیروی محرک را می‌توان برای حالتی که دربرگیرنده‌ی نیروهای القایی ناشی از شتاب زلزله باشد، توسعه داد. برای این کار مطابق شکل ۱۶-۲۷- الف دیوار حایلی به ارتفاع H و خاکریز دانه‌ای با سطح شیبدار در نظر گرفته می‌شود.

Scanned with CamScanner

وزن مخصوص و زاویه‌ی اصطکاک داخلی خاک دانه‌ای که توسط دیوار حائل از ریزش آن جلوگیری شده است γ و ϕ' فرض می‌گردد. هم‌چنین δ' زاویه‌ی اصطکاک بین خاک و دیوار می‌باشد. ABC یک گوه‌ی گسیختگی آزمایشی است. نیروهای موثر بر این گوه به قرار زیر می‌باشند:

الف: وزن خاک موجود در گوه (W)

ب: برآیند نیروهای برشی و قائم موثر بر سطح گسیختگی BC و F

پ: نیروی محرک بر واحد طول دیوار (P_{ae})

ت: نیروی اینرسی افقی (k_hW)

ث: نیروی اینرسی قائم (k_vW)

توجه شود که:

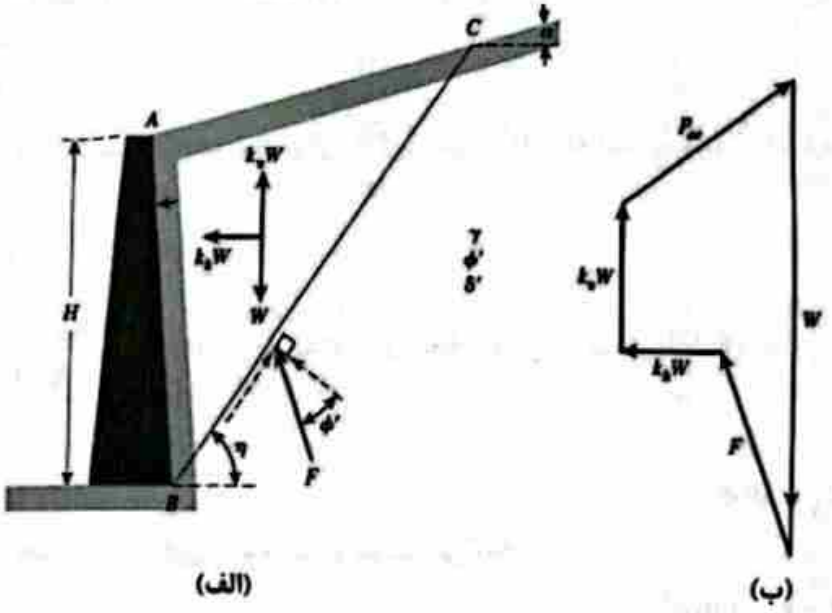
$$k_h = \frac{\text{مولفه‌ی افقی شتاب زلزله}}{g} \qquad (۸۱-۱۶)$$

$$k_v = \frac{\text{مولفه‌ی قائم شتاب زلزله}}{g} \qquad (۸۲-۱۶)$$

g= شتاب ثقل

چند ضلعی نیروها برای نیروهای فوق‌الذکر در شکل ۱۶-۲۷- ب رسم شده است. رابطه‌ی نیروی محرک P_{ae} را می‌توان به صورت زیر تعیین نمود:

$$P_{ae} = \frac{1}{2}\gamma H^2 (1 - k_v) K_a'' \qquad (۸۳-۱۶)$$



(الف) (ب)

شکل ۱۶-۲۷- نیروی محرک بر دیوار حایل با تاثیر شتاب زلزله

که در آن:

$$K_a'' = \frac{\cos^2(\phi' - \theta - \bar{\beta})}{\cos^2\theta\cos\bar{\beta}\cos(\delta' + \theta + \bar{\beta})\left\{1 + \left[\frac{\sin(\delta' + \phi').\sin(\phi' - \alpha - \bar{\beta})}{\cos(\delta' + \theta + \bar{\beta}).\cos(\theta - \alpha)}\right]^{1/2}\right\}^2} \qquad (۸۴-۱۶)$$

Scanned with CamScanner

و

$$\bar{\beta} = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right) \qquad (۸۵-۱۶)$$

توجه شود که در صورت عدم وجود شتاب زلزله، $\bar{\beta}$ مساوی صفر شده و رابطه‌ی ۱۶-۸۴ تبدیل به رابطه‌ی فشار محرک کولمب (رابطه‌ی ۱۶-۷۸) می‌شود. یعنی $K''_a = K_a$ می‌گردد. روابط ۱۶-۸۳ و ۱۶-۸۴ اغلب به نام روابط مونونوبه- اوکابه[1] معروف هستند (مونونوبه ۱۹۲۹ و اوکابه ۱۹۲۶) ارائه کرده‌اند.

تغییرات K''_a با $\theta = 0°$، $5°$، $10°$، $15°$ و $k_v = 0$ در جداول ۱۶-۸ تا ۱۶-۱۱ ارائه شده است. شکل ۱۶-۲۸ مقادیر بحرانی $\eta = \eta_c$ (برای $\theta = 0$، $\alpha = 0$، $k_v = 0$ و $\phi' = 30°$) را برای دستیابی به P_{ae} حداکثر نشان می‌دهد.

با بررسی نیروی محرک بدست آمده از روابط ۱۶-۸۳ تا ۱۶-۸۵، استنباط می‌شود که عبارت $\sin(\phi' - \alpha - \bar{\beta})$ در رابطه‌ی ۱۶-۸۴ دو مفهوم مهم را تداعی می‌کند. اولین مفهوم این است که اگر $\phi' - \alpha - \bar{\beta} < 0$ باشد هیچ حلی برای K''_a قابل دستیابی نیست، به عبارت دیگر هیچ شرایط تعادلی وجود نخواهد داشت.

بنابراین برای ایجاد تعادل، حدود شیب خاکریز باید به صورت زیر باشد:

$$\alpha \le \phi' - \bar{\beta} \qquad (۸۶-۱۶)$$

در شرایط عدم وقوع زلزله، $\bar{\beta} = 0$ است. در نتیجه برای ایجاد تعادل رابطه‌ی ۱۶-۸۶ رابطه‌ی آشنای زیر را بدست می‌دهد:

$$\alpha \le \phi' \qquad (۸۷-۱۶)$$

دومین مفهوم برداشت شده این است که برای خاکریز افقی، $\alpha = 0°$ است. بنابراین برای ایجاد تعادل لازم است:

$$\bar{\beta} \le \phi' \qquad (۸۸-۱۶)$$

از آنجاییکه $\bar{\beta} = \tan^{-1}\left[\frac{k_h}{(1-k_v)}\right]$ است، برای ایجاد تعادل، ترکیب روابط ۱۶-۸۵ و ۱۶-۸۶ نتیجه می‌دهد:

$$k_h \le (1-k_v)\tan\phi' \qquad (۸۹-۱۴)$$

بنابراین، مقدار بحرانی عبارت فوق به صورت زیر تعریف می‌گردد:

$$k_{h(cr)} = (1-k_v)\tan\phi' \qquad (۹۰-۱۶)$$

که در آن:

$K_{h(cr)}$ = مقدار بحرانی شتاب افقی (شکل ۱۶-۲۹)

1 - Mononobe-Okabe

Scanned with CamScanner

جدول ۱۶-۸- مقادیر K_a^* (رابطه‌ی ۱۶-۸۴) برای $\theta = 0^\circ$ و $k_v = 0$

			ϕ' (deg)				
k_h	δ' (deg)	α (deg)	28	30	35	40	45
0.1	0	0	0.427	0.397	0.328	0.268	0.217
0.2			0.508	0.473	0.396	0.382	0.270
0.3			0.611	0.569	0.478	0.400	0.334
0.4			0.753	0.697	0.581	0.488	0.409
0.5			1.005	0.890	0.716	0.596	0.500
0.1	0	5	0.457	0.423	0.347	0.282	0.227
0.2			0.554	0.514	0.424	0.349	0.285
0.3			0.690	0.635	0.522	0.431	0.356
0.4			0.942	0.825	0.653	0.535	0.442
0.5			—	—	0.855	0.673	0.551
0.1	0	10	0.497	0.457	0.371	0.299	0.238
0.2			0.623	0.570	0.461	0.375	0.303
0.3			0.856	0.748	0.585	0.472	0.383
0.4			—	—	0.780	0.604	0.486
0.5			—	—	—	0.809	0.624
0.1	$\phi'/2$	0	0.396	0.368	0.306	0.253	0.207
0.2			0.485	0.452	0.380	0.319	0.267
0.3			0.604	0.563	0.474	0.402	0.340
0.4			0.778	0.718	0.599	0.508	0.433
0.5			1.115	0.972	0.774	0.648	0.552
0.1	$\phi'/2$	5	0.428	0.396	0.326	0.268	0.218
0.2			0.537	0.497	0.412	0.342	0.283
0.3			0.699	0.640	0.526	0.438	0.367
0.4			1.025	0.881	0.690	0.568	0.475
0.5			—	—	0.962	0.752	0.620
0.1	$\phi'/2$	10	0.472	0.433	0.352	0.285	0.230
0.2			0.616	0.562	0.454	0.371	0.303
0.3			0.908	0.780	0.602	0.487	0.400
0.4			—	—	0.857	0.656	0.531
0.5			—	—	—	0.944	0.722
0.1	$\frac{2}{3}\phi'$	0	0.393	0.366	0.306	0.256	0.212
0.2			0.486	0.454	0.384	0.326	0.276
0.3			0.612	0.572	0.486	0.416	0.357
0.4			0.801	0.740	0.622	0.533	0.462
0.5			1.177	1.023	0.819	0.693	0.600
0.1	$\frac{2}{3}\phi'$	5	0.427	0.395	0.327	0.271	0.224
0.2			0.541	0.501	0.418	0.350	0.294
0.3			0.714	0.655	0.541	0.455	0.386
0.4			1.073	0.921	0.722	0.600	0.509
0.5			—	—	1.034	0.812	0.679
0.1	$\frac{2}{3}\phi'$	10	0.472	0.434	0.354	0.290	0.237
0.2			0.625	0.570	0.463	0.381	0.317
0.3			0.942	0.807	0.624	0.509	0.423
0.4			—	—	0.909	0.699	0.573
0.5			—	—	—	1.037	0.800

Scanned with CamScanner

جدول ۱۶-۹- مقادیر K_a'' (رابطه‌ی ۱۶-۸۴) برای $\theta = 5°$ و $k_v = 0$

k_h	δ' (deg)	α (deg)	ϕ' (deg)				
			28	30	35	40	45
0.1	0	0	0.462	0.432	0.363	0.303	0.250
0.2			0.543	0.509	0.432	0.365	0.306
0.3			0.647	0.606	0.516	0.439	0.372
0.4			0.792	0.736	0.622	0.530	0.451
0.5			1.054	0.936	0.762	0.642	0.546
0.1	0	5	0.496	0.462	0.386	0.320	0.263
0.2			0.594	0.554	0.465	0.389	0.324
0.3			0.733	0.678	0.566	0.475	0.398
0.4			0.996	0.875	0.702	0.583	0.489
0.5			—	—	0.914	0.728	0.604
0.1	0	10	0.540	0.500	0.413	0.339	0.277
0.2			0.669	0.616	0.507	0.419	0.345
0.3			0.912	0.801	0.635	0.521	0.430
0.4			—	—	0.842	0.660	0.540
0.5			—	—	—	0.879	0.687
0.1	$\phi'/2$	0	0.434	0.407	0.344	0.291	0.245
0.2			0.526	0.494	0.423	0.362	0.329
0.3			0.651	0.610	0.523	0.451	0.389
0.4			0.836	0.775	0.657	0.566	0.541
0.5			1.202	1.050	0.847	0.719	0.623
0.1	$\phi'/2$	5	0.472	0.440	0.369	0.309	0.258
0.2			0.585	0.546	0.460	0.389	0.330
0.3			0.756	0.698	0.583	0.494	0.421
0.4			1.111	0.959	0.761	0.636	0.542
0.5			—	—	1.063	0.841	0.705
0.1	$\phi'/2$	10	0.521	0.482	0.399	0.331	0.274
0.2			0.674	0.619	0.509	0.424	0.355
0.3			0.990	0.855	0.670	0.551	0.462
0.4			—	—	0.952	0.739	0.609
0.5			—	—	—	1.067	0.827
0.1	$\frac{2}{3}\phi'$	0	0.433	0.407	0.347	0.296	0.253
0.2			0.530	0.499	0.431	0.373	0.323
0.3			0.664	0.624	0.540	0.471	0.413
0.4			0.868	0.806	0.689	0.601	0.531
0.5			1.284	1.119	0.907	0.781	0.689
0.1	$\frac{2}{3}\phi'$	5	0.472	0.441	0.373	0.316	0.267
0.2			0.593	0.554	0.471	0.403	0.346
0.3			0.779	0.719	0.605	0.519	0.449
0.4			1.175	1.012	0.805	0.681	0.589
0.5			—	—	1.159	0.923	0.787
0.1	$\frac{2}{3}\phi'$	10	0.524	0.486	0.405	0.339	0.284
0.2			0.688	0.632	0.523	0.440	0.373
0.3			1.036	0.892	0.701	0.583	0.495
0.4			—	—	1.024	0.800	0.668
0.5			—	—	—	1.195	0.936

Scanned with CamScanner

جدول ۱۶-۱۰- مقادیر K''_a (رابطه‌ی ۱۶-۸۴) برای $\theta = 10^\circ$ و $k_v = 0$

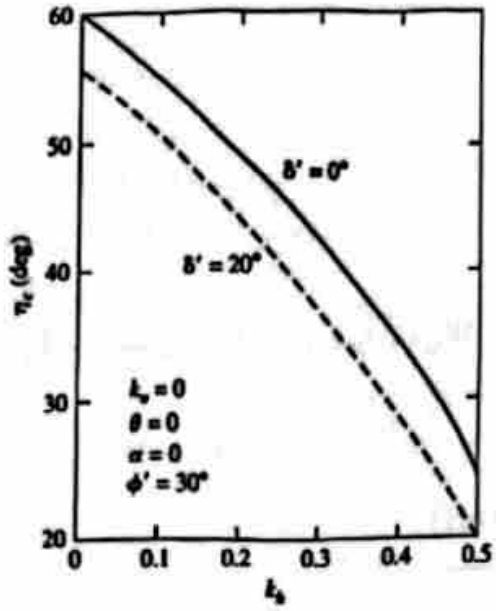
			ϕ' (deg)				
k_h	δ' (deg)	α (deg)	28	30	35	40	45
0.1	0	0	0.500	0.470	0.402	0.342	0.288
0.2			0.582	0.549	0.473	0.406	0.346
0.3			0.688	0.648	0.559	0.483	0.415
0.4			0.838	0.782	0.669	0.577	0.498
0.5			1.115	0.993	0.816	0.695	0.599
0.1	0	5	0.539	0.505	0.428	0.362	0.303
0.2			0.639	0.599	0.510	0.434	0.368
0.3			0.782	0.728	0.615	0.524	0.446
0.4			1.060	0.935	0.758	0.638	0.543
0.5			—	—	0.984	0.793	0.665
0.1	0	10	0.588	0.548	0.460	0.385	0.320
0.2			0.721	0.668	0.558	0.469	0.393
0.3			0.979	0.863	0.693	0.577	0.484
0.4			—	—	0.914	0.725	0.601
0.5			—	—	—	0.962	0.760
0.1	$\phi'/2$	0	0.477	0.450	0.388	0.334	0.287
0.2			0.573	0.542	0.471	0.410	0.412
0.3			0.705	0.665	0.579	0.507	0.446
0.4			0.904	0.843	0.724	0.634	0.700
0.5			1.311	1.147	0.935	0.805	0.709
0.1	$\phi'/2$	5	0.520	0.488	0.417	0.357	0.304
0.2			0.641	0.601	0.515	0.444	0.383
0.3			0.825	0.765	0.649	0.559	0.485
0.4			1.216	1.053	0.845	0.717	0.621
0.5			—	—	1.188	0.950	0.808
0.1	$\phi'/2$	10	0.577	0.538	0.454	0.384	0.324
0.2			0.742	0.685	0.573	0.486	0.414
0.3			1.089	0.944	0.750	0.628	0.535
0.4			—	—	1.068	0.840	0.704
0.5			—	—	—	1.221	0.958
0.1	$\frac{2}{3}\phi'$	0	0.479	0.452	0.394	0.343	0.299
0.2			0.581	0.551	0.484	0.427	0.378
0.3			0.724	0.685	0.603	0.536	0.479
0.4			0.948	0.885	0.768	0.682	0.614
0.5			1.419	1.239	1.017	0.889	0.800
0.1	$\frac{2}{3}\phi'$	5	0.524	0.493	0.425	0.367	0.318
0.2			0.653	0.614	0.531	0.464	0.406
0.3			0.856	0.796	0.680	0.594	0.524
0.4			1.302	1.124	0.906	0.779	0.687
0.5			—	—	1.319	1.064	0.923
0.1	$\frac{2}{3}\phi'$	10	0.584	0.545	0.463	0.396	0.340
0.2			0.762	0.705	0.594	0.510	0.441
0.3			1.151	0.995	0.794	0.672	0.582
0.4			—	—	1.167	0.924	0.786
0.5			—	—	—	1.400	1.112

Scanned with CamScanner

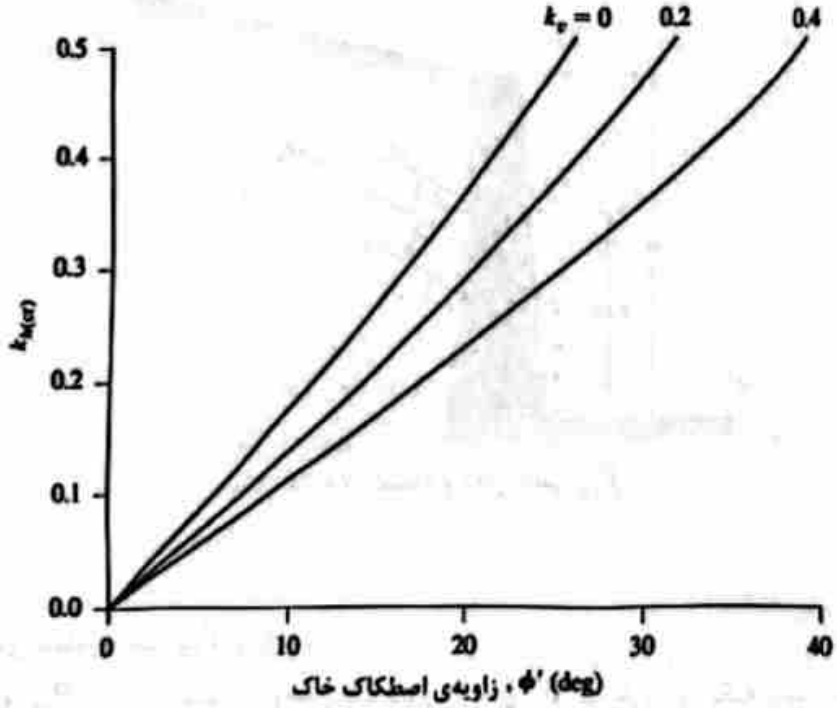
جدول ۱۶-۱۱- مقادیر K_a'' (رابطه‌ی ۱۶-۸۴) برای $\theta = 15°$ و $k_v = 0$

			ϕ' (deg)				
k_h	δ' (deg)	α (deg)	28	30	35	40	45
0.1	0	0	0.543	0.514	0.446	0.385	0.329
0.2			0.626	0.594	0.519	0.451	0.391
0.3			0.735	0.696	0.608	0.532	0.464
0.4			0.892	0.836	0.723	0.631	0.552
0.5			1.190	1.061	0.879	0.756	0.659
0.1	0	5	0.587	0.554	0.477	0.409	0.348
0.2			0.691	0.651	0.562	0.485	0.417
0.3			0.841	0.785	0.672	0.579	0.500
0.4			1.139	1.007	0.824	0.701	0.604
0.5			—	—	1.069	0.868	0.736
0.1	0	10	0.643	0.603	0.514	0.437	0.369
0.2			0.783	0.729	0.617	0.525	0.447
0.3			1.059	0.937	0.761	0.641	0.545
0.4			—	—	1.000	0.802	0.672
0.5			—	—	—	1.062	0.846
0.1	$\phi'/2$	0	0.526	0.499	0.438	0.384	0.336
0.2			0.627	0.596	0.527	0.467	0.526
0.3			0.769	0.729	0.644	0.573	0.512
0.4			0.987	0.925	0.805	0.714	0.963
0.5			1.450	1.270	1.044	0.911	0.814
0.1	$\phi'/2$	5	0.576	0.544	0.473	0.412	0.358
0.2			0.705	0.665	0.580	0.508	0.446
0.3			0.906	0.845	0.727	0.636	0.561
0.4			1.349	1.169	0.948	0.815	0.717
0.5			—	—	1.348	1.088	0.938
0.1	$\phi'/2$	10	0.642	0.602	0.517	0.445	0.384
0.2			0.822	0.763	0.648	0.559	0.485
0.3			1.211	1.053	0.847	0.719	0.623
0.4			—	—	1.214	0.965	0.820
0.5			—	—	—	1.420	1.125
0.1	$\frac{2}{3}\phi'$	0	0.530	0.505	0.447	0.397	0.353
0.2			0.640	0.611	0.545	0.490	0.442
0.3			0.796	0.758	0.677	0.613	0.559
0.4			1.046	0.983	0.866	0.782	0.718
0.5			1.597	1.395	1.157	1.029	0.944
0.1	$\frac{2}{3}\phi'$	5	0.583	0.553	0.485	0.427	0.378
0.2			0.724	0.685	0.603	0.536	0.479
0.3			0.949	0.887	0.771	0.684	0.616
0.4			1.465	1.266	1.033	0.902	0.811
0.5			—	—	1.531	1.250	1.105
0.1	$\frac{2}{3}\phi'$	10	0.654	0.615	0.532	0.464	0.406
0.2			0.851	0.792	0.679	0.593	0.523
0.3			1.296	1.123	0.908	0.781	0.689
0.4			—	—	1.351	1.083	0.938
0.5			—	—	—	1.681	1.353

Scanned with CamScanner



شکل ۱۶-۲۸- نمودار $\eta = \eta_c$ برای $k_v = 0$ ، $\theta = 0$ ، $\alpha = 0$ و $\phi' = 30°$



شکل ۱۶-۲۹- مقادیر بحرانی شتاب افقی (رابطه‌ی ۱۶-۹۰)

موقعیت خط اثر نیروی برآیند P_{ae}

سید و ویتمان (۱۹۷۰) روش ساده‌ای برای تعیین امتداد و محل تاثیر نیروی برآیند P_{ae} به شرح زیر پیشنهاد کرده‌اند:

گام ۱- نیروی محرک در هنگام زلزله را طبق رابطه‌ی زیر به دو قسمت تبدیل کنید:

$$P_{ae} = P_a + \Delta P_{ae} \qquad (۹۱-۱۶)$$

که در آن:

P_a = نیروی محرک کولمب که از رابطه‌ی ۱۶-۷۷ به دست می‌آید.

ΔP_{ae} = نیروی محرک اضافه به علت تاثیر زلزله

گام ۲- P_a را با استفاده از رابطه‌ی ۱۶-۷۷ محاسبه کنید.

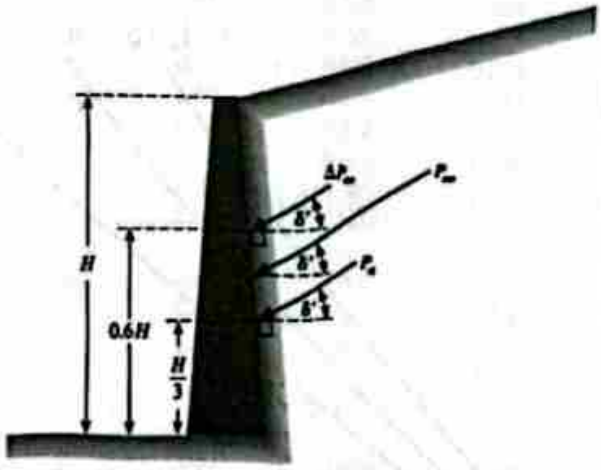
گام ۳- P_{ae} را با استفاده از رابطه‌ی ۱۶-۸۳ محاسبه کنید.

گام ۴- مقدار $\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a$ را محاسبه کنید.

گام ۵- مطابق شکل ۱۶-۳۰، P_a در فاصله‌ی $H/3$ از پای دیوار و ΔP_{ae} را به فاصله‌ی $0.6H$ از پای دیوار تاثیر دهید.

گام ۶- محل تاثیر P_{ae} را از رابطه‌ی زیر محاسبه کنید:

$$\bar{z} = \frac{P_a\left(\frac{H}{3}\right) + \Delta P_{ae}(0.6H)}{P_{ae}} \qquad (۹۲-۱۶)$$



شکل ۱۶-۳۰- امتداد و محل تاثیر P_{ae}

که در آن:

$\bar{z}$ = فاصله‌ی نقطه‌ی تاثیر P_{ae} از پای دیوار

توجه شود که P_{ae} با امتداد عمود بر وجه پشت دیوار زاویه‌ی δ' می‌سازد. این نکته بسیار مهم است که روش ذکر شده برای تعیین P_{ae} تقریبی است و خصوصیات دینامیکی خاک را به صورت واقعی مدل نمی‌کند.

مثال ۱۶-۱۲

دیوار حایلی با خاکریز غیرچسبنده با مشخصات زیر مفروض است:

$$\gamma = 15.5\ kN/m^3,\ \phi' = 30°,\ \delta' = 15°,\ \theta = 0°,\ \alpha = 0°,\ H = 4m,\ k_v = 0\ ,\ k_h = 0.2$$

مطلوبست P_{ae} و محل تاثیر آن.

حل:

P_{ae} از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$P_{ae} = \frac{1}{2}\gamma H^2 (1 - k_v) K_a^*$$

$$\frac{\delta'}{\phi'} = \frac{15}{30} = 0.5 \, , \alpha = 0 \, , k_v = 0 \, , k_h = 0.2 \xrightarrow{\text{جدول ۱۶-۱۱}} k_a^* = 0.452$$

$$P_{ae} = \left(\frac{1}{2}\right)(15.5)(4)^2 (1-0)(0.452) = 56.05 \text{ kN/m}$$

تعیین محل تاثیر P_{ae}:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

$$\phi' = 30^\circ \, , \, \delta' = 15^\circ \, , K_a = 0.3014 \quad \text{(جدول ۱۶-۴)}$$

$$P_a = \frac{1}{2}(0.3014)(15.5)(4)^2 = 37.37 \text{ kN/m}$$

$$\Delta P_{ae} = 56.05 - 37.37 = 18.68 \text{ kN/m}$$

$$\bar{z} = \frac{P_a\left(\frac{H}{3}\right) + \Delta P_{ae}(0.6H)}{P_{ae}} = \frac{(37.37)\left(\frac{4}{3}\right) + (18.68)(2.4)}{56.05} = 1.69 \text{ m}$$

فشار محرک برای دیوار حایل با خاکریز $c' - \phi'$ در حالت زلزله

شوکا (۲۰۱۵) مطابق شکل صفحه بعد فشار محرک وارد بر دیوار حایل را در حالت عمومی برای خاک‌های $c' - \phi'$ تحت نیروی زلزله ارائه نمود. در این شکل:

H = ارتفاع دیوار حایل

c' = چسبندگی خاکریز

c'_a = چسبندگی بین دیوار و خاکریز

ϕ' = زاویه اصطکاک خاکریز

δ' = زاویه‌ی اصطکاک بین دیوار و خاکریز

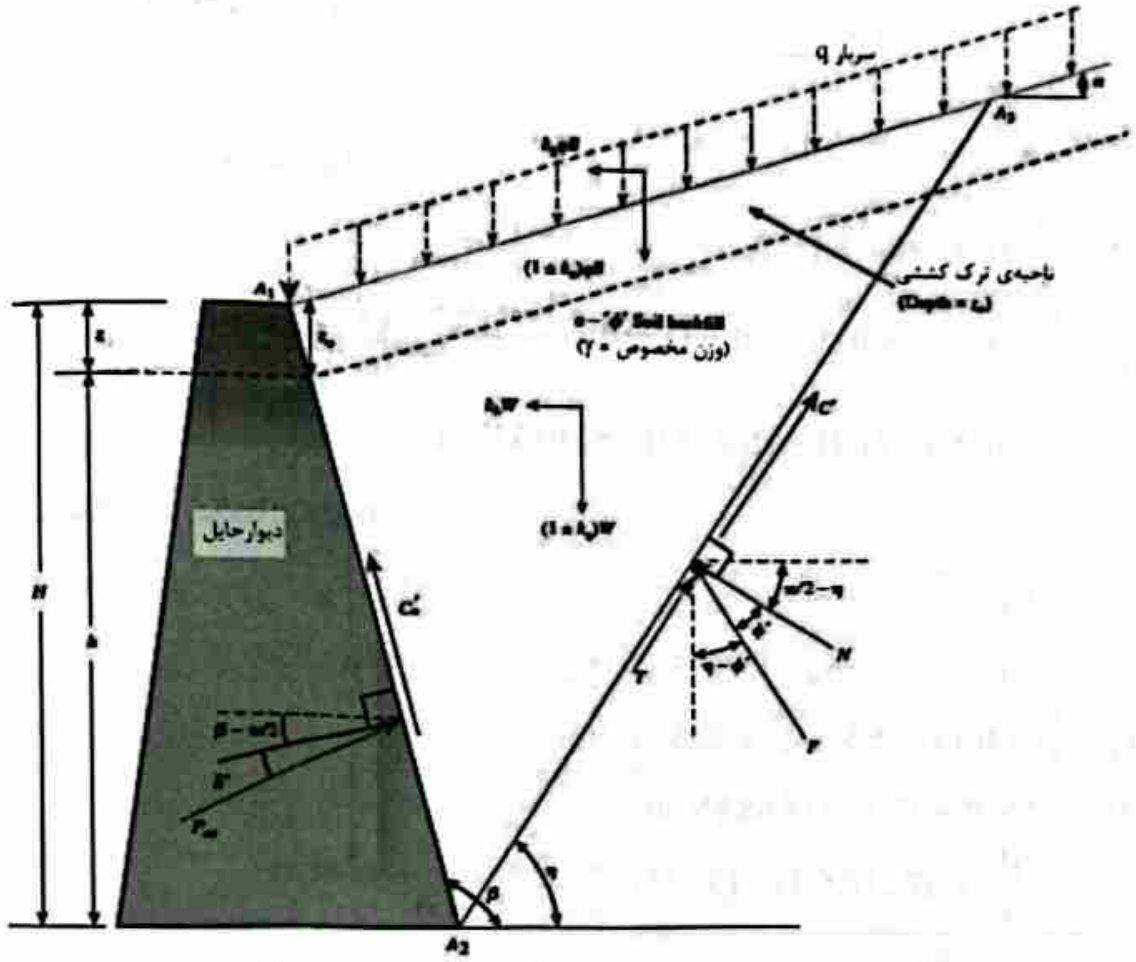
γ = وزن مخصوص خاک

α = شیب سطح خاکریز

z_0 = عمق ترک کششی

q = سربار بر واحد سطح

Scanned with CamScanner



نیروهای موثر بر گوه‌ی گسیختگی در حالت زلزله برای خاک‌های $\phi' - c'$

در شکل فوق، $A_1A_2A_3$ گوه آزمایشی برای گسیختگی است که زاویه‌ی η با افق می‌سازد $\left(\overline{A_1A_3} = B\right)$.
نیروهای وارد بر این گوه (برای واحد طول دیوار) عبارتنداز:

۱- P_{ae} = نیروی محرک

۲- W = وزن گوه

۳- C'_a = نیروی چسبندگی در امتداد A_1A_2

۴- k_v ,k_h = ضرایب زلزله در امتداد افقی و قائم

۵- F = برآیند واکنش‌های افقی و قائم در امتداد A_2A_3

۶- C' = نیروی چسبندگی در امتداد A_2A_3

نیروی محرک P_{ae} از رابطه‌ی زیر به دست می‌آیند:

$$P_{ae} = (1 \pm k_v)\left[q + \frac{1}{2}\frac{\sin(\beta - \alpha)}{\sin\beta}\gamma H\right]HK_{ae\gamma} - c'HK_{aec} + \frac{2Kc'^2}{\gamma}$$

Scanned with CamScanner

که در آن:

$$K_{acr} = \frac{\sin(\beta - \eta_c)\sin(\overline{\beta} - \phi' + \eta_c)}{\cos\overline{\beta}\sin\beta\sin(\eta_c - \alpha)\sin(\beta + \delta' + \phi' - \eta_c)}$$

$$K_{acc} = \frac{a_f\cos(\beta + \phi' - \eta_c) + \dfrac{\sin(\beta - \alpha)\cos\phi}{\sin(\eta_c - \alpha)}}{\sin\beta\sin(\beta + \delta' + \phi' - \eta_c)}$$

و

$$K = \left[\frac{a_f\cos(\beta + \phi' - \eta_c) + \dfrac{\sin(\beta - \alpha)\cos\phi'}{\sin(\eta_c - \alpha)}}{2\sin\beta\sin(\beta + \delta' + \phi' - \eta_c)}\right]\left[\frac{z_o}{\left(\dfrac{2c'}{\gamma}\right)}\right]$$

η_c = زاویه گوه گسیختگی بحرانی با افق

برای محاسبات فوق نیاز به پارامترهای زیر داریم:

۱- تعیین عمق ترک کششی

$$z_o = \frac{2c'}{\gamma\sqrt{K_a}}$$

که در آن:

$$K_a = \tan^2(45 - \phi'/2).$$

۲- تعیین:

$$a_f = \frac{c'_a}{c'}$$

۳- تعیین:

$$\overline{\beta} = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

۴- تعیین:

$$m_1 = \left(\frac{1 \pm k_v}{\cos\overline{\beta}}\right)\left[\frac{2q}{\gamma H} + \frac{\sin(\beta - \alpha)}{\sin\beta}\right]\frac{1}{\sin\beta}$$

$$m_2 = a_f\left(\frac{2c'}{\gamma H}\right)\left(1 - \frac{z_o}{2H}\right)\frac{1}{\sin\beta}$$

$$m_3 = \left(\frac{2c'}{\gamma H}\right)\left(1 - \frac{z_o}{2H}\right)\sin(\beta - \alpha)\frac{\cos\phi'}{\sin\beta}$$

۵- تعیین:

$$a_1 = m_1\cos\beta\cos(\overline{\beta} - \phi') + m_2\cos\alpha\sin(\beta + \phi') + m_3$$

$$b_1 = m_1\sin(\beta - \overline{\beta} + \phi') - m_2\cos(\alpha + \beta + \phi')$$

$$c_1 = m_3 - m_1\sin\beta\sin(\overline{\beta} - \phi') - m_2\sin\alpha\cos(\beta + \phi')$$

$$a_2 = \cos\alpha\cos(\beta + \delta' + \phi')$$

$$b_2 = \sin(\beta + \delta' + \phi' + \alpha)$$

$$c_2 = \sin\alpha\sin(\beta + \delta' + \phi')$$

Scanned with CamScanner

۶- تعیین:

$$\eta_c = \tan^{-1}\left[\frac{(a_2c_1 - a_1c_2) \pm \sqrt{(a_2c_1 - a_1c_2)^2 - (a_2b_1 - a_1b_2)(b_2c_1 - b_1c_2)}}{(a_2b_1 - a_1b_2)}\right]$$

مقدار η_c بین $0°$ و $90°$ قرار دارد و نمی‌تواند منفی شود.

برای تمام مقادیر η_c باید عبارت زیر رادیکال در رابطه فوق مثبت باشد.

$$(a_2c_1 - a_1c_2)^2 - (a_2b_1 - a_1b_2)(b_2c_1 - b_1c_2) \geq 0$$

مثال ۱۶-۱۳

با توجه به اطلاعات زیر، P_{ae} را محاسبه نمایید:

$$H = 3\,m\ ,\ \beta = 100°\ ,\ \alpha = 10°$$

$$\phi' = 28°\ ,\ \delta' = \frac{2}{3}\phi' = 18.65°, c' = 15\,kN/m^2\ , c'_a = 10\,kN/m^2\ , \gamma = 17.5\,kN/m^3$$

$$q = 10\,kN/m^2\ , k_h = 0.2, k_v = \pm 0.1.(\downarrow = +k_v\ ,\ \uparrow = -k_v.)$$

حل:

داریم:

$$z_o = \frac{2c'}{\gamma \tan\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)} = \frac{(2)(15)}{(17.5)\tan(45 - 14)} = 2.85\ m$$

مقدار z_o در مقایسه با H زیاد است.

$$a_f = \frac{c'_a}{c'} = \frac{10}{15} = 0.6667$$

$$\bar{\beta} = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{0.2}{1 \pm 0.1}\right)$$

$$\bar{\beta} = 10.3°\ k_v(\downarrow)$$

و

$$\bar{\beta} = 12.5°\ k_v(\uparrow)$$

با جایگزینی مقادیر بدست آمده در رابطه‌ی m_1 تا m_3 نتیجه می‌شود:

$$m_1 = 1.5852, m_2 = 0.2029\ ,\ m_3 = 0.2687 \quad k_v(\downarrow)$$

$$m_1 = 1.3072, m_2 = 0.2029\ ,\ m_3 = 0.2687 \quad k_v(\uparrow)$$

بنابراین

$$a_1 = 0.1639, b_1 = 1.5544, c_1 = 0.7649, a_2 = -0.8225, b_2 = 0.3961, c_2 = 0.0954 \quad k_v(\downarrow)$$

$$a_1 = 0.2074, b_1 = 1.3310, c_1 = 0.6338, a_2 = -0.8225, b_2 = 0.3961, c_2 = 0.0954 \quad k_v(\uparrow)$$

در نتیجه:

$$\alpha_c = 46.88° \quad k_v(\downarrow)$$

Scanned with CamScanner

و

$$\alpha_c = 45.64° \quad k_v (\uparrow)$$

نیز داریم:

$$K_{ae\gamma} = 0.6807,\ K_{ae\epsilon} = 1.6221,\ \text{and}\ K = 1.3499 \quad k_v (\downarrow)$$

$$K_{ae\gamma} = 0.7428,\ K_{ae\epsilon} = 1.6593,\ \text{and}\ K = 1.3808 \quad k_v (\uparrow)$$

$$P_{ae} = 44.05\ \text{kN/m} \quad k_v (\downarrow)$$

$$P_{ae} = 34.35\ \text{kN/m} \quad k_v (\uparrow)$$

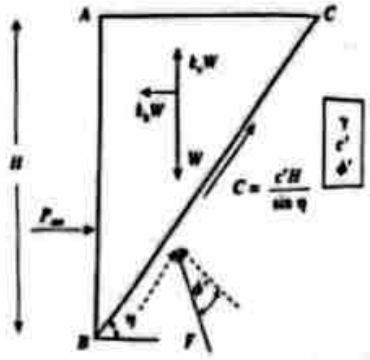
فشار محرک برای دیوار حایل با خاکریز $c' - \phi'$ در حالت زلزله- حالت خاص وجه پشتی قائم

شاکلا و همکاران (۲۰۰۹) روشی را جهت تخمین P_{ae} برای دیوار حائل با وجه پشتی قائم و خاکریز افقی با خاک $c' - \phi'$ ارائه کردند (شکل ۱۶-۳۱- الف).

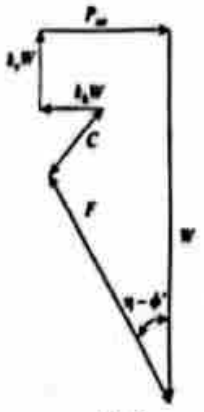
در شکل ۱۶-۳۱- الف، ABC گوه‌ی گسیختگی آزمایشی می‌باشد. فرضیات زیر در تحلیل در نظر گرفته می‌شوند:

۱- اثر ترک کششی در نظر گرفته نمی‌شود.

۲- از اصطکاک و چسبندگی بین وجه پشتی دیوار و خاکریز صرف‌نظر می‌شود.



(الف)



(ب)

شکل ۱۶-۳۱- تخمین P_{ae} با خاکریز $c' - \phi'$: (الف) گوه گسیختگی آزمایشی (ب) چندضلعی نیروها

شکل ۱۶-۳۱- ب چندضلعی تمامی نیروهای موثر بر گوه‌ی ABC را نشان می‌دهد. نمادهای به کاررفته، مشابه موارد بکاررفته شکل ۱۶-۲۷ می‌باشد.

طبق این تحلیل، زاویه‌ی گوه‌ی بحرانی $\eta = \eta_c$ برای مقدار حداکثر P_{ae} می‌تواند به صورت زیر بیان شود.

$$\tan\eta_c = \frac{\sin\phi'\sin(\phi'-\bar{\beta}) + m\sin 2\phi' + \left[\begin{array}{l}\sin\phi'\sin(\phi'-\bar{\beta})\cos\bar{\beta} \\ +4m^2\cos^2\phi' + 2m\cos\phi' \\ \left\{\sin\phi'\cos\bar{\beta} + \sin(\phi'-\bar{\beta})\right\}\end{array}\right]^{0.5}}{\sin\phi'\cos(\phi'-\bar{\beta}) + 2m\cos^2\phi'} \qquad (۹۳-۱۶)$$

که در آن:

$$m = \frac{c'\cos\bar{\beta}}{\gamma H(1-k_v)} \qquad (۹۴-۱۶)$$

برای تعریف $\bar{\beta}$، به رابطه‌ی ۱۶-۸۵ مراجعه کنید. بنابراین مقدار P_{ae} می‌تواند به صورت زیر بیان شود:

$$\frac{P_{ae}}{\gamma H^2} = P_{ae}^{*} = \frac{1}{2}(1-k_v)K_{ae\gamma} - c^{*}K_{aec} \qquad (۹۵-۱۶)$$

که در آن:

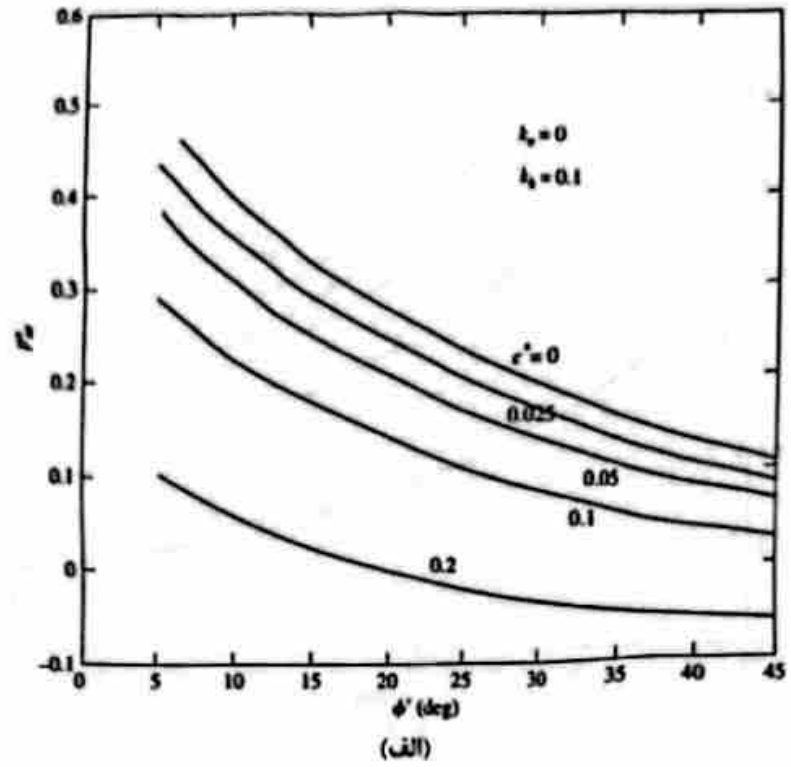
$$c^{*} = \frac{c'}{\gamma H} \qquad (۹۶-۱۶)$$

$$K_{ae\gamma} = \frac{\cos(\phi'-\bar{\beta}) - \dfrac{\sin(\phi'-\bar{\beta})}{\tan\eta_c}}{\cos\bar{\beta}(\cos\phi' + \tan\eta_c\sin\phi')} \qquad (۹۷-۱۶)$$

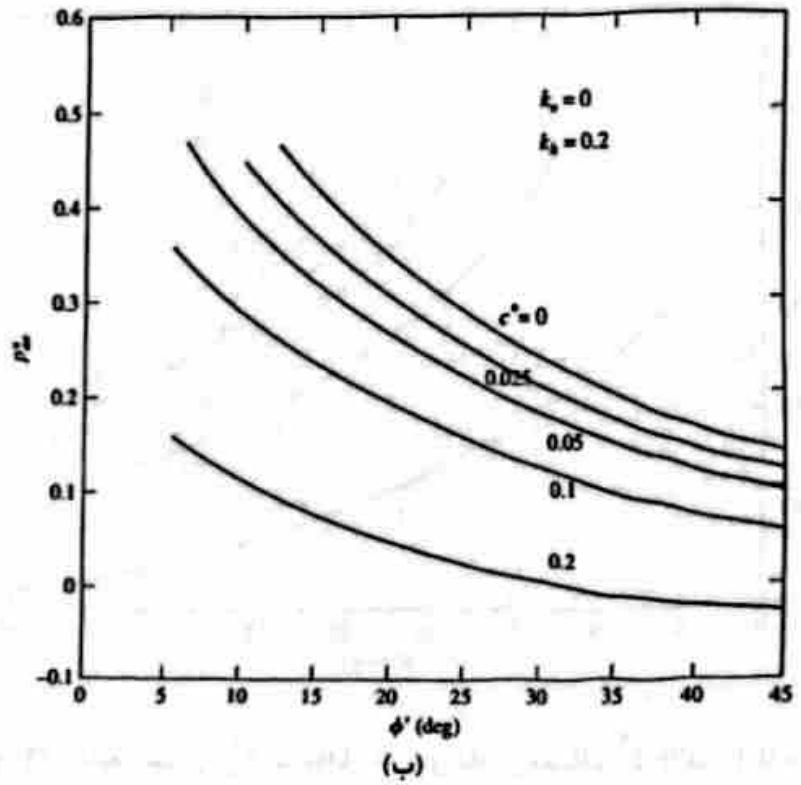
$$K_{aec} = \frac{\cos\phi'(1+\tan^2\eta_c)}{\tan\eta_c(\cos\phi' + \tan\eta_c\sin\phi')} \qquad (۹۸-۱۶)$$

شکل ۱۶-۳۲ نمودار P_{ae}^{*} را در برابر ϕ' برای مقادیر مختلف c^{*} و $k_h\,(k_v = 0)$ نشان می‌دهد.

Scanned with CamScanner



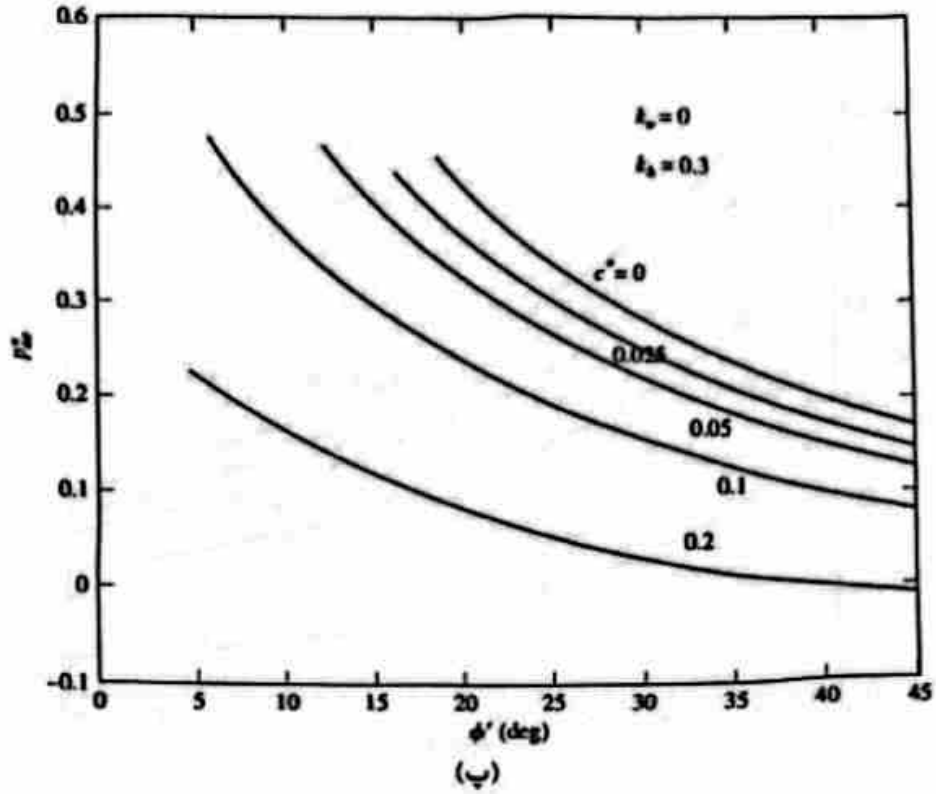
(الف)



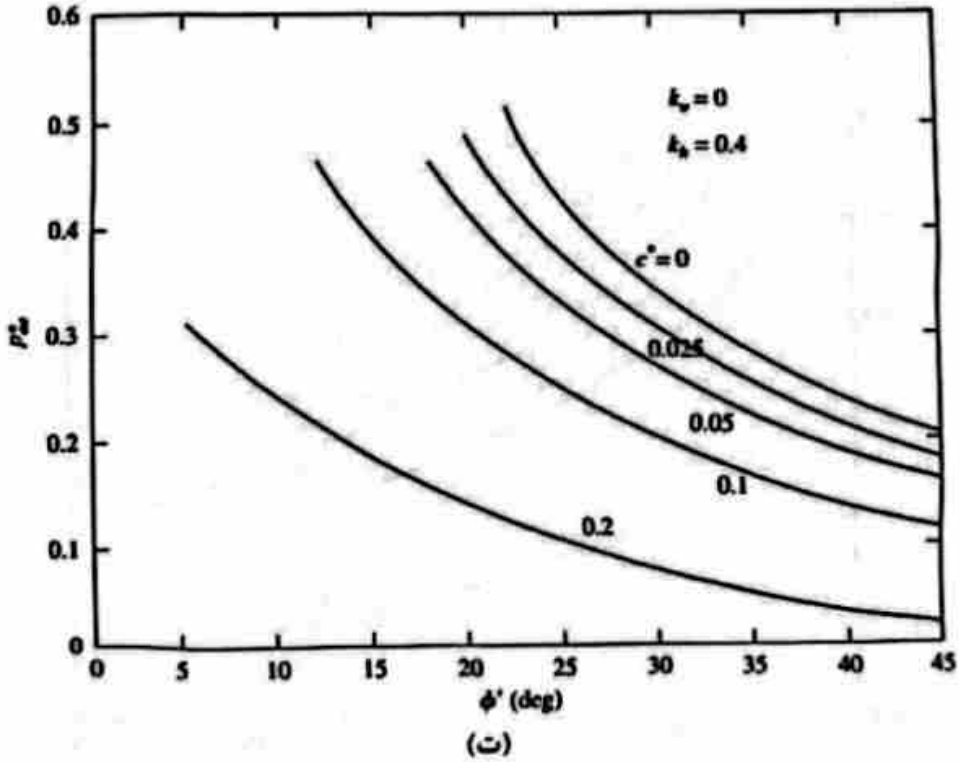
(ب)

شکل ۱۶-۳۲- نمودار P_{ae}^* در مقابل ϕ' برای مقادیر مختلف c^*: (الف) $k_h = 0.1$، (ب) $k_h = 0.2$، (پ) $k_h = 0.3$، (ت) $k_h = 0.4$ (توجه شود که $k_v = 0$ است.)

Scanned with CamScanner



(پ)



(ت)

شکل ۱۶-۳۲- ادامه- نمودار P^*_{ae} در مقابل ϕ' برای مقادیر مختلف c^*: (الف) $k_h = 0.1$، (ب) $k_h = 0.2$، (پ) $k_h = 0.3$، (ت) $k_h = 0.4$ (توجه شود که $k_v = 0$ است.)

Scanned with CamScanner

مثال ۱۶-۱۴

برای دیوار حائلی با خاکریز بدون چسبندگی، $\gamma = 15.5\ kN/m^3$، $\phi' = 30°$، $\delta' = 15°$، $\theta = 0°$، $\alpha = 0°$، $H = 4\ m$، $k_v = 0$ و $k_h = 0.2$ می‌باشد. مطلوبست تعیین P_{ae}. هم‌چنین موقعیت محل اثر P_{ae} که همان $\bar{z}$ می‌باشد را بدست آورید.

حل:

از رابطه‌ی ۱۶-۸۳ داریم:

$$P_{ae} = \frac{1}{2}\gamma H^2 (1 - k_v) K_a''$$

هم‌چنین داریم:

$$\frac{\delta'}{\phi'} = \frac{15}{30} = 0.5, \alpha = 0°, k_v = 0, k_h = 0.2$$

از جدول ۱۶-۸، $K_a'' = 0.452$ می‌باشد. بنابراین:

$$P_{ae} = \left(\frac{1}{2}\right)(15.5)(4)^2(1-0)(0.452) = 56.05\ kN/m$$

حال محل اثر نیروی برآیند را بدست می‌آوریم. از رابطه‌ی ۱۶-۷۷ داریم:

$$P_a = \tfrac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

برای $K_a = 0.3014$، $\delta' = 15°$ و $\phi' = 30°$ به دست می‌آید:

$$P_a = \tfrac{1}{2}(0.3014)(15.5)(4)^2 = 37.37\ kN/m$$

بنابراین $\Delta P_{ae} = 56.05 - 37.37 = 18.68\ kN/m$ است. از رابطه‌ی ۱۶-۹۲ می‌توان نوشت:

$$\bar{z} = \frac{P_a\left(\frac{H}{3}\right) + \Delta P_{ae}(0.6H)}{P_{ae}} = \frac{(37.37)\left(\frac{4}{3}\right) + (18.68)(2.4)}{56.05} = 1.69\ m$$

مثال ۱۶-۱۵

برای دیوار حائل با وجه پشتی قائم اطلاعات زیر در دست است:

- $H = 8.5\ m$
- $\phi' = 20°$
- $c' = 8\ kN/m^2$
- $\gamma = 19\ kN/m^3$
- $k_h = 0.1$

مطلوبست نیروی محرک P_{ae}.

حل:

از رابطه‌ی ۱۶-۹۶ داریم:

$$c^* = \frac{c'}{\gamma H} = \frac{165}{(118)(28)} = 0.0499 \approx 0.05$$

$$\phi' = 20^\circ$$

از شکل ۱۶-۳۲- الف، برای $\phi' = 20^\circ$ و $c^* = 0.05$، مقدار $P_{ae}^* \approx 0.207$ به دست می‌آید:

$$P_{ae} = P_{ae}^* \gamma H^2 = (0.207)(19)(8.5)^2 = 284.16 \text{ kN/m}$$

۱۶-۱۵- روش کاکوت و کریسل برای فشار خاک مقاوم- خاکریز دانه‌ای (سطح گسیختگی منحنی)

شکل ۱۶-۳۳ دیوار حائلی را با وجه پشت شیبدار و خاکریز افقی نشان می‌دهد. برای این حالت، فشار مقاوم در واحد طول دیوار می‌تواند به صورت زیر محاسبه شود:

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H_1^2 K_p \qquad (۹۹-۱۶)$$

که در آن:

K_p = ضریب فشار مقاوم

برای تعریف H_1، به شکل ۱۶-۳۳ مراجعه شود. تغییرات K_p که توسط رابطه‌ی کاکوت و کریسل (۱۹۴۸) بدست آمد در شکل ۱۶-۳۳ نشان داده شده است.

ذکر این نکته حائز اهمیت است که مقادیر K_p نشان داده شده برای $\delta'/\phi' = 1$ هستند. اگر δ'/ϕ' مخالف ۱ باشد، ضریب K_p به صورت زیر تعیین می‌شود:

گام ۱- مقداری برای δ' و ϕ' فرض کنید.

گام ۲- نسبت δ'/ϕ' را محاسبه کنید.

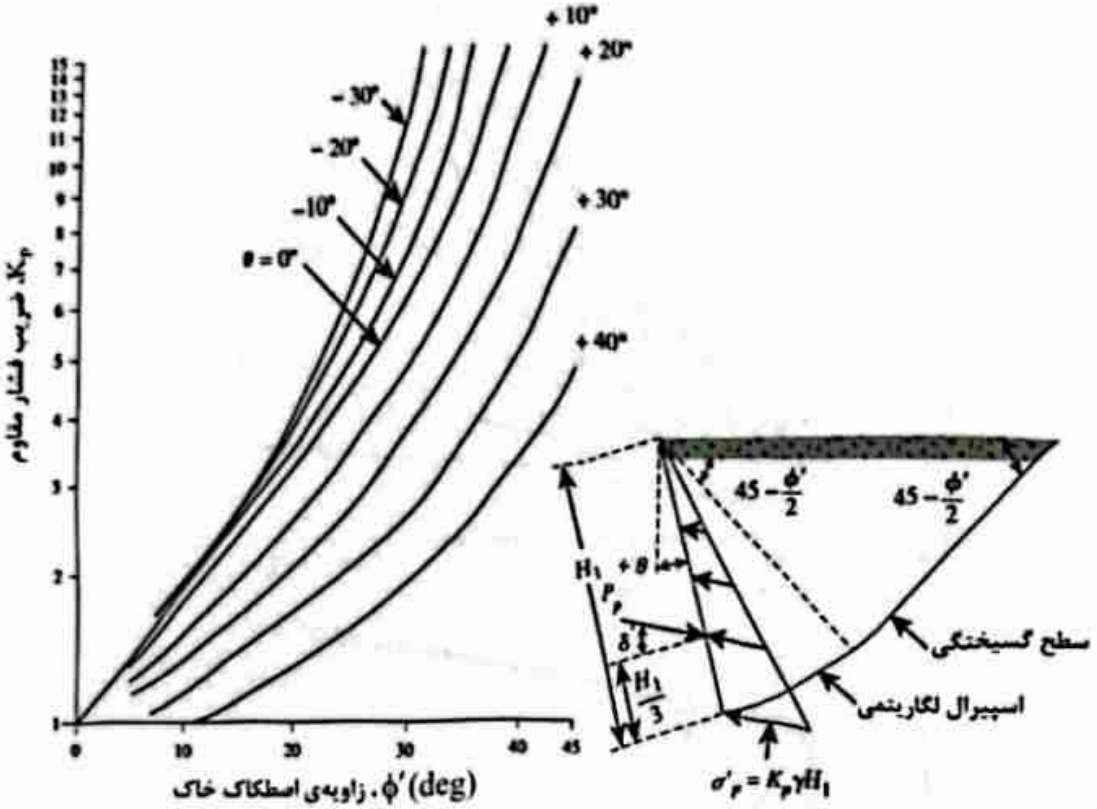
گام ۳- از نسبت δ'/ϕ' بدست آمده در گام ۲ و با استفاده از جدول ۱۶-۱۲ ضریب کاهشی R' را تعیین کنید.

گام ۴- K_p را از شکل ۱۶-۳۳ و برای $\delta'/\phi' = 1$ بدست آورید.

Scanned with CamScanner

گام ۵- K_p را برای δ'/ϕ' موردنظر از رابطه‌ی زیر محاسبه کنید:

$$K_p = (R')\left[K_{p(\delta'/\phi'=1)}\right] \qquad (۱۶-۱۰۰)$$

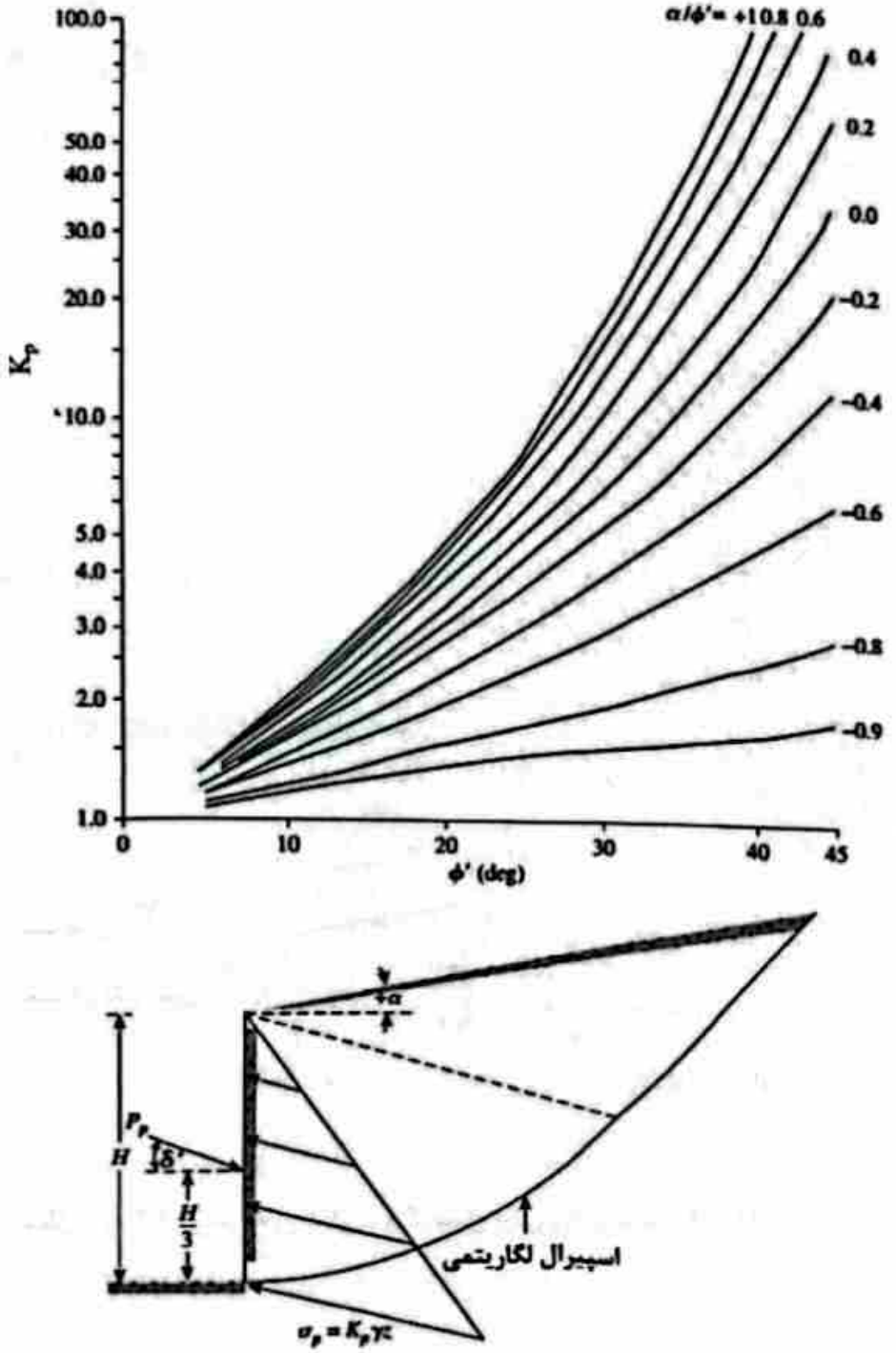


شکل ۱۶-۳۳- روش حل کاکوت و کریسل برای K_p (رابطه‌ی ۱۶-۹۹) برای $\delta'/\phi' = 1$

دیوار حایل با وجه پشتی قائم

شکل ۱۶-۴۴ دیوار حائل قائمی با خاکریز دانه‌ای شیب‌دار را نشان می‌دهد. برای این حالت:

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p \qquad (۱۶-۱۰۱)$$



شکل ۱۶-۳۴- روش حل کاکوت و کریسل برای K_p (رابطه‌ی ۱۶-۱۰۱) برای $\delta'/\phi' = 1$

جدول ۱۶-۱۲- ضریب کاهشی کاکوت و کریسل، R'، برای محاسبه فشار مقاوم

	δ'/ϕ'							
ϕ'	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.0
10	0.978	0.962	0.946	0.929	0.912	0.898	0.881	0.864
15	0.961	0.934	0.907	0.881	0.854	0.830	0.803	0.775
20	0.939	0.901	0.862	0.824	0.787	0.752	0.716	0.678
25	0.912	0.860	0.808	0.759	0.711	0.666	0.620	0.574
30	0.878	0.811	0.746	0.686	0.627	0.574	0.520	0.467
35	0.836	0.752	0.674	0.603	0.536	0.475	0.417	0.362
40	0.783	0.682	0.592	0.512	0.439	0.375	0.316	0.262
45	0.718	0.600	0.500	0.414	0.339	0.276	0.221	0.174

حل کاکوت و کریسل (۱۹۴۸) برای K_p جهت استفاده در رابطه‌ی ۱۶-۱۰۱ در شکل ۱۶-۳۴ برای $\delta'/\phi' = 1$ ارائه شده است. جهت تعیین K_p از شکل ۱۶-۳۴ برای δ'/ϕ' مخالف ۱ از روش گام به گام زیر استفاده می‌شود:

گام ۱- α/ϕ' را تعیین کنید. (به علامت α توجه کنید)

گام ۲- با دانستن ϕ' و α/ϕ' و با استفاده از شکل ۱۶-۳۴، K_p را برای $\delta'/\phi' = 1$ بدست آورید.

گام ۳- δ'/ϕ' را محاسبه کنید.

گام ۴- به جدول ۱۶-۱۲ مراجعه کرده و ضریب کاهنده‌ی R' را بدست آورید.

گام ۵- مقدار زیر را محاسبه کنید:

$$K_p = (R')\left[K_{p(\delta'/\phi'=1)}\right] \qquad (۱۶-۱۰۲)$$

مثال ۱۶-۱۶

دیوار حائلی با ارتفاع ۳ متر (H) با وجه قائم $(\theta = 0^\circ)$ و خاکریز افقی دانه‌ای را در نظر بگیرید. داریم:

$$\gamma = 15.7\ \text{kN/m}^3\ ,\ \delta' = 15^\circ\ ,\ \phi' = 30^\circ$$

نیروی مقاوم P_p را با استفاده از روش کاکوت و کریسل تخمین بزنید.

از رابطه‌ی ۱۶-۹۹ و با داشتن $\theta = 0$ ، $H_1 = H$:

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p$$

از شکل ۱۶-۳۳، برای $\phi' = 30^\circ$ و $\delta'/\phi' = 1$ مقدار $K_{p(\delta'/\phi'=1)}$ در حدود 5.9 می‌باشد. هم‌چنین از جدول ۱۶-۱۲ و با $\phi' = 30^\circ$ و $\delta'/\phi' = 0.5$ مقدار R' برابر با 0.746 است.

بنابراین:

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p = \frac{1}{2}(15.7)(3)^2(0.746\times 5.9) \approx 311\ \text{kN/m}$$

Scanned with CamScanner

مثال ۱۶-۱۷

برای شکل ۱۶-۳۴ اطلاعات زیر در دست است:

$$H = 3\,m\ ,\ \theta = 0^\circ\ ,\ \alpha = 10^\circ\ ,\ \phi' = 35^\circ\ ,\ \delta'/\phi' = 0.5\ ,\ \gamma = 15\,kN/m^3$$

با استفاده از اشکال ۱۶-۳۴ و جدول ۱۶-۱۲، نیروی مقاوم (پاسیو) P_p به ازای واحد طول دیوار را محاسبه کنید.

حل:

$$\alpha = 10^\circ\ ,\ \phi' = 35^\circ \Rightarrow\ \alpha/\phi' = 10/35 = 0.286$$

$$\text{(شکل ۱۶-۳۴)} \Rightarrow K_{p(\delta'/\phi'=1)} \approx 17.5$$

$$\text{(جدول ۱۶-۱۲)} \Rightarrow \delta'/\phi' = 0.5\ ,\ \phi' = 35^\circ \Rightarrow R' = 0.674$$

در نتیجه:

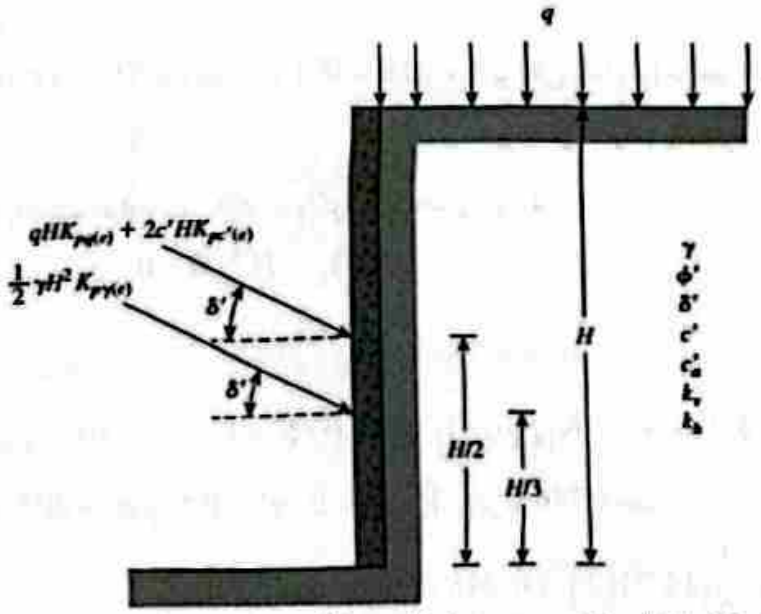
$$P_p = \frac{1}{2}K_{p(\delta'/\phi'=0.5)}\gamma H^2 = \frac{1}{2}(17.5\times 0.674)(15)(3)^2 = 764.2\ kN/m$$

۱۶-۱۶- نیروی مقاوم روی دیوارها با نیروی زلزله

رابطه‌ی فشار مقاوم خاک روی یک دیوار حائل با خاکریز افقی و وجه قائم و تحت شرایط نیروی زلزله (شکل ۱۶-۳۵) توسط سوباروا و چودهاری (۲۰۰۵) و با استفاده از روش شبه‌استاتیک تعادل حدی ارائه شد. سطح گسیختگی خاک مفروض در این تحلیل، مشابه حالت نشان داده شده در شکل ۱۶-۲۷ (با $\alpha = 0$ و دیوار با وجه قائم) می‌باشد. پارامترهای به کاررفته در این تحلیل عبارتنداز:

H= ارتفاع دیوار حائل

P_{pe} = نیروی مقاوم به ازای واحد طول دیوار



شکل ۱۶-۳۵- فشار مقاوم روی دیوار (با وجه قائم و خاکریز افقی) با نیروهای زلزله

Scanned with CamScanner

ϕ' = زاویه‌ی اصطکاک خاک

δ' = زاویه‌ی اصطکاک دیوار

c' = چسبندگی

c'_a = چسبندگی بین دیوار و خاک

q = سربار

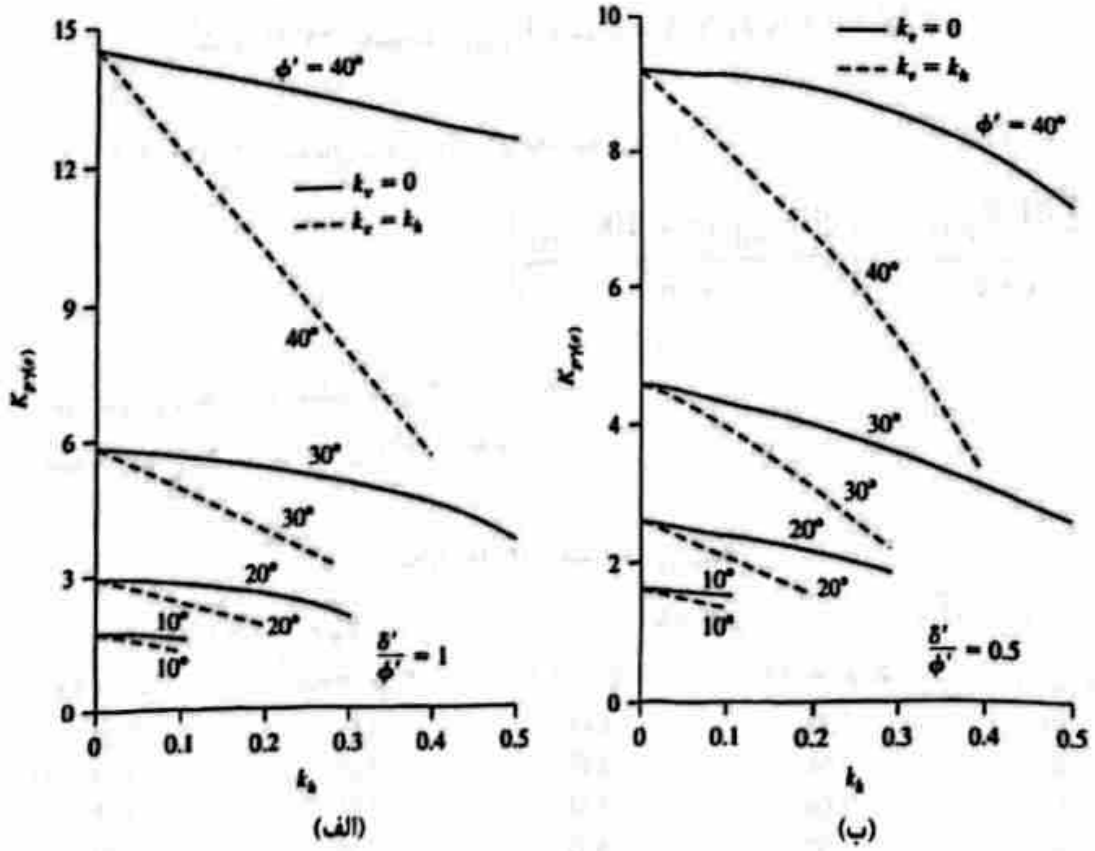
$$k_h = \frac{\text{مولفه‌ی افقی شتاب زلزله}}{\text{شتاب ثقل، } g}$$

$$k_v = \frac{\text{مولفه‌ی قائم شتاب زلزله}}{\text{شتاب ثقل، } g}$$

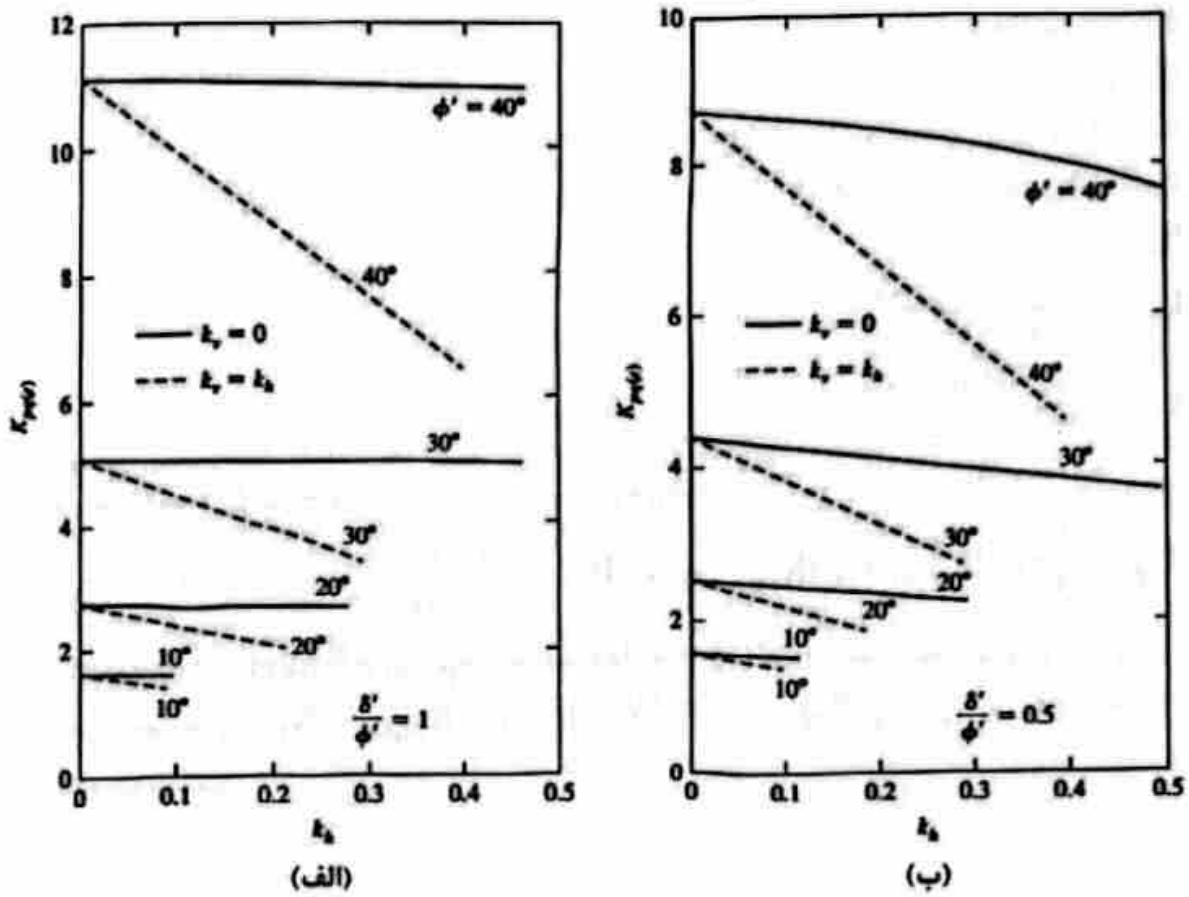
براساس این تحلیل، نیروی مقاوم، P_{pe} به صورت زیر بیان می‌شود:

$$P_{pe} = \left[\frac{1}{2}\gamma H^2 K_{p\gamma(e)} + qHK_{pq(e)} + 2c'HK_{pc'(e)}\right]\frac{1}{\cos\delta'} \qquad (۱۰۳-۱۶)$$

که در آن $K_{p\gamma(e)}$، $K_{pq(e)}$ و $K_{pc'(e)}$ ضرایب فشار مقاوم خاک در امتداد عمود بر وجه پشت دیوار می‌باشند. تغییرات $K_{p\gamma(e)}$ و $K_{pq(e)}$ برای $\delta'/\phi' = 0.5$ و $\delta'/\phi' = 1$ در شکل ۱۶-۳۶ و ۱۶-۳۷ نشان داده شده است:



شکل ۱۶-۳۶- تغییرات $K_{p\gamma(e)}$: (الف) $\delta'/\phi' = 1$ و (ب) $\delta'/\phi' = 0.5$



شکل ۱۶-۳۷- تغییرات $K_{pq(e)}$: (الف) $\delta'/\phi' = 1$ و (ب) $\delta'/\phi' = 0.5$

مطابق شکل ۱۶-۳۵، مولفه‌های P_{pe} از روابط زیر محاسبه می‌شوند:

$$\left[\frac{\frac{1}{2}\gamma H^2 K_{p\gamma(e)}}{\cos\delta'}\right] \text{ و } \left[\frac{qHK_{pq(e)} + 2c'HK_{pc'(e)}}{\cos\delta'}\right]$$

محل تاثیر مولفه‌های فوق مطابق شکل ۱۶-۳۵ می‌باشد.

تغییرات $K_{pc'(e)}$ نیز در جدول ۱۶-۱۳ ارائه شده‌اند.

جدول ۱۶-۱۳- تغییرات $K_{pc'(e)}$

	$c'_a/c' = 0$		$c'_a/c' = \tan\delta'/\tan\phi'$	
ϕ' (درجه)	$\delta'/\phi' = 0.5$	$\delta'/\phi' = 1.0$	$\delta'/\phi' = 0.5$	$\delta'/\phi' = 1.0$
10	1.32	1.45	1.55	1.69
20	1.81	2.18	2.07	2.33
30	2.66	3.42	2.94	3.49
40	4.33	5.95	4.65	5.97

Scanned with CamScanner

مثال ۱۶-۱۸

با مراجعه به شکل ۱۶-۳۵ داریم:

$$H = 4\,m\,,\ \phi' = \delta' = 40^\circ\,,\ \gamma' = 17.5\,kN/m^3\,,\ q = 10\,kN/m^2\,,\ c' = 10\,kN/m^2\,,$$
$$c'_a = 0\,,\ k_v = 0\,,\ k_h = 0.3$$

مطلوبست تعیین مقدار و موقعیت P_{pc}.

حل:

مقدار P_{pc}:

با داشتن مقادیر $k_h = 0.3$، $k_v = 0$، $\phi' = 40^\circ$ و $\delta'/\phi' = 1$، از شکل ۱۶-۳۶- الف و ۱۶-۳۶- الف، خواهیم داشت: $K_{p\gamma(e)} \approx 13.7$ و $K_{pq(e)} \approx 11.15$.

همچنین با داشتن: $c'_a/c' = 0$، $\phi' = 40^\circ$ و $\delta'/\phi' = 1$ از جدول ۱۶-۱۳، مقدار $K_{pc'(e)} = 5.95$ به دست می‌آید.

حال با استفاده از رابطه‌ی ۱۶-۱۰۳ می‌توان نوشت:

$$P_{pe} = \left[\left(\frac{1}{2}\right)(17.5)(4)^2(13.7) + (10)(4)(11.5) + (2)(10)(4)(5.95)\right]\frac{1}{\cos 40}$$
$$= (1918 + 446 + 476)\frac{1}{\cos 40} = 3707.4\ kN/m$$

موقعیت P_{pc}:

مولفه‌ی:

$$\frac{1}{\cos\delta'}\left[qHK_{pq(e)} + 2c'HK_{pc'(e)}\right] = \frac{1}{\cos 40}(446 + 476) = 1203.6\ kN/m$$

در فاصله‌ی $H/2 = (4/2)m = 2m$ بالاتر از پای دیوار اثر می‌کند.

مولفه‌ی:

$$\frac{1}{\cos\delta'}\left[\frac{1}{2}\gamma H^2 K_{p\gamma(e)}\right] = \frac{1}{\cos 40}(1918) = 2503.8\ kN/m$$

در فاصله‌ی $H/3 = (4/3)m = 1.3m$ بالاتر از پای دیوار اثر می‌کند.

بنابراین:

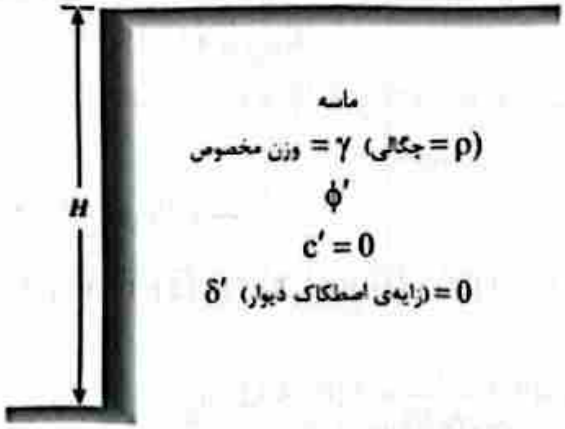
$$\bar{z} = \frac{(1203.6)(2) + (2503.8)(1.33)}{3707.4} = 1.548\ m$$

Scanned with CamScanner

مسائل

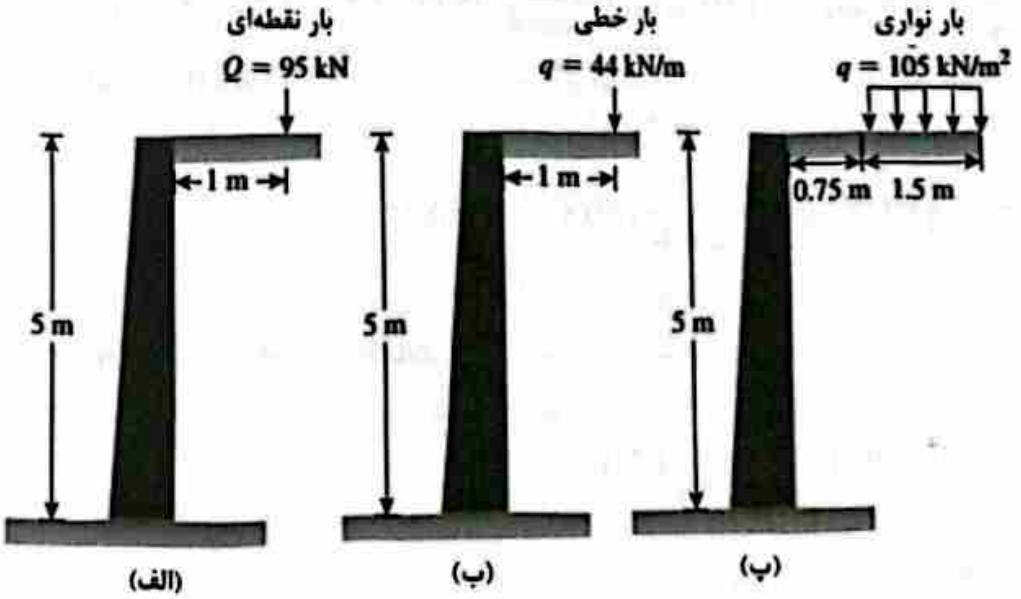
۱۶-۱ تا ۱۶-۴- شکل مسئله دیوار حائلی را نشان می‌دهد. برای هر مسئله، مقدار فشار جانبی خاک به ازای واحد طول دیوار را بدست آورید. هم‌چنین موقعیت نیروی برآیند، و فاصله‌ی $\bar{z}$ از پای دیوار را محاسبه کنید.

مسئله	H	$\phi'(\text{deg})$	γ	OCR ضریب پیش‌تحکیمی
۱-۱۶	7.5 m	31	19.2 kN/m^3	2.2
۲-۱۶	8.2 m	38	19.4 kN/m^3	1.9
۳-۱۶	11 m	28	17.9 kN/m^3	1.3
۴-۱۶	4.8 m	41	18.9 kN/m^3	1.0



شکل مسئله‌های ۱۶-۱ تا ۱۶-۴

۱۶-۵- دیوار حائل ۵ متری تحت تاثیر بار نقطه‌ای به میزان $Q = 95\text{kN}$ روی سطح خاک قرار دارد (شکل ۱۶-۴۰- الف). مطلوبست افزایش فشار جانبی، σ'_h، روی دیوار در $z = 1,2,3,4,5\text{m}$ تحت اثر بار نقطه‌ای. (z فاصله‌ی اندازه‌گیری شده از بالای دیوار است.)



شکل مسئله ۱۶-۵

۱۶-۶- دیوار حائل ۵ متری شکل ۱۶-۴۰- ب تحت اثر بار خطی $q = 44\,kN/m$ روی سطح قرار دارد. مطلوبست افزایش نیروی جانبی به ازای واحد طول دیوار تحت تاثیر بار خطی.

۱۶-۷- دیوار حائل ۵ متری نشان داده شده در شکل ۱۶-۴۰- ب تحت اثر بار نواری $q = 105\,kN/m$ بر سطح خاک قرار دارد. مطلوبست نیروی کل به ازای واحد عرض دیوار تحت تاثیر بار نواری.

۱۶-۸- با توجه به مسئله‌ی ۱۶-۷ مطلوبست موقعیت نیروی برآیند کل، $\bar{z}$، با استفاده از رابطه‌ی ۱۶-۲۷.

۱۶-۹ تا ۱۶-۱۲- فرض کنید دیوار حائل نشان داده شده در شکل ۱۶-۳۹ بدون اصطکاک باشد. برای هر مسئله نیروی محرک رانکین به ازای واحد طول دیوار، تغییرات فشار محرک خاک با عمق و موقعیت نیروی برآیند را بدست آورید.

مسئله	H	$\phi'(deg)$	γ
۹-۱۶	8.8 m	34	19 kN/m³
۱۰-۱۶	12.2 m	42	20 kN/m³
۱۱-۱۶	9 m	28	16.7 kN/m³
۱۲-۱۶	12 m	38	19.5 kN/m³

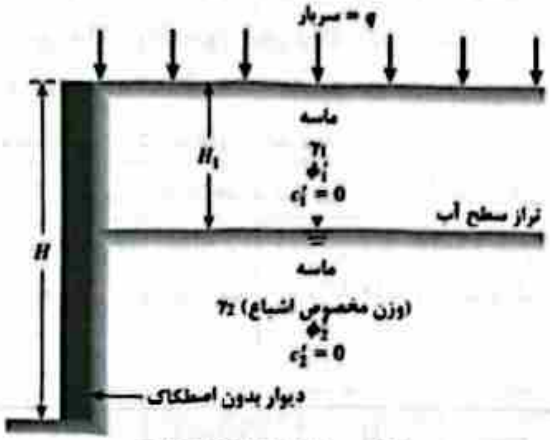
۱۶-۱۴ تا ۱۶-۱۶- فرض کنید دیوار حائل نشان داده شده در شکل ۱۶-۳۹ بدون اصطکاک باشد. برای هر مسئله، نیروی مقاوم رانکین را به ازای واحد طول دیوار، تغییرات فشار مقاوم خاک با عمق، و موقعیت برآیند نیرو را بدست آورید.

مسئله	H	$\phi'(deg)$	γ
۱۴-۱۶	5.5 m	23	15.8 kN/m³
۱۴-۱۶	7.6 m	33	19 kN/m³
۱۵-۱۶	9.6 m	39	19 kN/m³
۱۶-۱۶	.5 m۱۴	29	18.3 kN/m³

۱۶-۱۷ تا ۱۶-۱۹- دیوار حائل نشان داده شده در شکل را در نظر بگیرید. برای هر مسئله نیروی محرک رانکین، P_a، را به ازای واحد طول دیوار بدست آورید. هم‌چنین موقعیت نیروی برآیند را بدست آورید.

مسئله	H	H_1	γ_1	γ_2	ϕ'_1 (deg)	ϕ'_2(deg)	q
۱۷-۱۶	6.4 m	1.2 m	17.5 kN/m³	19.5 kN/m³	26	26	0
۱۸-۱۶	8 m	3 m	kN/m³۱۴	18.8 kN/m³	30	30	16 kN/m²
۱۹-۱۶	12 m	4 m	17 kN/m³	23.2 kN/m³	36	42	25 kN/m²

Scanned with CamScanner



شکل مسائل ۱۶-۱۷ تا ۱۶-۱۹

۱۶-۲۰- برای خاکریز مسئله‌ی ۱۶-۱۷ (که شامل آب زیرزمینی می‌باشد) مطلوب است نیروی مقاوم رانکین به ازای واحد عرض دیوار و موقعیت نیروی برآیند.

۱۶-۲۱- شکل ۱۶-۱۳ دیوار حائل بدون اصطکاکی را با خاکریز دانه‌ای شیب‌دار نشان می‌دهد. داریم: $H = 7\text{m}$، $\alpha = 12°$، $\phi' = 28°$ و $\gamma = 18.6\ \text{kN/m}^3$.

الف) مقدار فشار محرک σ'_a، را در پای دیوار بدست آورید.

ب) نیروی محرک رانکین، P_a، به ازای واحد عرض دیوار و موقعیت و جهت اعمال این نیرو را بدست آورید.

۱۶-۲۲- برای اطلاعات داده شده در مسئله‌ی ۱۶-۲۱، نیروی مقاوم رانکین P_p را به ازای واحد عرض دیوار به همراه موقعیت و جهت اعمال این نیرو بدست آورید.

۱۶-۲۳- دیوار حائل ۸/۵ متری با وجه پشتی قائم از ریزش خاک رسی نرم که همگن و اشباع می‌باشد محافظت می‌کند. وزن مخصوص اشباع خاک رس $19.6\ \text{kN/m}^3$ می‌باشد. آزمون‌های آزمایشگاهی نشان می‌دهند که مقاومت برشی زهکشی نشده‌ی c_u رس برابر $22\ \text{kN/m}^2$ می‌باشد.

الف) محاسبات لازم را انجام داده و تغییرات فشار محرک رانکین را بر دیوار با عمق رسم کنید.

ب) عمقی را که در آن امکان وقوع ترک کششی وجود دارد بدست آورید.

پ) نیروی محرک کل به ازای واحد عرض دیوار را قبل از وقوع ترک کششی محاسبه کنید.

ت) نیروی محرک کل را به ازای واحد عرض دیوار بعد از وقوع ترک کششی بدست آورید. هم‌چنین موقعیت محل اعمال برآیند نیرو را محاسبه کنید.

۱۶-۲۴- مسئله‌ی ۱۶-۲۳ را با این فرض که فشار سرباری برابر با $20\ \text{kN/m}^2$ بر بالای خاکریز اعمال شود، دوباره حل کنید.

۱۶-۲۵- دیوار حائل ۸ متری با وجه پشتی قائم محافظ خاکریزی با خاک $c' - \phi'$ می‌باشد. مشخصات مصالح خاکریز عبارت است از: $\gamma = 19\ \text{kN/m}^3$، $c' = 53\ \text{kN/m}^2$ و $\phi' = 24°$.

با در نظر گرفتن ترک کششی، نیروی محرک رانکین، P_a را به ازای واحد عرض دیوار بدست آورید.

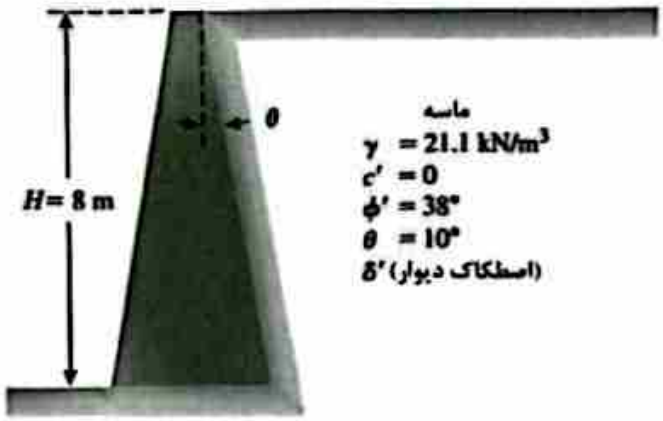
Scanned with CamScanner

۱۶-۲۶- دیوار حائل نشان داده شده در شکل ۱۶-۴۲ را در نظر بگیرید. ارتفاع دیوار ۸ متر بوده و وزن مخصوص خاکریز ماسه‌ای $21.1\ kN/m^2$ می‌باشد. با استفاده از رابطه‌ی کولمب، نیروی محرک P_a را برای زوایای اصطکاک داده شده بدست آورید. هم‌چنین موقعیت و جهت اعمال نیروی برآیند را پیشنهاد دهید. به این منظور ۲ مورد ارائه شده را برای اصطاک در نظر بگیرید:

الف) $\delta' = 25°$

ب) $\delta' = 19°$

۱۶-۲۷- با مراجعه به شکل ۱۶-۲۷ داریم: $H = 7.5\ m$، $\theta = 10°$، $\alpha = 5°$، $\gamma = 17.9\ kN/m^3$، $\phi' = 28°$، $\delta' = \frac{1}{2}\phi'$، $k_h = 0.4$، $k_v = 0$. مطلوبست نیروی محرک P_{ae}، به ازای واحد طول دیوار حائل. هم‌چنین موقعیت اعمال نیروی برآیند محرک P_{ae} را بیابید.



شکل مسئله ۱۶-۲۶

فهرست مآخذ فصل شانزدهم

Chu, S. C. (1991). "Rankine Analysis of Active and Passive Pressures on Dry Sand," *Soils and Foundations*, Vol. 31, No. 4, 115–120.

Coulomb, C. A. (1776). "Essai sur une Application des Règles de Maximis et Minimis a quelques Problèmes de Statique, relatifs a l'Architecture," *Mem. Roy. des Sciences*, Paris, Vol. 3, 38.

Jaky, J. (1944). "The Coefficient of Earth Pressure at Rest," *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*, Vol. 7, 355–358.

Massarsch, K. R. (1979). "Lateral Earth Pressure in Normally Consolidated Clay," *Proceedings of the Seventh European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Brighton, England, Vol. 2, 245–250.

Mayne, P. W. and Kulhawy, F. H. (1982). "K_o-OCR Relationships in Soil," *Journal of the Geotechnical Division*, ASCE, Vol. 108, No. 6, 851–872.

Mononobe, N. (1929). "Earthquake-Proof Construction of Masonry Dams," *Proceedings*, World Engineer- ing Conference, Vol. 9, 274–280.

Okabe, S. (1926). "General Theory of Earth Pressure," *Journal of the Japanese Society of Civil Engineers*, Tokyo, Vol. 12, No. 1.

Rankine, W. M. J. (1857). "On Stability on Loose Earth," *Philosophic Transactions of Royal Society*, London, Part I, 9–27.

Scanned with CamScanner

Seed, H. B. and Whitman, R. V. (1970). "Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads," *Proceedings*, Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, ASCE, 103–147.

Sherif, M. A., Fang, Y.S., and Sherif, R. I. (1984). "K_A and K_o Behind Rotating and Non-Yielding Walls," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 110, No. GT1, 41–56.

Shukla, S.K. (2015). "Generalized Analytical Expression for Dynamic Active Thrust from *c92fi* Soil Backfills," *International Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 9, No. 4, 416–421.

Scanned with CamScanner

فصل هفدهم

دیوارهای حایل

۱۷-۱- مقدمه

دیوار حایل، دیواری است که تکیه‌گاه جانبی برای جداره‌های قائم و یا نزدیک به قائم خاک به وجود می‌آورد. از دیوار حایل در بسیاری از پروژه‌های ساختمانی نظیر راهسازی، پلسازی، محوطه‌سازی، ساختمان‌سازی و به طور کلی هرجا که احتیاج به تکیه‌گاه جانبی برای جدار قائم خاکبرداری باشد، استفاده می‌شود. برحسب مصالح و هندسه مورد استفاده، دیوار حایل دارای انواع زیر می‌باشد:

۱- دیوار حایل وزنی

۲- دیوار حایل نیمه‌وزنی

۳- دیوار حایل طره‌ای

۴- دیوار حایل پشت‌بنددار

۵- دیوارهای حایل تثبیت شده‌ی مکانیکی

دیوارهای حایل وزنی[1] (شکل ۱۷-۱- الف) از بتن ساده (غیرمسلح) و یا مصالح بنایی (بخصوص سنگ با ملات ماسه سیمان) ساخته می‌شوند. پایداری این دیوارها در مقابل فشار جانبی، در درجه‌ی اول بستگی به وزن آنها دارد. (در کشور ما ایران، به علت وجود بنّاهای سنگ‌کار ماهر و دستمزد مناسب، ساخت دیوارهای حایل با مصالح بنایی سنگی بسیار معمول است. هر چند که استفاده اقتصادی از آنها در محدوده‌ی ارتفاع‌های ۴ تا ۵ متر می‌باشد، لیکن استفاده از آنها در دیوارهای بلند هم مشاهده می‌شود.)

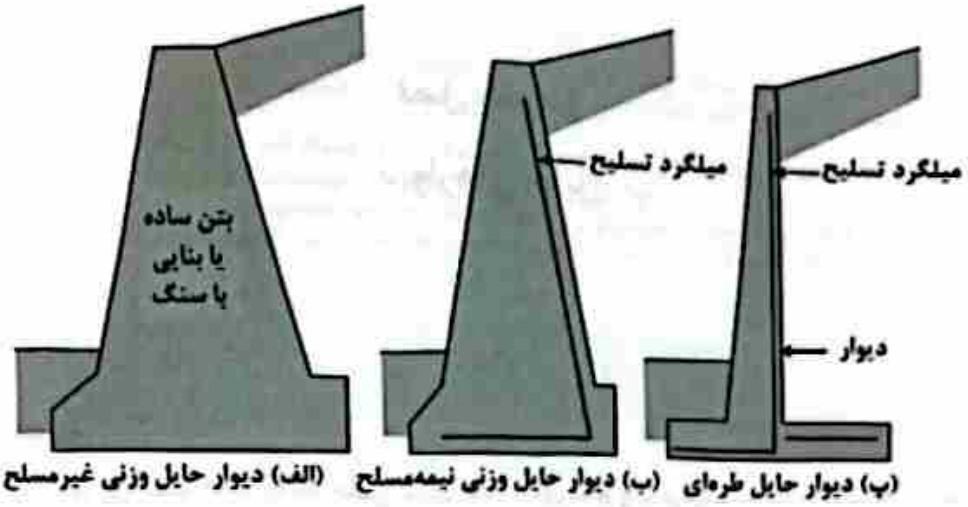
گاهی مواقع با استفاده از مقدار محدودی میلگرد، از عرض دیوار حایل وزنی مقداری کاسته می‌شود. این میلگردها در خمش با مصالح بنایی مشارکت می‌کنند. به چنین دیوارهایی، دیوارهای نیمه‌وزنی[2] می‌گویند (شکل ۱۷-۱- ب).

دیوارهای حایل طره‌ای[3] (شکل ۱۷-۱- پ) از بتن مسلح ساخته می‌شوند و متشکل از دیوار[4]، و پایه[5] می‌باشند. حداکثر ارتفاع اقتصادی این دیوارها ۶ تا ۸ متر است. شکل ۱۷-۲ دیوار حایل طره‌ای را حین ساخت نشان می‌دهد.

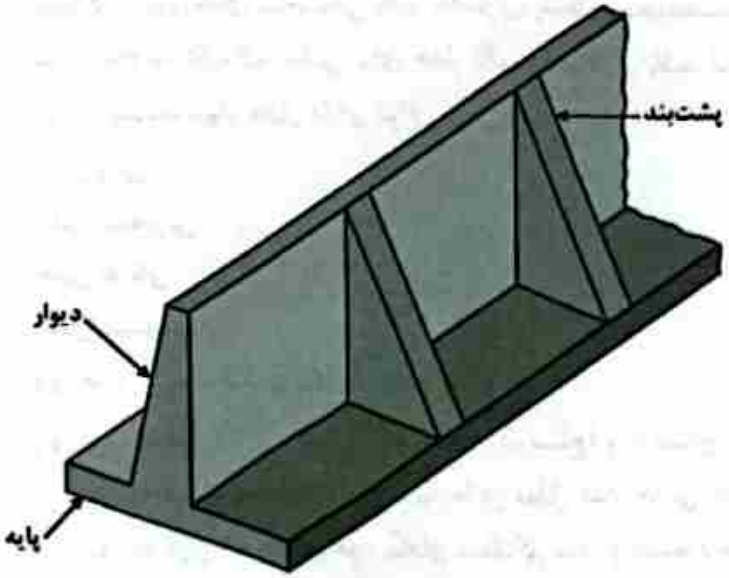
---

1 - gravity walls
2 - Semigravity walls
3 - Cantilever retaining wall
4 - Stem
5 - Base slab

Scanned with CamScanner



(الف) دیوار حایل وزنی غیرمسلح (ب) دیوار حایل وزنی نیمه‌مسلح (پ) دیوار حایل طره‌ای



(ت) دیوار حایل پشت‌بنددار

شکل ۱۷-۱- انواع دیوار حایل

دیوارهای حایل پشت‌بنددار[1] (شکل ۱۷-۱-ت) مشابه دیوارهای حایل طره‌ای هستند با این اختلاف که در فواصل منظم دارای پشت‌بندهایی[2] عمود بر دیوار تیغه می‌باشند. پشت‌بندها، تیغه و پایه را به یکدیگر می‌دوزند و در نتیجه با ایجاد رفتار دوطرفه از مقدار نیروی برشی و لنگر خمشی در آنها می‌کاهند.

دیوارهای حایل تثبیت شده‌ی مکانیکی شامل دیوارهای خاک مسلح (با استفاده از تسمه‌های فولادی و یا پلیمری می‌باشد.

در طراحی دیوار حایل، برای طراح باید پارامترهای پایه‌ی خاک- یعنی وزن مخصوص، زاویه‌ی اصطکاک، و چسبندگی هم برای خاکریز پشت دیوار (پشته‌ریزی) و هم برای خاک زیر پایه- معلوم باشد. از پارامترهای مربوط به خاکریز پشت، طراح فشار جانبی و از پارامترهای مربوط به خاک زیر پایه، طراح ظرفیت باربری مجاز خاک را برای تحمل فشار زیر پایه به دست می‌آورد.

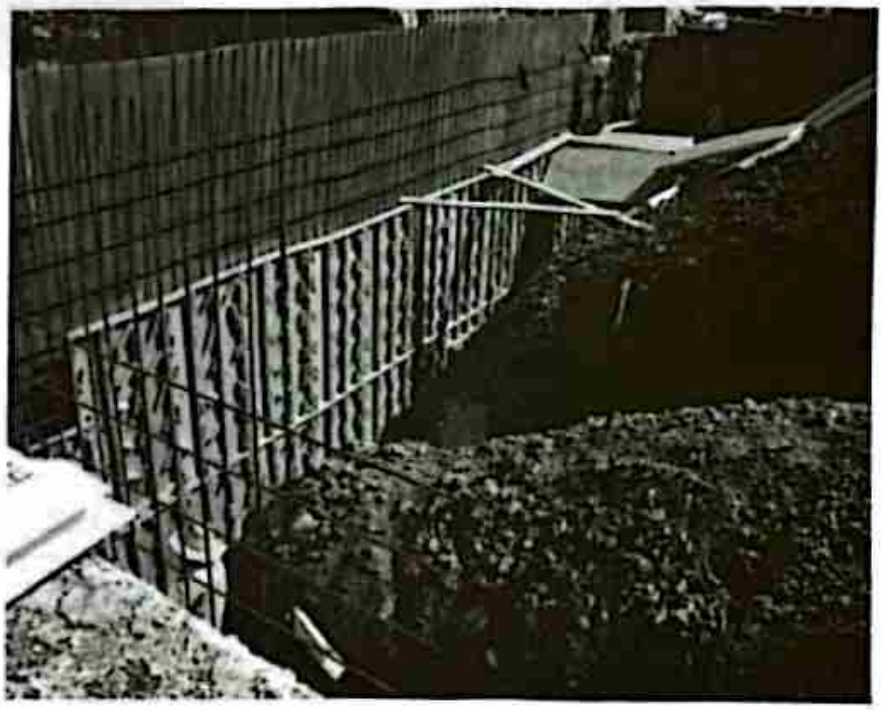
---

1 - Counterfort retaining wall
2 - Counterfort

Scanned with CamScanner

در طراحی دیوار حایل دو مرحله وجود دارد. اول با معلوم شدن فشار جانبی، پایداری کل سازه کنترل می‌شود. کنترل پایداری شامل کنترل در مقابل واژگونی[1]، لغزش[2]، و ظرفیت باربری[3] خاک زیر شالوده می‌باشد. در مرحله‌ی دوم طراحی سازه‌ای اجزای مختلف دیوار در مقابل نیروهای وارده انجام می‌شود. نتیجه‌ی این مرحله تعیین ضخامت دیوارها و مقادیر میلگردها می‌باشد.

در این فصل تأکید بیشتر روی تعیین فشارهای جانبی خاک و کنترل پایداری دیوارهاست.



شکل ۱۷-۲- دیوار حایل طره‌ای حین ساخت

دیوارهای حایل وزنی و طره‌ای

۱۷-۲- تناسبات دیوارهای حایل

هنگام طراحی دیوار حایل، باید ابعاد اولیه‌ای برای آن حدس زده شود. با انجام کنترل‌های پایداری، این ابعاد باید آنقدر تغییر یابند تا شرایط مناسب حاصل گردد. برای کمک به طراح در انتخاب ابعاد اولیه، در شکل ۱۷-۳، تناسبات منطقی دیوار حایل که با توجه به تجربیات گذشته به دست آمده، ارائه شده است.

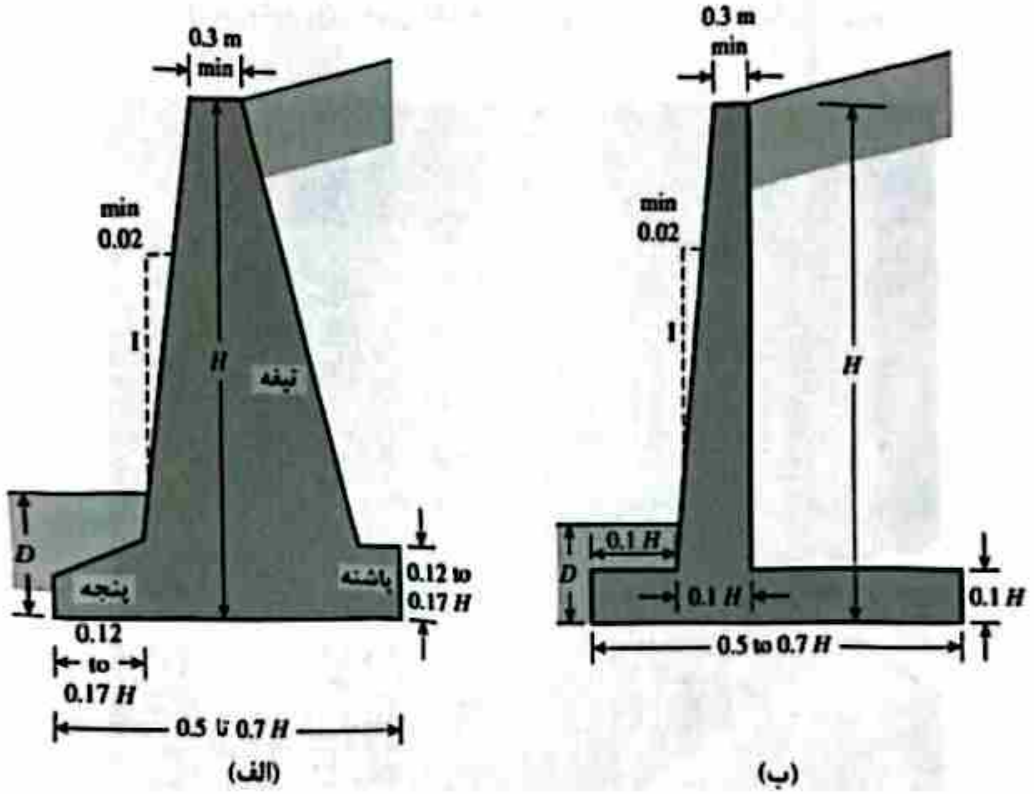
به منظور ایجاد شرایط مناسب برای بتن‌ریزی، ضخامت بالای دیوار کمتر از ۰/۳ متر در نظر گرفته نمی‌شود. برای عمق D نیز باید حداقل ۰/۶ متر رعایت شود و از طرفی سطح زیر پایه نیز باید زیر عمق یخبندان باشد.

---

1 - Overturning
2 - Sliding
3 - Bearing capacity

Scanned with CamScanner

برای دیوارهای حایل پشت‌بنددار، تناسبات عمومی دیوار و پایه، به استثنای ضخامت‌ها، مشابه دیوار حایل طره‌ای است. حداقل ضخامت دیوار پشت‌بند نیز ۰/۳ متر و فواصل آن بین 0.3H تا 0.7H انتخاب می‌شود.



شکل ۱۷-۳- تناسبات هندسی دیوارهای حایل. (الف) دیوار وزنی، (ب) دیوار طره‌ای، حداقل D مساوی ۰/۶ متر انتخاب می‌شود.

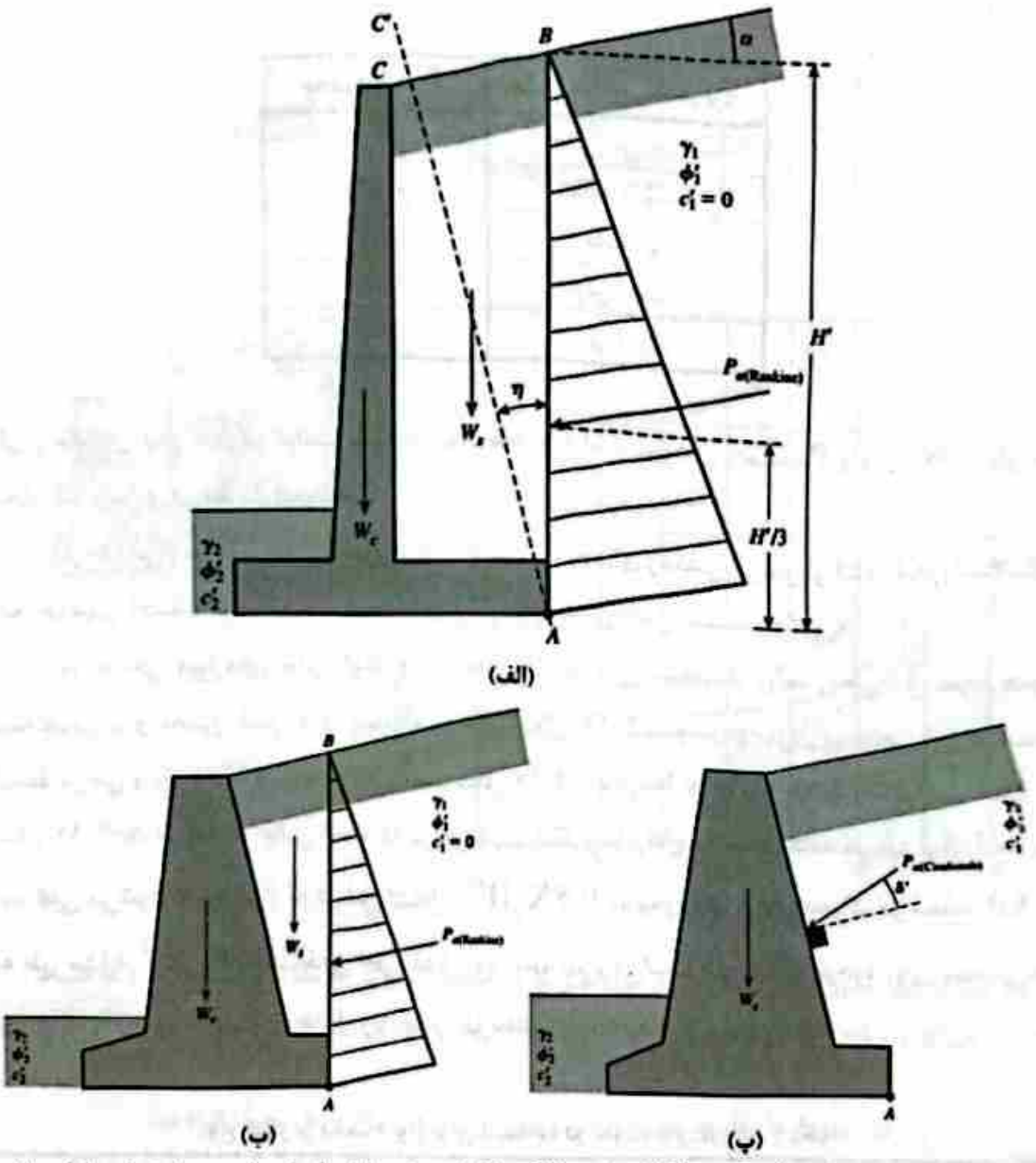
۱۷-۳- کاربرد نظریه‌های فشار جانبی برای طراحی

در فصل قبل، نظریه‌های پایه برای محاسبه‌ی فشار جانبی خاک ارائه شد. برای کاربرد این نظریه‌ها در طراحی، باید فرض‌های ساده‌کننده‌ای به خدمت گرفته شود. در حالت دیوارهای حایل طره‌ای، اگر برای کنترل پایداری از تئوری رانکین استفاده شود، لازم است مطابق شکل ۱۷-۴- الف، خط قائم AB از نقطه‌ی A واقع در لبه‌ی خارجی پاشنه رسم شود. فرض می‌شود که شرایط محرک رانکین در امتداد صفحه‌ی قائم AB برقرار است. در نتیجه به کمک رابطه‌ی رانکین می‌توان فشار جانبی را در وجه AB محاسبه نمود. در محاسبات پایداری باید نیروی $P_{a(Rankine)}$، وزن خاک بالای پاشنه W_s و وزن بتن (W_c) در نظر گرفته شوند.

اگر دیوار، تداخلی با ناحیه‌ی برشی محدود شده توسط خط AC' ایجاد ننماید، فرض برقراری فشار محرک رانکین در امتداد وجه AB به طور نظری صحیح است.

با استفاده از دایره‌ی مور، چو (۱۹۹۱) نشان داد که ناحیه فعال، زاویه‌ی $\left[45+\frac{\alpha}{8}+\frac{\phi'_1}{2}-\frac{1}{2}\sin^{-1}\left(\frac{\sin\alpha}{\sin\phi'}\right)\right]$

با افق می‌سازد. از طرفی ترزاقی (۱۹۴۳) نشان داد که برای گوه‌ی فعال تشکیل یافته در پشته‌ریزی دانه‌ای، زاویه بین سطوح لغزش $90-\phi_1'$ است. در شکل ۱۷-۱۴-الف خط لغزش AC' زاویه‌ی η با خط قائم می‌سازد.



شکل ۱۷-۴- فرضیات برای تعیین فشار جانبی خاک. (الف) دیوار حایل طره‌ای، (ب و پ) دیوار حایل وزنی

زاویه‌ی η که خط AC' با قائم می‌سازد، توسط رابطه‌ی زیر تعریف می‌شود:

$$\eta = 90 - \phi_1' + \left[45 + \frac{\alpha}{2} + \frac{\phi_1'}{2} - \frac{1}{2}\sin^{-1}\left(\frac{\sin\alpha}{\sin\phi_1'}\right)\right] - 90$$

بنابراین

$$\eta = 45 + \frac{\alpha}{2} - \frac{\phi_1'}{2} - \sin^{-1}\left(\frac{\sin\alpha}{\sin\phi_1'}\right) \qquad (۱۷-۱)$$

Scanned with CamScanner

مطابق شکل ۱۷-۴- ب، برای دیوارهای حایل وزنی نیز می‌توان تحلیل مشابهی انجام داد. در این حالت مطابق شکل ۱۷-۴- پ، از نظریهٔ کولمب هم می‌توان استفاده کرد. در صورت استفاده از نظریه کولمب، مقدار زاویه δ' مطابق جدول زیر است:

جنس مصالح پشته‌ریزی	محدوده‌ی δ'
شن	27-30
ماسه درشت	20-28
ماسه ریز	15-25
رس سخت	15-20
رس لای‌دار	12-16

اگر از نظریه‌ی فشار محرک کولمب استفاده شود، فقط لازم است نیروهای $P_{a(coulomb)}$ و وزن W_c دیوار در محاسبات پایداری در نظر گرفته شوند.

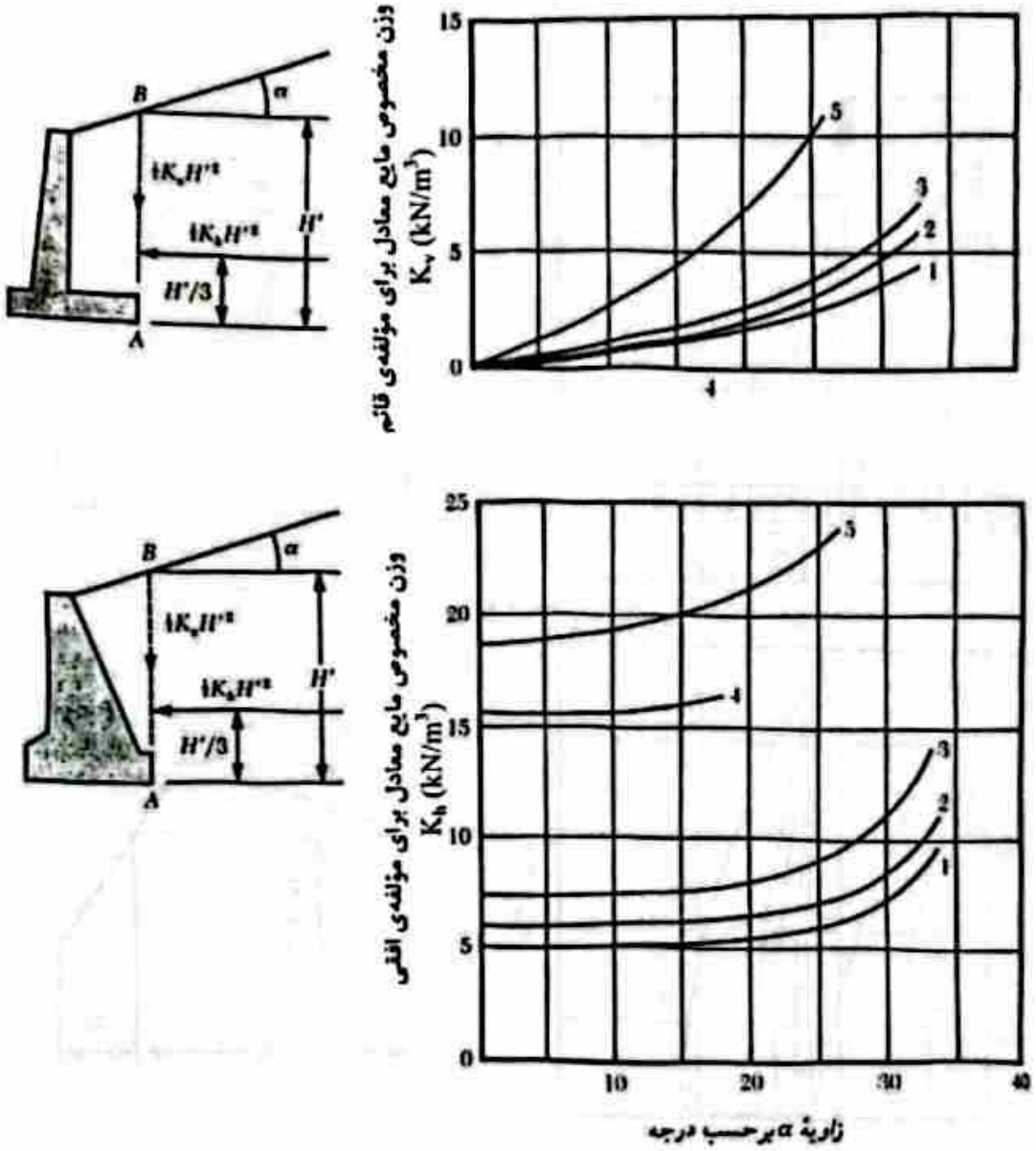
در طراحی دیوارهای حایل معمولی، با اتخاذ تدابیر لازم برای زهکشی می‌توان از فشار هیدرواستاتیک آب زیرزمینی اجتناب کرد (البته به شرط اطمینان از برقرار بودن دائمی سیستم زهکشی).

در طراحی دیوارهای حایل کوتاه و متوسط، اغلب به جای استفاده از روابط ریاضی، از نمودارهای نیمه‌تجربی برای تخمین فشار خاک استفاده می‌شود. اشکال ۱۷-۴-ت و ث دو نمودار نیمه‌تجربی ارائه شده توسط ترزاقی و پک (۱۹۶۷) را نشان می‌دهند. شکل ۱۷-۴- ت مربوط به خاکریز با شیب یکنواخت است و شکل ۱۷-۴-ث مربوط به حالتی است که در آن شیب خاکریز تا ارتفاع محدودی ادامه می‌یابد و از آنجا به بعد افقی می‌شود. توجه شود که در این اشکال، $0.5K_{\gamma}H'^2$ مولفه‌ی قائم نیروی محرک در سطح AB و به طور مشابه $0.5K_hH'^2$ مولفه‌ی افقی فشار روی وجه نام برده است. شماره‌های موجود روی منحنی‌ها، نوع خاک را مطابق تعریف‌های جدول زیر، نشان می‌دهند.

نوع خاکریز پشت دیوار برای استفاده در نمودارهای ترزاقی و پک

۱	خاک درشت‌دانه بدون مخلوط ریزدانه، خیلی نفوذپذیر (ماسه‌ی تمیز یا شن).
۲	خاک درشت‌دانه با نفوذپذیری کم به علت اختلاط ذرات با اندازه‌ی لای
۳	خاک‌های برجا با سنگ، ماسه‌ی لای‌دار ریز، مصالح دانه‌ای با میزان خاک رس قابل توجه
۴	رس نرم یا خیلی نرم، لای آلی، رس‌های لای‌دار
۵	رس سفت یا متوسط به طوری که از نفوذ آب به داخل شکاف‌های آن جلوگیری شود. در صورتی که نتوان از ورود آب به داخل شکاف‌ها جلوگیری نمود، نباید از خاک رس به عنوان مصالح خاکریز استفاده کرد. با افزایش سفتی رس، خطر اضافه فشار در دیوار به علت عدم زهکشی افزایش می‌یابد.

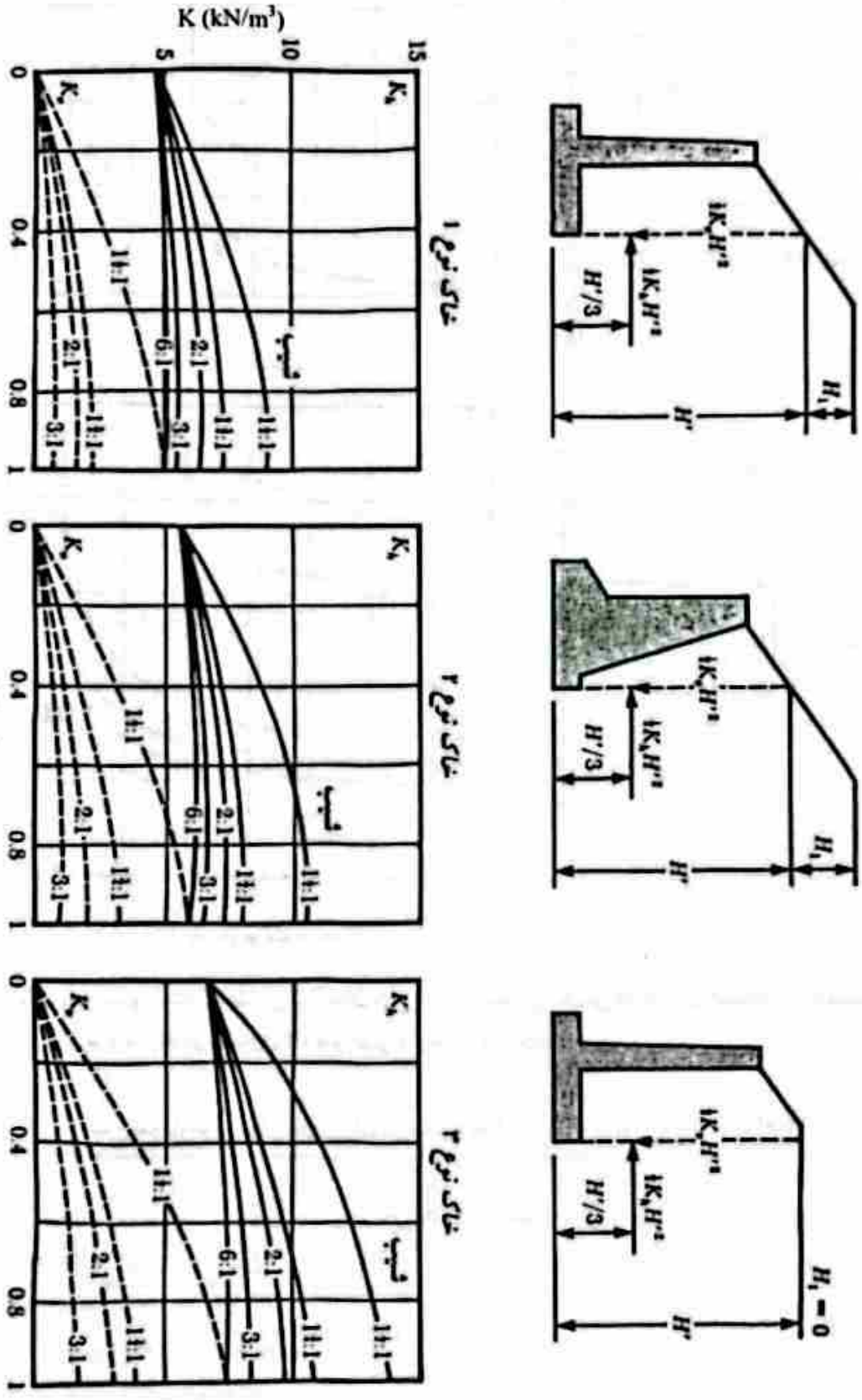
Scanned with CamScanner



توجه: اعداد روی جدول نشان دهنده‌ی نوع خاک طبق جدول صفحه‌ی قبل می‌باشند. برای مصالح نوع ۵ محاسبات فشار را می‌توان برپایه ارتفاعی مساوی ۱/۲ متر کمتر از ارتفاع H' انجام داد.

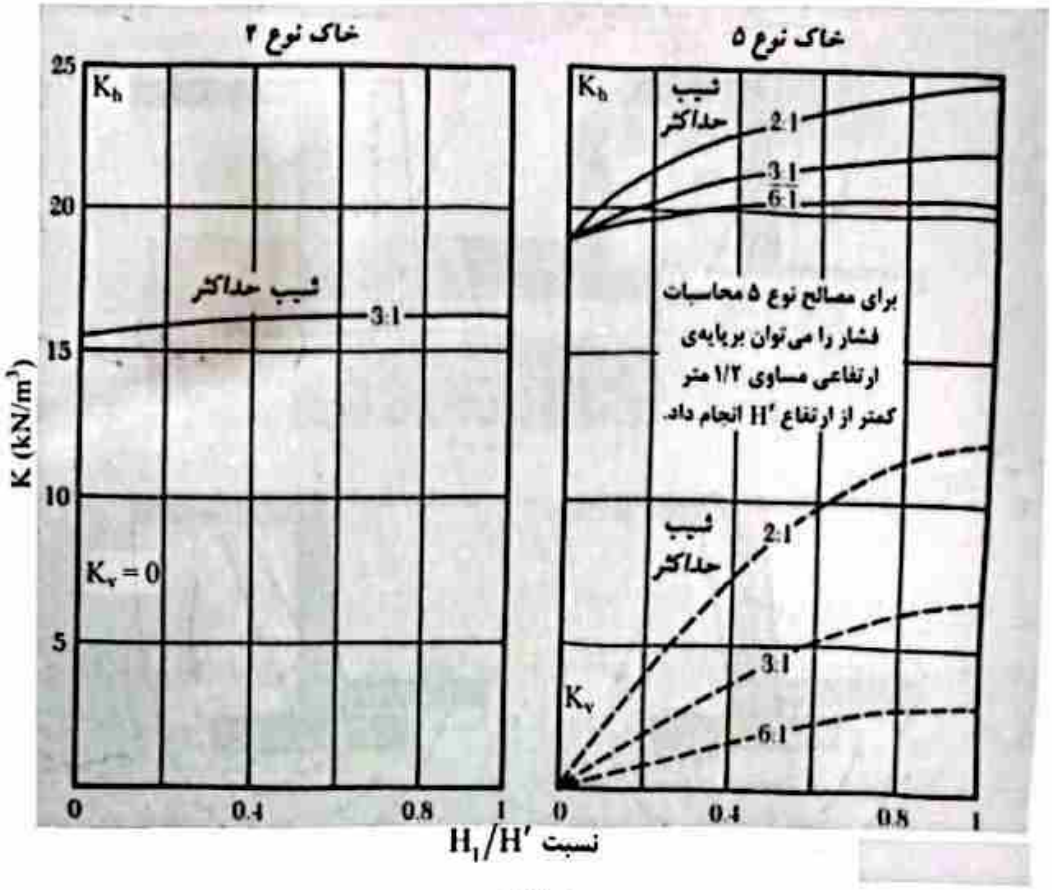
ت- نمودارهایی برای تعیین فشار جانبی خاک برای خاکریز با شیب یکنواخت

شکل ۱۷-۴- ادامه



ث- نمودارهایی برای تعیین فشار جانبی خاک برای خاکریز با شیب محدود

شکل ۱۷-۴- ادامه



ث- ادامه

شکل ۱۷-۴- ادامه

۱۷-۴- کنترل پایداری

برای کنترل پایداری دیوارهای حایل، انجام گام‌های زیر ضروری است.

۱- کنترل در مقابل واژگونی حول پنجه (شکل ۱۷-۵- الف)

۲- کنترل در مقابل لغزش در امتداد پایه (شکل ۱۷-۵- ب)

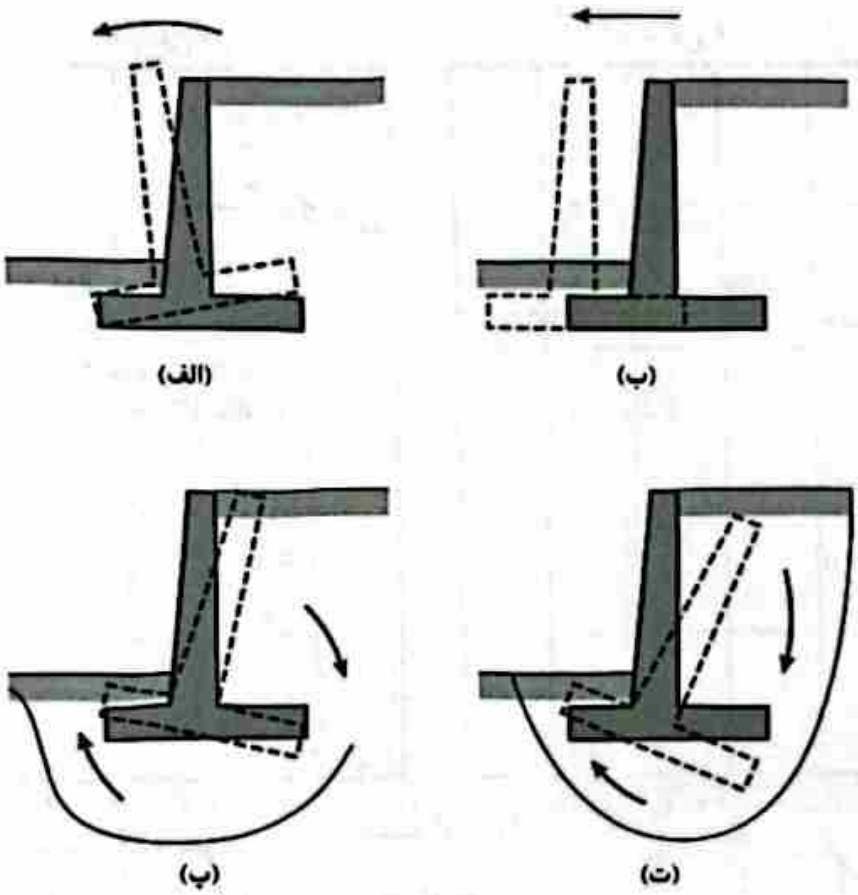
۳- کنترل برای ظرفیت باربری پایه (شکل ۱۷-۵- پ)

۴- کنترل برای پایداری کلی (گسیختگی برشی عمیق) (شکل ۱۷-۵- ت)

۵- کنترل برای نشست

در این بخش روش‌های کنترل واژگونی، لغزش، و ظرفیت باربری مورد بحث قرار می‌گیرند. اصول محاسبات نشست در فصل نهم ارائه شده و در اینجا تکرار نمی‌شود. بعضی مسائل در ارتباط با پایداری کلی دیوارهای حایل در بخش ۱۷-۶ مورد مطالعه قرار می‌گیرد.

Scanned with CamScanner

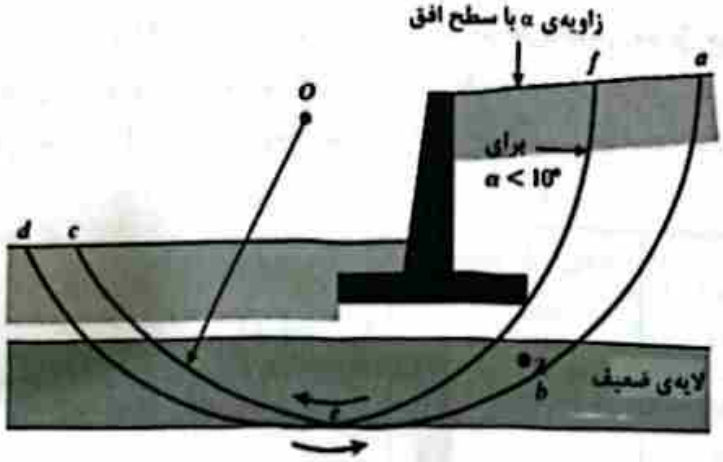


شکل ۱۷-۵- مودهای گسیختگی دیوارهای حایل (الف) واژگونی، (ب) لغزش، (پ) ظرفیت باربری پی، (پ) گسیختگی برشی عمیق و کلی

گسیختگی برشی عمیق (شکل ۱۷-۶) به علت وجود لایه‌ی سست در عمق حدود ۱/۵ برابر عرض پایه، حول سطح دایره نظیر abc رخ می‌دهد. (بررسی چنین لغزشی در جلد اول این کتاب، اصول مهندسی ژئوتکنیک مورد بررسی قرار گرفته است). برای تعیین سطح لغزش بحرانی باید دوایر متعددی مورد بررسی قرار گیرد تا حداقل ضریب اطمینان حاصل شود. سطحی که دارای حداقل ضریب اطمینان باشد، به دایره‌ی لغزش بحرانی معروف است. در صورتیکه زاویه سطح خاکریز کمتر از ۱۰ درجه باشد، دایره لغزش همانند fed از نقطه‌ی z (پاشنه‌ی دیوار) می‌گذرد. در این حالت حداقل ضریب اطمینان با تغییر مرکز دایره‌ی O حاصل می‌شود[۱].

۱- برای بررسی بیشتر به فصل پایداری شیروانی‌ها در جلد اول کتاب مراجعه نمایید.

Scanned with CamScanner



شکل ۱۷-۶- ناپایداری دیوار حایل به علت لغزش برشی عمیق

۱۷-۵- کنترل برای واژگونی

در شکل ۱۷-۷ نیروهای وارد بر دیوار حایل طره‌ای و دیوار حایل وزنی با فرض فشار محرک رانکین موثر بر سطح قائم مار بر انتهای پاشنه‌ی دیوار نشان داده شده است. P_p فشار مقاوم در جلوی پنجه می‌باشد که مقدار آن از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$P_p = \frac{1}{2}K_p\gamma_2 D^2 + 2c'_2\sqrt{K_p}D$$

که در آن:

γ_2 = وزن مخصوص خاک واقع در جلوی پنجه

K_p = ضریب فشار مقاوم رانکین $\tan^2(45+\phi'_2/2)$

c'_2, ϕ'_2 = به ترتیب زاویه‌ی اصطکاک داخلی موثر و چسبندگی خاک جلوی پنجه

ضریب اطمینان در مقابل واژگونی حول نقطه‌ی C واقع در نوک پنجه، به صورت زیر تعریف می‌شود (شکل ۱۷-۷):

$$FS_{(\text{overturning})} \text{ (واژگونی)} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} \qquad (۱۷-۲)$$

که در آن:

$\sum M_O$ = مجموع لنگرهای واژگونی[1] حول نقطه‌ی C

$\sum M_R$ = مجموع لنگرهای مقاوم[2] حول نقطه C

لنگر واژگونی از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$\sum M_O = P_h\left(\frac{H'}{3}\right) \qquad (۱۷-۳)$$

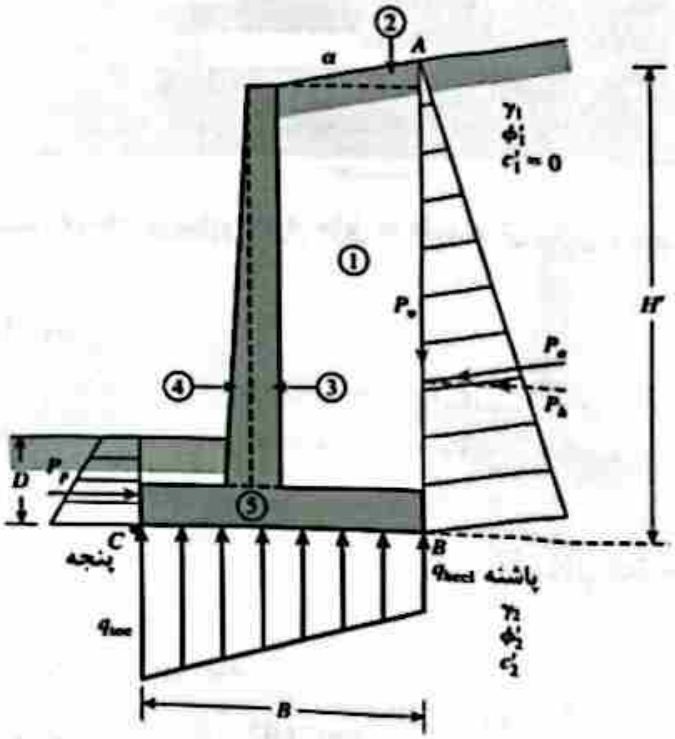
که در آن $P_h = P_a \cos\alpha$ می‌باشد.

---

1 - Over turning
2 - Resistant

برای محاسبه‌ی لنگر مقاوم ΣM_R (با صرفنظر کردن از P_p)، می‌توان جدولی مطابق جدول ۱۷-۱ تهیه نمود. وزن خاک بالای پاشنه و وزن دیوار و پایه هر دو در لنگر مقاوم شرکت می‌کنند. نیروی P_v یعنی مولفه‌ی قائم نیروی محرک P_a نیز جزء نیروهای شرکت کننده در لنگر مقاوم است. مقدار نیروی P_v برابر است با:

$$P_v = P_a \sin\alpha$$



شکل ۱۷-۷- کنترل برای واژگونی با فرض توزیع فشار رانکین

لنگر نیروی P_v حول C برابر است با:

$$M_v = P_v B = P_a \sin\alpha . B \qquad (۴-۱۷)$$

جدول ۱۷-۱- محاسبه‌ی لنگر مقاوم ΣM_R

مقطع (1)	مساحت (2)	وزن (بر واحد طول دیوار) (3)	بازوی لنگر نسبت به نقطه‌ی C (4)	لنگر حول C (5)
1	A_1	$W_1 = \gamma_1 \times A_1$	X_1	M_1
2	A_2	$W_2 = \gamma_2 \times A_2$	X_2	M_2
3	A_3	$W_2 = \gamma_c \times A_3$	X_3	M_3
4	A_4	$W_2 = \gamma_c \times A_4$	X_4	M_4
5	A_5	$W_2 = \gamma_c \times A_5$	X_5	M_5
6	A_6	$W_2 = \gamma_c \times A_6$	X_6	M_6
		P_v	B	M_v
		ΣV		ΣM_R

γ_1 = وزن مخصوص خاکریز

γ_c = وزن مخصوص بتن

که در آن B عرض پایه‌ی دیوار می‌باشد.

با معلوم شدن ΣM_R، ضریب اطمینان در مقابل واژگونی را می‌توان از رابطه‌ی زیر محاسبه نمود:

$$FS_{(\text{overturning})} \text{ (واژگونی)} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_v}{P_a \cos\alpha \frac{H'}{3}} \qquad (۵-۱۷)$$

حداقل ضریب اطمینان معمول در مقابل واژگونی بین ۲ تا ۳ می‌باشد.

بعضی از طراحان برای تعیین ضریب اطمینان در مقابل واژگونی از رابطه‌ی زیر استفاده می‌نمایند:

$$FS_{(\text{overturning})} \text{ (واژگونی)} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6}{P_a \cos\alpha \frac{H'}{3} - M_v} \qquad (۶-۱۷)$$

۱۷-۶- کنترل در مقابل لغزش در امتداد پایه

ضریب اطمینان در مقابل لغزش از رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود:

$$FS_{(\text{sliding})} = \frac{\Sigma F_{R'}}{\Sigma F_d} \qquad (۷-۱۷)$$

که در آن:

$\Sigma F_{R'}$ = مجموع نیروهای افقی مقاوم

Scanned with CamScanner

$\sum F_d$ = مجموع نیروهای افقی رانشی

با مراجعه به شکل ۱۷-۸، مشاهده می‌شود که مقاومت برشی در زیر پایه را می‌توان طبق رابطه‌ی زیر نشان داد:

$$s = \sigma' \tan \delta' + c'_a$$

که در آن:

δ' = زاویه اصطکاک بین سطح زیرین پایه‌ی دیوار و خاک

c'_a = چسبندگی بین سطح زیرین پایه‌ی دیوار و خاک

بنابراین حداکثر نیروی مقاوم قابل حصول از خاک برای واحد طول دیوار در امتداد پایه برابر است با:

$$R' = s \text{ (مساحت پایه)} = s(B \times 1) = B\sigma' \tan \delta' + Bc'_a$$

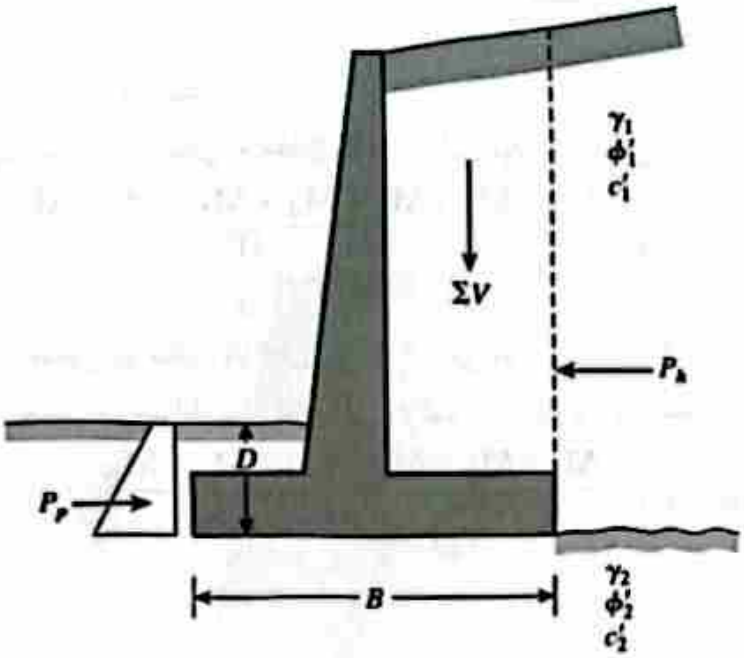
لیکن

$B\sigma' = \sum V$ = مجموع نیروهای قائم (به جدول ۱۷-۱ مراجعه شود)

بنابراین:

$$R' = (\sum V) \tan \delta' + Bc'_a$$

همانطور که در شکل ۱۷-۸ دیده می‌شود، نیروی مقاوم P_p نیز از اجزای نیروی مقاوم افقی است.



شکل ۱۷-۸- کنترل لغزش در امتداد پایه

بنابراین:

$$\sum F_{R'} = (\sum V) \tan \delta' + Bc'_a + P_p \qquad (۱۷-۸)$$

Scanned with CamScanner

تنها نیروی رانش افقی، مولفه‌ی افقی نیروی محرک P_a می‌باشد. بنابراین:

$$\Sigma F_d = P_a \cos\alpha \qquad (۹-۱۷)$$

با ترکیب روابط ۱۷-۷، ۱۷-۸ و ۱۷-۹ خواهیم داشت:

$$FS_{(sliding)} \text{ (لغزش)} = \frac{(\Sigma V)\tan\delta' + Bc'_a + P_p}{P_a \cos\alpha} \qquad (۱۰-۱۷)$$

حداقل ضریب اطمینان در مقابل لغزش ۱/۵ است.

در اغلب موارد از نیروی مقاوم P_p در محاسبات مربوط به ضریب اطمینان در مقابل لغزش صرفنظر می‌گردد. از طرف دیگر می‌توان نوشت:

$$\delta' = k_1\phi'_2$$
$$c'_a = k_2 c'_2$$
$$FS_{(sliding)} = \frac{(\Sigma V)\tan(k_1\phi'_2) + Bk_2c'_2 + P_p}{P_a \cos\alpha} \qquad (۱۱-۱۷)$$

مقادیر ضرایب کاهش دهنده‌ی k_1 و k_2 در حدود ۰/۵ تا ۰/۶۷ می‌باشند. در صورتی که نتوان به ضریب اطمینان ۱/۵ در مقابل لغزش دست یافت، یا عرض پایه زیاد می‌شود و یا از زبانه‌ی برشی در زیر پایه استفاده می‌شود (این زبانه در شکل ۱۷-۹ توسط خط‌چین نشان داده شده است).

در صورت تعبیه‌ی زبانه‌ی برشی، نیروی مقاوم برای واحد طول دیوار برابر است با:

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma_2 D_1^2 K_p + 2c'_2 D_1\sqrt{K_p}$$
$$K_p = \tan^2(45 + \phi'_2/2)$$

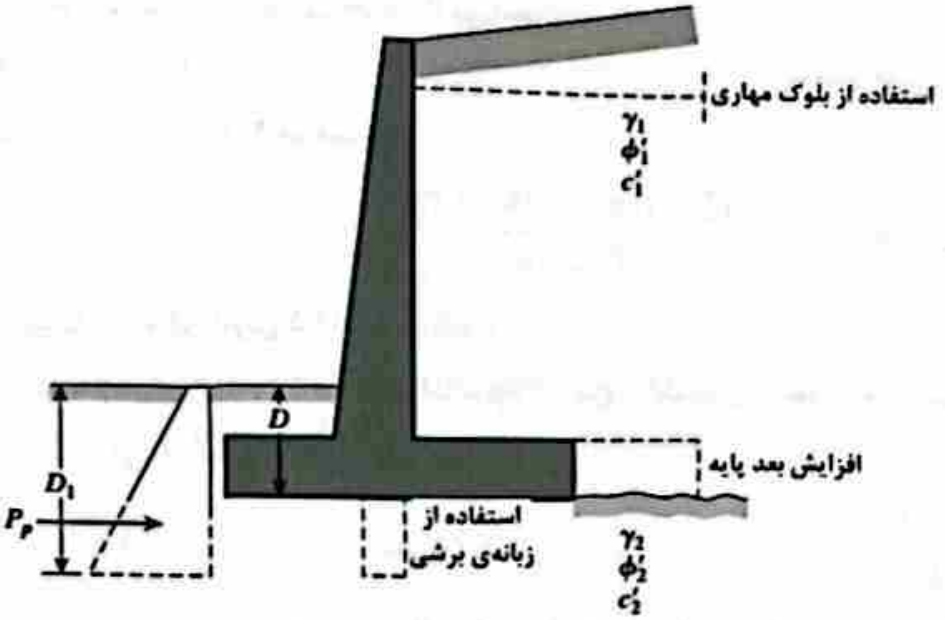
در صورت استفاده، زبانه‌ی برشی در زیر دیوار ساخته می‌شود. به طوری که آرماتورهای دیوار وارد آن شده و در آن مهار شوند.

روش دیگر برای افزایش ضریب اطمینان لغزش استفاده از مهار[1] برای دیوار است. راه دیگر برای افزایش ضریب اطمینان در مقابل لغزش، کاهش مقدار P_a می‌باشد (به رابطه‌ی ۱۷-۱۱ مراجعه شود). یکی از روش‌ها برای رسیدن به این هدف، در ادامه شرح داده می‌شود.

---

1 - Deadman (فصل دیوارهای سپری)

Scanned with CamScanner



شکل ۱۷-۹- روش‌های افزایش ضریب اطمینان در برابر لغزش

این بحث محدود به حالتی می‌شود که دیوار حایل، خاکریزی دانه‌ای با سطح افقی را تحمل می‌کند (شکل ۱۷-۱۰). در شکل ۱۷-۱۰- الف، نیروی محرک P_a افقی است ($\alpha = 0$). این بدان معناست که:

$$P_a \cos\alpha = P_h = P_a$$

و

$$P_a \sin\alpha = P_v = 0$$

از طرفی می‌توان نوشت:

$$P_a = P_{a(1)} + P_{a(2)} \qquad (۱۲-۱۷)$$

اگر مطابق شکل ۱۷-۱۰- ب، پاشنه‌ی پایه‌ی دیوار حایل به صورت شیبدار ساخته شود، مقدار نیروی $P_{a(2)}$ را می‌توان کاهش داد. برای این حالت:

$$P_a = P_{a(1)} + AP_{a(2)} \qquad (۱۳-۱۷)$$

المان، و تری[1] (۱۹۸۸) مقدار A را برای $\alpha' = 45°$ مطابق جدول ۱۷-۲ به دست آوردند. برای تعیین $P_{a(1)}$ و $P_{a(2)}$ با توجه به شکل ۱۷-۱۰- الف داریم:

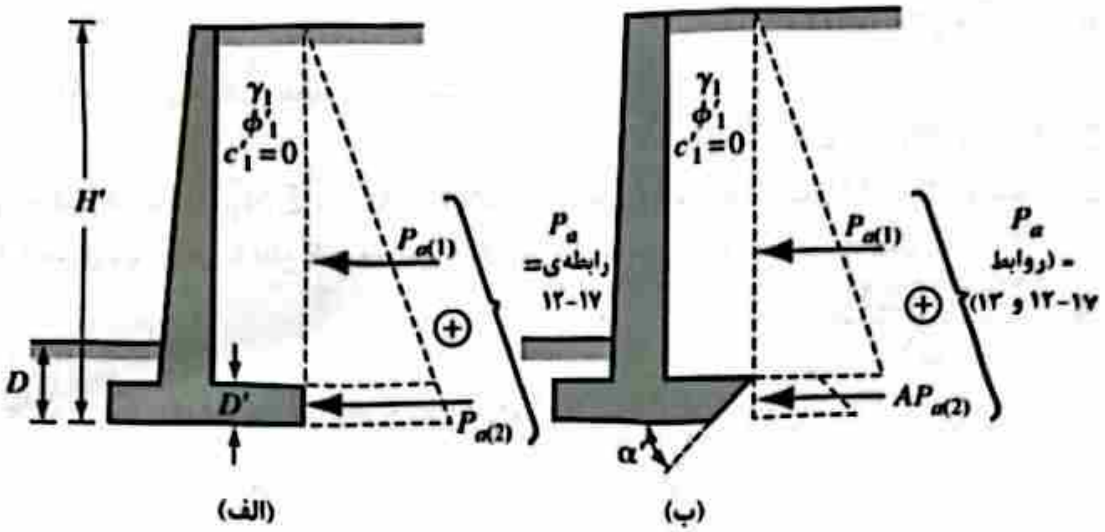
$$P_{a(1)} = \frac{1}{2}\gamma_1 K_a (H' - D')^2$$

و

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma_1 K_a H'^2$$

---

1 - Elman and Terry



شکل ۱۷-۱۰- دیوار حایل با پاشنه‌ی شیبدار

جدول ۱۷-۲- تغییرات A برحسب ϕ'_1 (برای $\alpha = 45°$)

زاویه اصطکاک موثر خاک $\phi'_1(\deg)$	A
20	0.28
25	0.14
30	0.06
35	0.03
40	0.018

بنابراین:

$$P_{a(2)} = \frac{1}{2}\gamma_1 K_a\left[H'^2 - (H'-D')^2\right]$$

بنابراین برای نمودار فشار شکل ۱۷-۱۰- ب داریم:

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma_1 K_a (H'-D')^2 + \frac{A}{2}\gamma_1 K_a\left[H'^2 - (H'-D')^2\right] \qquad (۱۴-۱۷)$$

روش شیب دادن به پاشنه‌ی دیوارهای حایل در بعضی موارد بسیار مفید است.

۱۷-۷- کنترل برای ظرفیت باربری

فشارهای قائم انتقال یافته از طرف پایه‌ی دیوار به خاک، باید برای ظرفیت باربری خاک کنترل شوند. با فرض تغییرات خطی، توزیع فشار قائم در شکل ۱۷-۱۱ نشان داده شده است. فشار حداکثر در پنجه و فشار حداقل در پاشنه‌ی پایه‌ی دیوار به وجود می‌آید. مقادیر این فشارها را می‌توان به طریق زیر محاسبه نمود.

مجموع نیروهای قائم موثر بر پایه‌ی دیوار مساوی ΣV (ستون ۳- جدول ۱۷-۱) و نیروی افقی کل مساوی $P_a \cos\alpha$ می‌باشد. اگر R نیروی برآیند باشد:

$$\overrightarrow{R} = \overrightarrow{\Sigma V} + \overrightarrow{(P_a \cos\alpha)}$$

تعادل لنگر این نیروها حول نقطه C برابر است با:

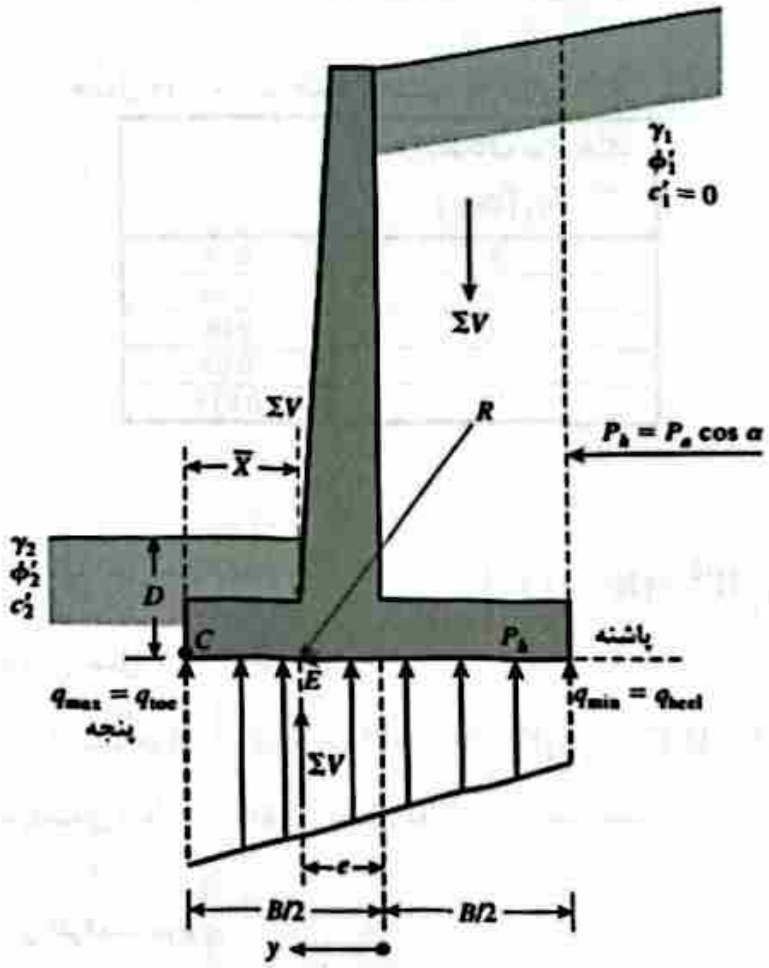
$$\Sigma M_R - \Sigma M_O - (\Sigma V)\bar{X} = 0$$

توجه شود که مقادیر ΣM_R و ΣM_O قبلاً تعیین شده‌اند (ستون ۵ از جدول ۱۷-۱) اگر امتداد برآیند R، قاعده‌ی دیوار را در E قطع کند، فاصله‌ی CE را می‌توان به صورت زیر تعیین نمود (شکل ۱۷-۱۱):

$$\bar{X} = \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_O}{\Sigma V} \qquad (۱۵-۱۷)$$

بنابراین برون‌محوری نیروی R به صورت زیر بیان می‌شود:

$$e = \frac{B}{2} - \bar{X} \qquad (۱۶-۱۷)$$



شکل ۱۷-۱۱- کنترل برای ظرفیت باربری

با استفاده از رابطه‌ی ترکیب تنش‌ها در مقاومت مصالح، توزیع تنش در زیر پایه به طریق زیر محاسبه می‌شود:

Scanned with CamScanner

$$q=\frac{\Sigma V}{A}+\frac{(\Sigma V)e}{I}y \qquad (۱۷-۱۷)$$

که در آن:

y = فاصله‌ی تار خارجی برای محاسبه‌ی q تا مرکز (شکل ۱۷-۱۱). به علامت توجه کنید.

A = مساحت پایه با طول واحد = B

I = ممان اینرسی پایه‌ی دیوار برای واحد طول دیوار که مقدار آن برابر است با:

$$I=\frac{1}{12}(1)\left(B^3\right)$$

برای تعیین فشار حداکثر و حداقل، مقدار y در رابطه‌ی ۱۷-۱۷ مساوی $\pm B/2$ قرار داده می‌شود:

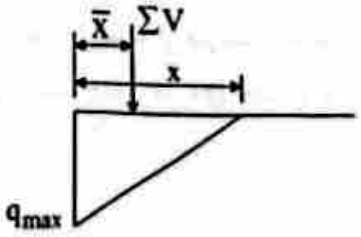
$$q_{max}=q_{toe}=\frac{\Sigma V}{A}+\frac{(\Sigma V)e}{I}y=\frac{\Sigma V}{B}+\frac{12(\Sigma V)e}{B^3}\left(\frac{B}{2}\right)=\frac{\Sigma V}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right) \qquad (۱۷-۱۸)$$

$$q_{min}=q_{heel}=\frac{\Sigma V}{A}-\frac{(\Sigma V)e}{I}y=\frac{\Sigma V}{B}-\frac{12(\Sigma V)e}{B^3}\left(\frac{B}{2}\right)=\frac{\Sigma V}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right) \qquad (۱۷-۱۹)$$

توجه شود که ΣV شامل وزن خاک (مطابق جدول ۱۷-۱) می‌باشد. وقتی که مقدار برون‌محوری e بزرگتر از B/6 شود، مقدار q_{min} منفی می‌گردد (رابطه‌ی ۱۷-۱۹). این بدان معناست که مقداری تنش کششی در انتهای پاشنه به وجود می‌آید. از آنجایی که در سطح تماس، مقاومت در مقابل کشش وجود ندارد، این تنش کششی عملاً وجود خارجی ندارد. اگر در تحلیل دیوار $e > B/6$ به دست آید، ابعاد دیوار باید اصلاح شده و محاسبات باید تجدید شود. در صورتیکه $\frac{B}{6}<e<\frac{B}{2}$ باشد، هنوز دیوار پایدار است ولی منطقه‌ی بدون تماس دارد. طول منطقه تحت فشار و تنش حداکثر از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید.

$$x=3\bar{x}$$

$$\frac{1}{2}\left(q_{max}\right)x=\Sigma V \Rightarrow q_{max}=\frac{2\Sigma V}{x}$$



رابطه‌ی ظرفیت باربری نهایی شالوده‌های سطحی در فصل ششم به صورت زیر بیان شد:

$$q_u=c'_2N_cF_{cd}F_{ci}+qN_qF_{qd}F_{qi}+\frac{1}{2}\gamma_2B'N_\gamma F_{\gamma d}F_{\gamma i} \qquad (۱۷-۲۰)$$

که در آن:

$$q=\gamma_2D$$

$$B'=B-2e$$

N_c و N_q و N_γ = ضرایب ظرفیت باربری مطابق جدول ۶-۲.

از روابط ۶-۳۲ تا ۶-۴۲ فصل ۶ داریم.

Scanned with CamScanner

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi_2'}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_2' (1 - \sin \phi_2')^2 \frac{D}{B'}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{\phi_2'^\circ}\right)^2$$

$$\psi^\circ = \tan^{-1}\left(\frac{P_a \cos \alpha}{\Sigma V}\right)$$

توجه شود که تمام ضرایب شکل F_{cs}، F_{qs} و $F_{\gamma s}$، برای این حالت مساوی ۱ می‌باشند، زیرا پایه‌ی دیوار شالوده‌ی نواری است.

با محاسبه‌ی ظرفیت باربری نهایی از رابطه‌ی ۱۷-۲۰، ضریب اطمینان در مقابل ظرفیت باربری نهایی از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$FS_{(\text{bearing capacity})} = \frac{q_u}{q_{max}} \quad \text{(ظرفیت باربری)} \qquad (۱۷-۲۱)$$

معمولاً ضریب اطمینانی در حدود ۳ لازم است. در فصل ۶ اشاره شده که ظرفیت باربری شالوده‌های سطحی در نشستی حدود ۱۰ درصد عرض شالوده به دست می‌آید. در دیوارهای حایل عرض B بزرگ است. بنابراین می‌توان انتظار داشت که بار نهایی q_u در نشست نسبتاً بزرگی رخ دهد. استفاده از ضریب اطمینان ۳ این اطمینان را نمی‌دهد که نشست شالوده در محدوده‌ی قابل قبولی باشد. چنین موردی احتیاج به تحقیق بیشتری دارد.

مثال ۱۷-۱

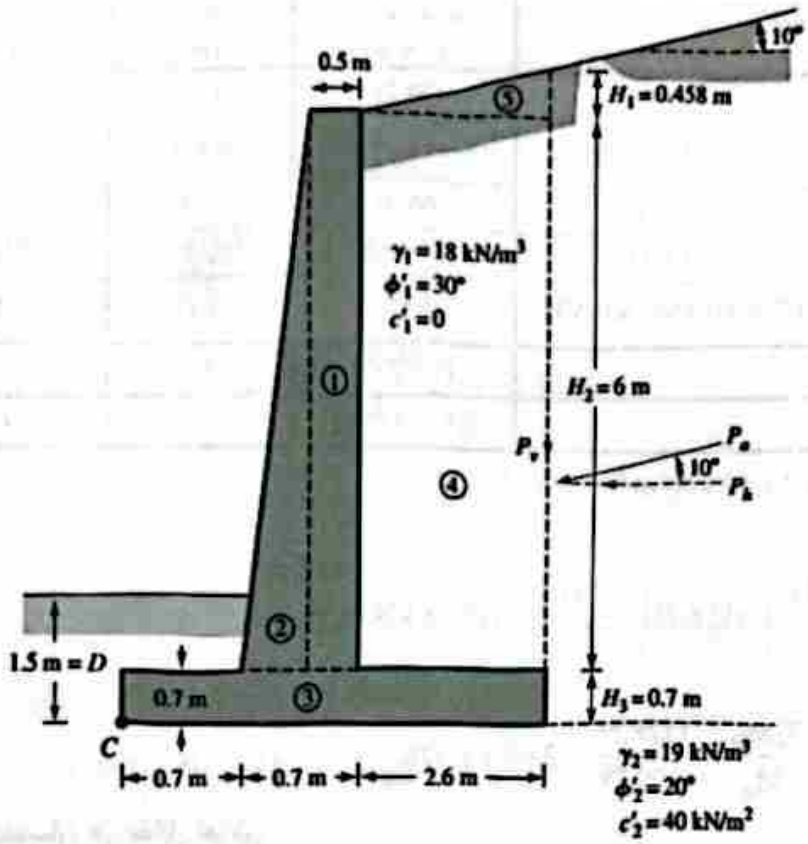
در شکل ۱۷-۱۲ مقطع دیوار حایل طره‌ای نشان داده شده است. مطلوبست تعیین ضریب اطمینان در مقابل (الف) واژگونی، (ب) لغزش و (پ) ظرفیت باربری.

حل:

با توجه به شکل داریم:

$$H' = H_1 + H_2 + H_3 = 2.6 \tan 10^\circ + 6 + 0.7$$
$$= 0.458 + 6 + 0.7 = 7.158\,\text{m}$$

Scanned with CamScanner



شکل ۱۷-۱۲- محاسبه‌ی پایداری دیوار حایل

فشار خاک موثر برای واحد طول دیوار برابر است با:

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma_1 H'^2 k_a$$

$\phi'_1 = 30°$ و $\alpha = 10°$ (جدول ۱۶-۱) $\Rightarrow K_a = 0.3495$ (رانکین)

$$P_a = \frac{1}{2}(18)(7.158)^2(0.3495) = 161.2 \text{ kN/m}$$

$$P_v = P_a \sin 10° = 161.2(\sin 10°) = 28.0 \text{kN/m}$$

و

$$p_h = P_a \cos 10° = 161.2(\cos 10°) = 158.75 \text{kN/m}$$

الف: ضریب اطمینان در مقابل واژگونی

برای انجام عملیات با توجه به تقسیم‌بندی شکل ۱۷-۱۲، جدول صفحه‌ی بعد تشکیل می‌شود:

Scanned with CamScanner

قسمت	مساحت (m^2)	وزن بر واحد طول (kN/m)	بازوی لنگر تا C (m)	لنگر (kN.m/m)
1	$6 \times 0.5 = 3$	70.74	1.15	81.35
2	$\frac{1}{2}(0.2)6 = 0.6$	14.15	0.833	11.79
3	$4 \times 0.7 = 2.8$	66.02	2.0	132.04
4	$6 \times 2.6 = 15.6$	280.80	2.7	758.16
5	$\frac{1}{2}(2.6)(0.458) = 0.595$	10.71	3.13	33.52
		$P_v = 28.0$	4.0	112.0
		$\Sigma V = 470.42$		$1128.86 = \Sigma M_R$

$\gamma_c = 23.58\ kN/m^2$ بتن

لنگر واژگونی:

$$M_o = P_h\left(\frac{H'}{3}\right) = 158.75\left(\frac{7.158}{3}\right) = 378.78\ kN.m/m$$

و

$$FS_{(\text{واژگونی})} = \frac{\Sigma M_R}{M_o} = \frac{1128.86}{378.78} = 2.98 > 2, OK$$

(ب) ضریب اطمینان در مقابل لغزش

از رابطه‌ی ۱۷-۱۱ داریم:

$$FS_{(\text{لغزش})} = \frac{(\Sigma V)\tan(k_1\phi'_2) + Bk_2c'_2 + P_p}{P_a\cos\alpha}$$

$k_1 = k_2 = \frac{2}{3}$.

$$P_p = \frac{1}{2}K_p\gamma_2D^2 + 2c'_2\sqrt{K_p}D$$

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'_2}{2}\right) = \tan^2(45+10) = 2.04$$

و

$D = 1.5m$

در نتیجه:

$$P_p = \frac{1}{2}(2.04)(19)(1.5)^2 + 2(40)\left(\sqrt{2.04}\right)(1.5)$$
$$= 43.61 + 171.39 = 215\,kN/m$$

بنابراین:

$$FS_{(\text{لغزش})} = \frac{(470.42)\tan\left(\frac{2\times20}{3}\right) + (4)\left(\frac{2}{3}\right)(40) + 215}{158.75}$$
$$= \frac{111.49 + 106.67 + 215}{158.75} = 2.73 > 1.5, OK$$

بعضی طراحان برای محاسبه‌ی نیروی مقاوم، D مساوی ضخامت شالوده‌ی دیوار منظور می‌شود.

(پ) ضریب اطمینان در مقابل ظرفیت باربری

با ترکیب روابط ۱۷-۱۵ و ۱۷-۱۶ داریم:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{4}{2} - \frac{1128.86 - 378.78}{470.42}$$

$$= 0.406\,\text{m} < \frac{B}{6} = \frac{4}{6} = 0.666\,\text{m}$$

دوباره از روابط ۱۷-۱۸ و ۱۹ داریم:

$$q_{\text{heel}} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{470.42}{4}\left(1 - \frac{6 \times 0.406}{4}\right) = 45.98\ \text{kN/m}^2$$

$$q_{\text{toe}} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{470.42}{4}\left(1 + \frac{6 \times 0.406}{4}\right)$$

$$= 189.2\ \text{kN/m}^2$$

از رابطه‌ی ۱۷-۲۰ ظرفیت باربری نهایی برابر است با:

$$q_u = c'_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma_2 B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$\phi'_2 = 20^\circ \text{ (جدول ۶-۲)} \Rightarrow N_c = 14.83\,,\ N_q = 6.4\,,\ N_\gamma = 5.39$$

$$q = \gamma_2 D = (19)(1.5) = 28.5\ \text{kN/m}^2$$

$$B' = B - 2e = 4 - 2(0.406) = 3.188\,\text{m}$$

با توجه به روابط زیر رابطه‌ی ۱۷-۲۰ داریم:

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan\phi'_2} = 1.148 - \frac{1 - 1.148}{(14.83)(\tan 20)} = 1.175$$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi'_2(1 - \sin\phi'_2)^2\left(\frac{D}{B'}\right) = 1 + 0.315\left(\frac{1.5}{3.188}\right) = 1.148$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

و

$$\psi = \tan^{-1}\left(\frac{P_a \cos\alpha}{\Sigma V}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{158.75}{470.42}\right) = 18.65^\circ$$

در نتیجه

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{18.65}{90}\right)^2 = 0.628$$

و

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi}{\phi'_2}\right)^2 = \left(1 - \frac{18.65}{20}\right)^2 \approx 0$$

Scanned with CamScanner

در نتیجه:

$$q_u = (40)(14.83)(1.175)(0.628) + (28.5)(6.4)(1.148)(0.628) + \tfrac{1}{2}(19)(5.93)(3.188)(1)(0)$$
$$= 437.72 + 131.5 + 0 = 569.22\ \text{kN/m}^2$$

و

$$\text{FS}_{\text{(ظرفیت باربری)}} = \frac{q_u}{q_{toe}} = \frac{569.22}{189.2} = 3.0, \text{OK}$$

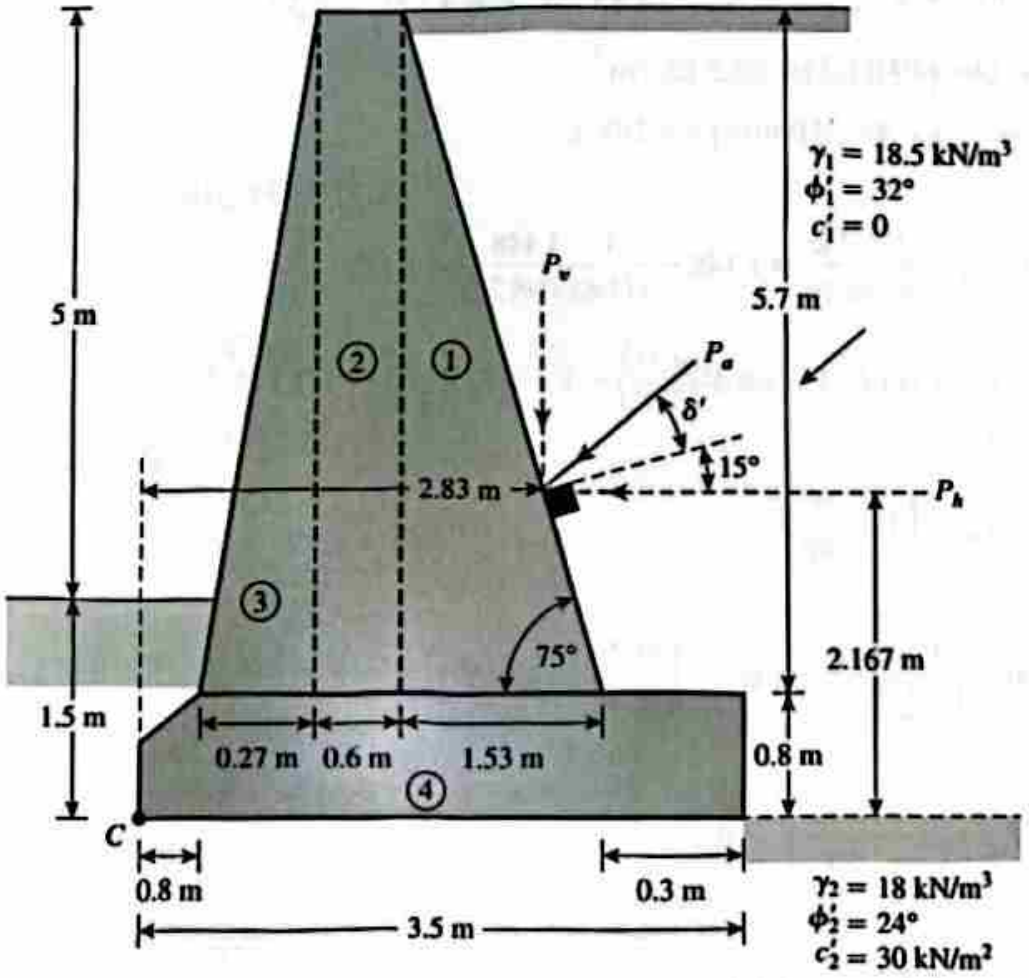
مثال ۱۷-۲

در شکل ۱۷-۱۳ دیوار حایل وزنی نشان داده شده است. با استفاده از $\delta' = 2/3\phi_1'$ و نظریه فشار خاک محرک (اکتیو) کولمب، مطلوبست تعیین:

(الف) ضریب اطمینان در مقابل واژگونی.

(ب) ضریب اطمینان در مقابل لغزش.

(پ) فشار زیر پی در پنجه و پاشنه.



شکل ۱۷-۱۳- دیوار حایل وزنی (بدون مقیاس)

Scanned with CamScanner

حل:

$$H' = 5 + 1.5 = 6.5\,m$$

نیروی فعال کولمب برابر است با:

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma_1 H'^2 K_a$$

که در آن:

$\alpha = 0^\circ , \beta = 75^\circ , \delta' = 2/3\phi_1' , \phi_1' = 32^\circ , K_a = 0.4023$ (جدول ۱۶-۶- روش کولمب)

$$P_a = \frac{1}{2}(18.5)(6.5)^2(0.4023) = 157.22\ kN/m$$

$$P_h = P_a \cos\left(15 + \frac{2}{3}\phi_1'\right) = 157.22\cos 36.33 = 126.65\,kN/m$$

و

$$P_v = P_a \sin\left(15 + \frac{2}{3}\phi_1'\right) = 157.22\sin 36.33 = 93.14\,kN/m$$

قسمت الف: ضریب اطمینان در مقابل واژگونی

از شکل ۱۷-۱۳، می‌توان جدول زیر را تهیه کرد:

قسمت	مساحت (m^2)	وزن* (kN/m)	بازو تا C (m)	لنگر (kN.m/m)
1	$\frac{1}{2}(5.7)(1.53) = 4.36$	102.81	2.18	224.13
2	(0.6) (5.7) = 3.42	80.64	1.37	110.48
3	$\frac{1}{2}(0.27)(5.7) = 0.77$	18.16	0.98	17.80
4	$\approx (3.5)(0.8) = 2.8$	66.02	1.75	115.54
		P_v = 93.14	2.83	263.59
		ΣV = 360.77 kN/m		ΣM_R = 731.54 kN.m/m

*$\gamma_{بتن} = 23.58\ kN/m^3$

از وزن خاک روی پنجه صرفنظر شده است:

لنگر واژگونی - $M_O = P_h\left(\frac{H'}{3}\right) = 126.65(2.167) = 274.45\ kN.m/m$

بنابراین:

$$FS_{(واژگونی)} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_O} = \frac{731.54}{274.45} = 2.67 > 2, OK$$

Scanned with CamScanner

قسمت ب: ضریب اطمینان در مقابل لغزش

داریم:

$$FS_{(\text{لغزش})} = \frac{(\Sigma V)\tan\left(\frac{2}{3}\phi'_2\right) + \frac{2}{3}c'_2 B + P_p}{P_h}$$

$$P_p = \frac{1}{2}K_p\gamma_2 D^2 + 2c'_2\sqrt{K_p}D$$

و

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{24}{2}\right) = 2.37$$

بنابراین:

$$P_p = \frac{1}{2}(2.37)(18)(1.5)^2 + 2(30)(1.54)(1.5) = 186.59\ \text{kN/m}$$

در نتیجه:

$$FS_{(\text{لغزش})} = \frac{360.77\tan\left(\frac{2}{3}\times 24\right) + \frac{2}{3}(30)(3.5) + 186.59}{126.65}$$

$$= \frac{103.45 + 70 + 186.59}{126.65} = 2.84$$

اگر از P_p صرفنظر شود، $FS = 1.37$ به دست می‌آید.

قسمت پ: فشار در پنجه و پاشنه

از روابط ۱۷-۱۵ و ۱۷-۱۶ داریم:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{3.5}{2} - \frac{731.54 - 274.45}{360.77} = 0.483 < \frac{B}{6} = 0.583$$

$$q_{toe} = \frac{\Sigma V}{B}\left[1 + \frac{6e}{B}\right] = \frac{360.77}{3.5}\left[1 + \frac{(6)(0.483)}{3.5}\right] = 188.43\ \text{kN/m}^2$$

و

$$q_{heel} = \frac{V}{B}\left[1 - \frac{6e}{B}\right] = \frac{360.77}{3.5}\left[1 - \frac{(6)(0.483)}{3.5}\right] = 17.73\ \text{kN/m}^2$$

Scanned with CamScanner

مثال ۱۷-۳

مثال ۱۷-۲ را با استفاده از نظریه‌ی محرک رانکین دوباره حل کنید.

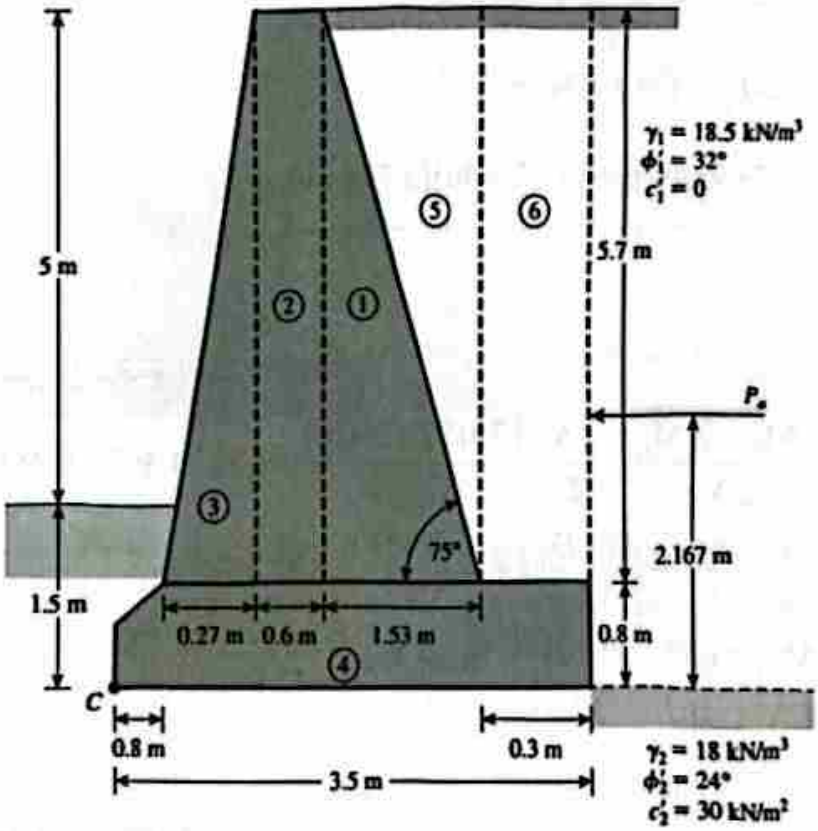
حل:

هندسه‌ی دیوار دوباره در شکل ۱۷-۱۴ نشان داده شده است.

$$H' = 5 + 1.5 = 6.5\,m$$

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi_1'}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{32}{2}\right) = 0.307$$

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H'^2 K_a = \frac{1}{2}(18.5)(6.5)^2(0.307) = 119.98\,kN/m \approx 120\,kN/m$$



شکل ۱۷-۱۴

قسمت الف: ضریب اطمینان در مقابل واژگونی

جدول زیر را تنظیم می‌کنیم:

قسمت	مساحت (m^2)	وزن بر واحد طول (kN/m)	بازو تا C (m)	لنگر (kN.m/m)
*1	4.36	102.81	2.18	224.13
*2	3.42	80.64	1.37	110.48
*3	0.77	18.16	0.98	17.80
*4	2.8	66.02	1.75	115.54
5	(0.5)(1.53)(5.7) = 4.36	80.66	2.69	216.98
6	(5.7)(0.3) = 1.71	31.44	3.35	105.99
		$\Sigma V = 379.93$		$\Sigma M_R = 790.92$

* از مثال ۱۷-۲

لنگر واژگونی = $M_o = P_a\left(\frac{H'}{3}\right) = (120)(2.167) \approx 260.0\ \text{kN.m/m}$

$$FS_{(\text{واژگونی})} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_O} = \frac{790.92}{260.0} = 3.04$$

قسمت پ- ضریب اطمینان در مقابل لغزش

$$FS_{(\text{لغزش})} = \frac{(\Sigma V)\tan\left(\frac{2}{3}\phi'_2\right) + \frac{2}{3}c'_2 + P_p}{P_h}$$

از مثال ۲-۱۷ $\Rightarrow P_p = 186.59\,\text{kN/m}$

$$FS_{(\text{لغزش})} = \frac{(379.93)(\tan 16) + \left(\frac{2}{3}\right)(30)(3.5) + 186.59}{120} = 3.05$$

قسمت پ- تنش در پنجه و پاشنه

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{3.5}{2} - \frac{(790.92 - 260.0)}{379.93} = 1.75 - 1.397 = 0.353\,\text{m}$$

$$q_{\text{پنجه}} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{379.93}{3.5}\left(1 + \frac{6\times 0.353}{3.5}\right) = 174.24\,\text{kN/m}^2$$

$$q_{\text{پاشنه}} = \frac{\Sigma V}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{379.93}{3.5}\left(1 - \frac{6\times 0.353}{3.5}\right) = 42.86\,\text{kN/m}^2$$

۱۷-۸- تعبیه‌ی درز در دیوارهای حایل

در هنگام ساخت دیوار حایل، از چند و یا تمام درزهای زیر استفاده می‌شود:

۱- **درزهای اجرایی**[1] (شکل ۱۷-۱۵- الف). این درزها، درزهای افقی و یا قائم هستند که در حدفاصل دو مرحله بتن‌ریزی مورد استفاده قرار می‌گیرند. به منظور افزایش مقاومت برشی، ممکن است در این درزها از زبانه‌ی برشی استفاده شود.

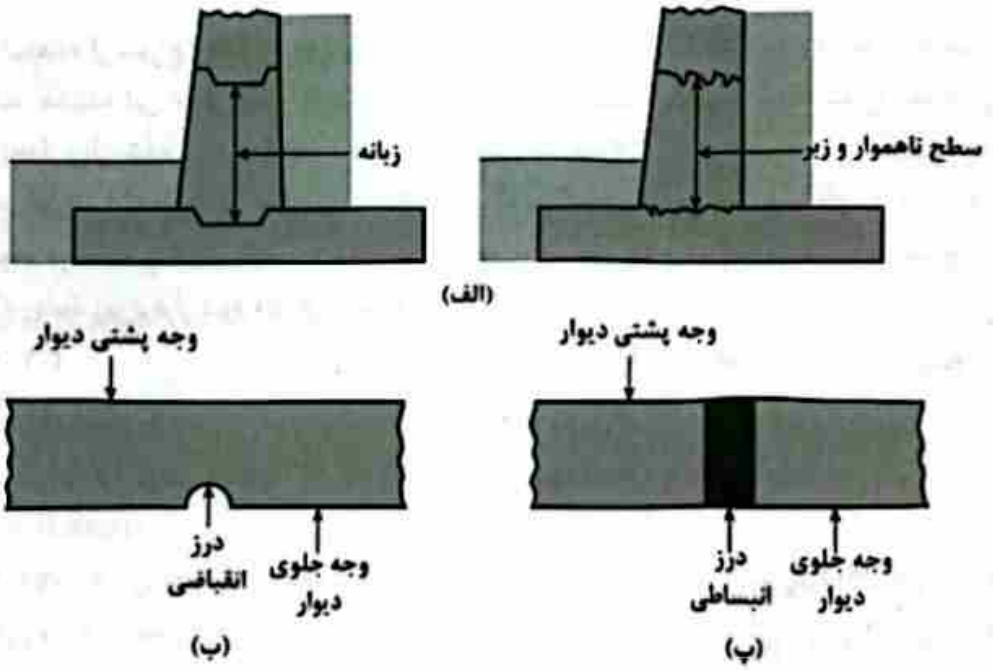
اگر از زبانه‌ی برشی استفاده نشود، سطح بتن سخت‌شده، قبل از بتن‌ریزی مرحله‌ی جدید، باید ناهموار و تمیز شود.

---

1 - Construction joint

۲- **درزهای انقباضی**[1] (شکل ۱۷-۱۵- ب): درز انقباضی یک درز قائم در تمام ارتفاع دیوار از بالای پایه تا بالای دیوار است که وظیفه‌ی آن کنترل جمع‌شدگی طولی دیوار می‌باشد. در این درز به وسیله‌ی ایجاد شیارهای قائم، مقطع بتن عمداً ضعیف می‌شود تا هرگونه ترک احتمالی، در داخل این شیارها اتفاق بیفتد. عرض شیارها ۶ تا ۸ میلیمتر و عمق آنها ۱۲ تا ۱۶ میلیمتر می‌باشند.

۳- **درزهای انبساطی**[2] (شکل ۱۷-۱۵-پ): درز انبساطی، درز جدایی قائم از پایین پایه تا بالای دیوار است که وظیفه‌ی آن کنترل تغییر طول‌های حرارتی دیوار می‌باشد. در این درز هم میلگردها و هم بتن قطع شده و بین آنها فاصله قرار داده می‌شود. این فاصله توسط درزگیر پر می‌شود. برای انتقال برش، ممکن است میلگردهایی با طول محدود از درز عبور داده شوند. این میلگردها گریسکاری می‌شوند تا چسبندگی با بتن نداشته باشند.



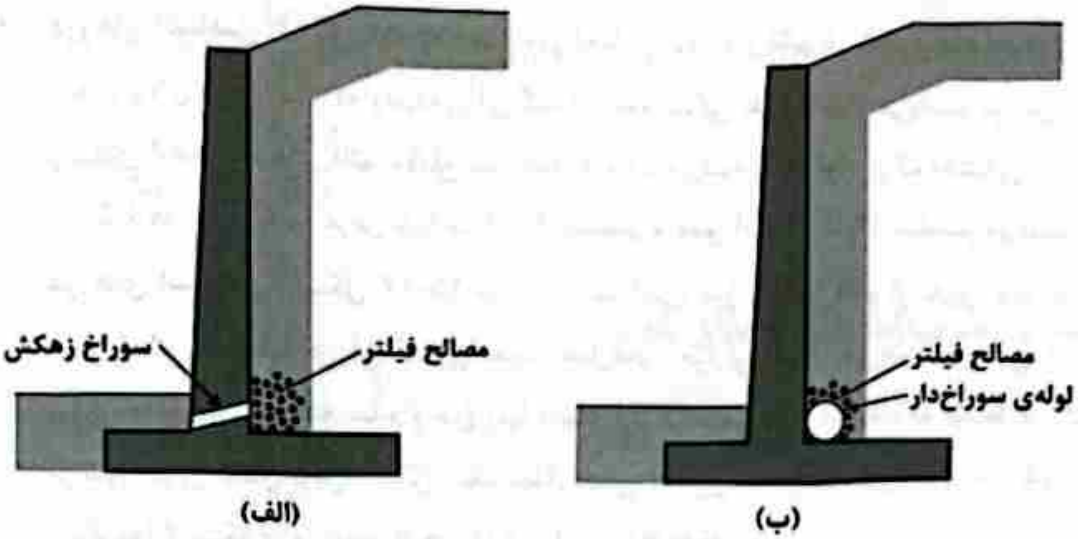
شکل ۱۷-۱۵- (الف) درز اجرایی، (ب) درز انقباضی، (پ) درز انبساطی

زهکشی خاکریزی پشت دیوار حایل

به علت بارندگی و یا جریان آب‌های سطحی، مصالح خاکریز پشت دیوار حایل ممکن است به حال اشباع درآیند. اشباع شدن آب باعث افزایش فشار و در نهایت ناپایداری دیوار می‌شود. به همین علت باید با استفاده از سوراخ‌های زهکش در دیوار و یا لوله‌های سوراخدار، شرایط مناسبی برای زهکشی پشت دیوار به وجود آورد (شکل ۱۷-۱۶).

1 - Contration joint
2 - Expansion joints

Scanned with CamScanner



شکل ۱۷-۱۶- تمهیدات زهکشی در پشت دیوار حایل

در صورت استفاده از سوراخ زهکش در دیوار، قطر آن نباید کمتر از ۱۰ سانتیمتر شود و فواصل آنها نیز باید مناسب باشد. همیشه این امکان وجود دارد که ریزدانه‌های خاک شسته شده و به سمت سوراخ زهکش و یا لوله‌ی سوراخدار روان شده و باعث گرفته شدن آنها گردند. برای جلوگیری از این پدیده، در پشت سوراخ‌های زهکش و در اطراف لوله‌های سوراخدار باید مصالح فیلتر تعبیه گردد. وقتی از مصالح دانه‌ای به عنوان فیلتر استفاده شود، در طراحی فیلتر باید بین ابعاد مصالح فیلتر (اندیس F) و مصالح پشته‌ریزی (مصالح پایه) (اندیس B)، روابط زیر برقرار شود (ترزاقی و پک)

$$D_{15(F)} < 5D_{85(B)}$$ شرط عدم شسته شدن مصالح پایه (۲۲-۱۷)

$$D_{15(F)} > 4D_{15(B)}$$ (۲۳-۱۷)

D_{15} = قطر عبوری ۱۵ درصد مصالح D_{85} = قطر عبوری ۸۵ درصد مصالح.

بعلاوه:

$$D_{50(F)} < 25D_{50(B)}$$ (۲۴-۱۷)

$$D_{15(F)} < 20D_{15(B)}$$ (۲۵-۱۷)

مثال ۱۷-۴

شکل ۱۷-۱۷ منحنی دانه‌بندی مصالح خاکریز دیوار را نشان می‌دهد. با استفاده از اصول ارائه شده، حدود منحنی دانه‌بندی فیلتر را تعیین نمایید.

حل:

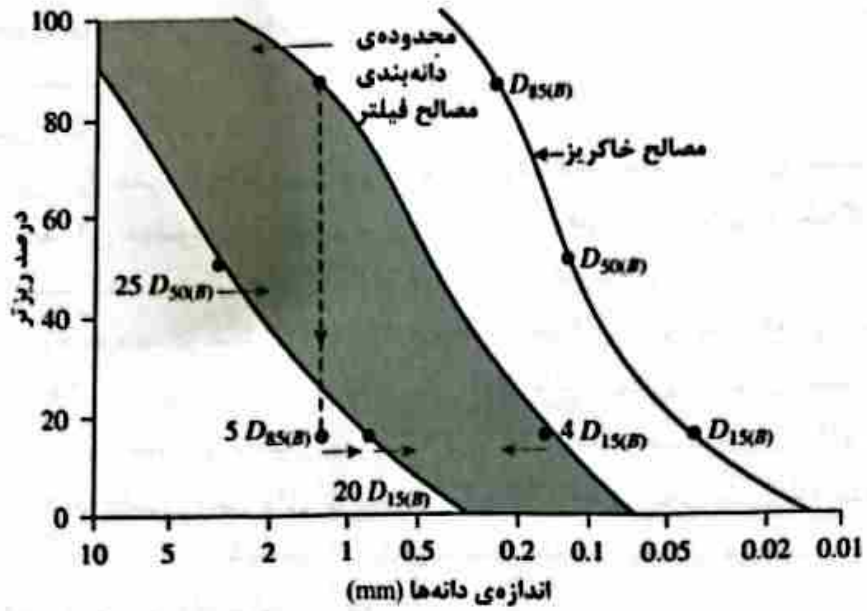
با استفاده از منحنی دانه‌بندی شکل ۱۷-۱۷، مقادیر زیر را می‌توان تعیین نمود:

$$D_{15(B)} = 0.04\,mm$$

$$D_{85(B)} = 0.25\,mm$$

$$D_{50(B)} = 0.13\,mm$$

Scanned with CamScanner



شکل ۱۷-۱۷- مربوط به مثال ۱۷-۴

شرایط لازم برای فیلتر

۱- $D_{15(F)}$ باید کمتر از $5D_{85(B)}$ باشد. یعنی:

$$5\times 0.25 = 1.25\,\text{mm}$$

۲- $D_{15(F)}$ باید بزرگتر از $4D_{15(B)}$ باشد. یعنی:

$$4\times 0.04 = 0.16\,\text{mm}$$

۳- $D_{50(F)}$ باید کمتر از $25D_{50(B)}$ باشد. یعنی:

$$25\times 0.13 = 3.25\,\text{mm}$$

۴- $D_{15(F)}$ باید کمتر از $20D_{15(B)}$ باشد. یعنی:

$$20\times 0.04 = 0.8\,\text{mm}$$

نقاط محدودکننده روی نمودار شکل ۱۷-۱۷ برده می‌شوند. از این نقاط، دو منحنی مشابه منحنی دانه‌بندی خاک خاکریز عبور داده می‌شود. حدفاصل این دو منحنی، محدوده‌ی مجاز برای مصالح فیلتر می‌باشد.

۱۷-۹- نکاتی در مورد طراحی دیوارهای حایل

در بخش ۱۷-۳ پیشنهاد شد که از ضریب فشار محرک (اکتیو) می‌توان برای تخمین فشار جانبی وارد بر دیوارهای حایل به علت خاکریز پشت استفاده نمود. بعلاوه توضیح داده شد که فشار محرک وقتی قابل حصول است که دیوار به قدر کافی به سمت جلو تسلیم شده باشد که این واقعیت در تمام حالات رخ نمی‌دهد. میزان تسلیم دیوار به جلو بستگی به ارتفاع و مدول مقطع دیوار دارد. گازاگرانده (۱۹۷۳) عوامل موثر بر فشار جانبی دیوارها را به شرح زیر دسته‌بندی نمود:

۱- آثار دما.
۲- اثر آب زیرزمینی.
۳- تنظیم مجدد ذرات خاک به علت خزش و نفوذ باران.
۴- تاثیرات جزر و مد برای دیوارهای مجاور دریا.

Scanned with CamScanner

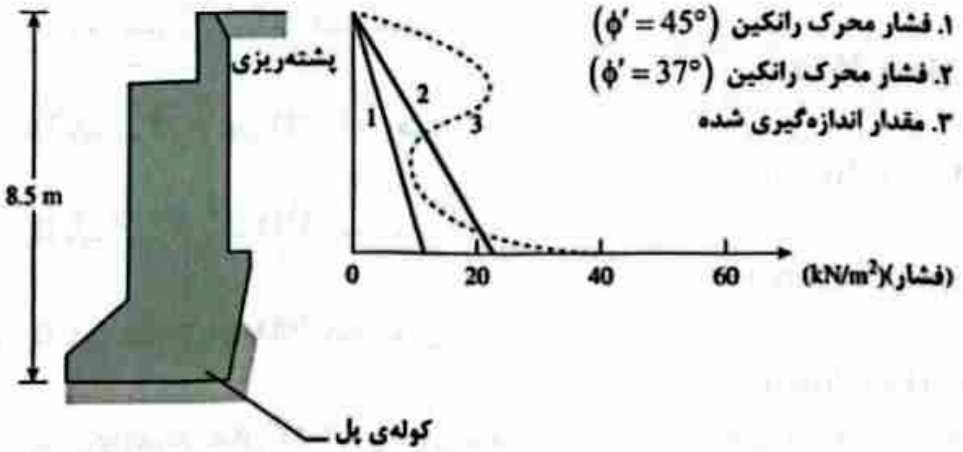
۵- برخورد امواج سنگین.
۶- ارتعاشات ترافیکی.
۷- زمین‌لرزه.

عدم تسلیم کافی دیوار همراه با عوامل پیش‌بینی نشده می‌تواند فشار جانبی بزرگتری نسبت به حالت فشار محرک تولید کند. این موضوع بطور خاص می‌تواند برای دیوارهای حایل وزنی و تکیه‌گاه کناری پل‌ها (کوله‌ها) مطرح باشد که تغییرشکل جانبی کمتری دارند (و دیوارهای زیرزمین).

دیوار نشان داده شده در شکل ۱۷-۱۸ که مربوط به تکیه‌گاه کناری پلی واقع در آلمان می‌باشد، و توسط گازاگرانده (۱۹۷۳) گزارش شده، می‌تواند مثال خوبی باشد. کوله‌ی پل دارای پشته‌ریزی از مصالح ریزدانه (لجن) با زاویه اصطکاک داخلی ϕ' بین ۳۷ تا ۴۵ درجه برحسب میزان تراکم می‌باشد. برای مقایسه، تغییرات فشار جانبی رانکین برای ϕ' مساوی ۳۷ و ۴۵ درجه در شکل نشان داده شده است. درکنار آنها نتایج فشار جانبی اندازه‌گیری شده نیز رسم گردیده است. مقایسه آنها نشان می‌دهد:

الف: تغییرات فشار جانبی می‌تواند مثلثی نباشد.

ب: فشار واقعی از فشار حاصل از نظریه رانکین بزرگتر است.



شکل ۱۷-۱۸- توزیع فشار پشت پل

پژوهش موردی از عملکرد دیوار حایل طره‌ای

بنتلر و لابور [1] (۲۰۰۶) گزارشی از عملکرد دیوار حایل ساخته شده ارائه کردند. این دیوار از ۸۳ قطعه هر یک به طول ۹/۳ متر تشکیل یافته است. ارتفاع این قطعات از ۴ متر تا ۷/۹ متر متغیر است که یکی از قطعات به ارتفاع ۷/۹ متر توسط فشارسنج [2]، دوران‌سنج [3]، کرنش‌سنج [4] و شیب‌سنج [5] ابزاربندی شده است. شکل ۱۷-۱۹ مقطع این دیوار را نشان می‌دهد.

1 - Bent ler and labuz (2006)
2 - Pressure cell
3 - Tiltmeter
4 - Strain gauge
5 - Inclinometer

Scanned with CamScanner

مشخصات پشته‌ریزی

اندازه‌ی موثر $D_{10} = 0.13mm$

ضریب یکنواختی $C_u = 3.23$

ضریب دانه‌بندی $C_c = 1.4$

طبقه‌بندی خاک (متحد) SP

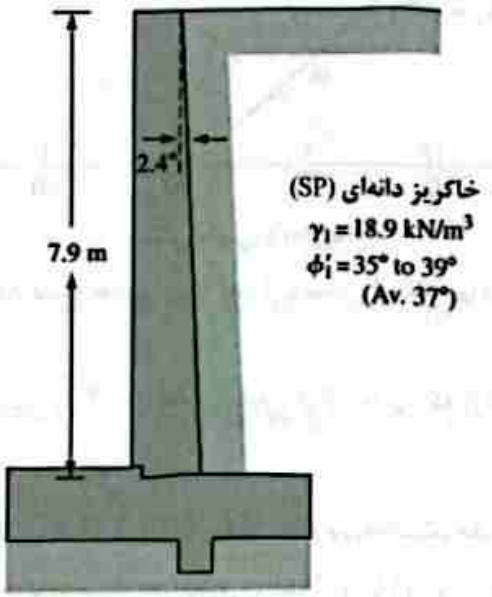
وزن مخصوص متراکم $\gamma_1 = 18.9\ kN/m^3$

زاویه اصطکاک داخلی $\phi'_1 = 35°$ تا $39°$

مشخصات مصالح شالوده

ماسه‌ی بددانه‌بندی شده

و ماسه با شن



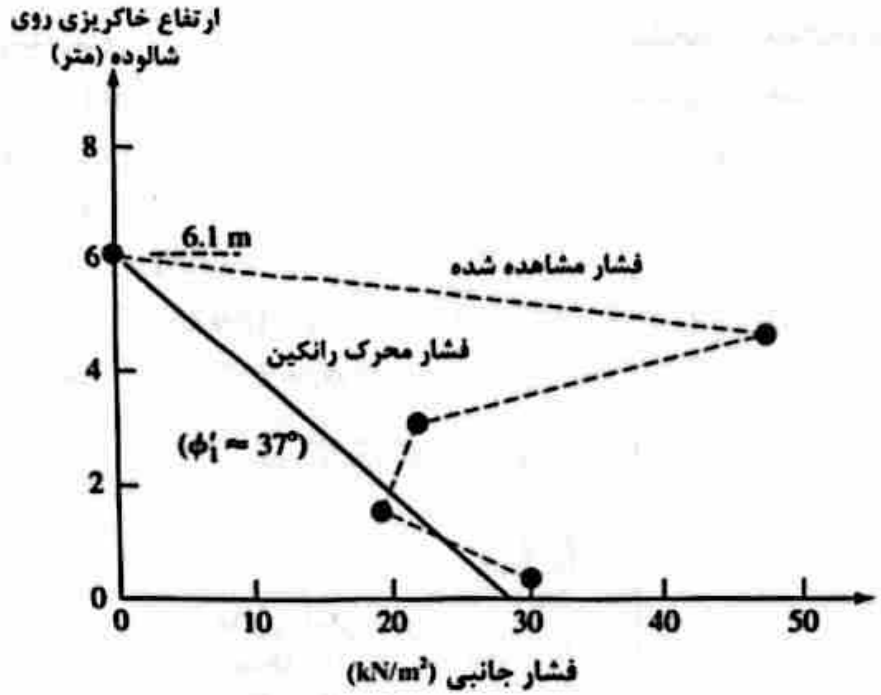
شکل ۱۷-۱۹- مقطع دیوار حایل مورد پژوهش

پشته‌ریزی از ۲۸ اکتبر ۲۰۰۱ به صورت لایه‌لایه همراه با تراکم آغاز و در ۲۱ نوامبر ۲۰۰۱ به ارتفاع ۷/۶ متری رسید. خاکریزی ۰/۳ متر بالای خاک نیز در فصل بهار صورت گرفت. حین خاکریزی، تغییرشکل جانبی دیوار اندازه‌گیری شد که نتایج در جدول ۱۷-۳ ارائه شده است:

جدول ۱۷-۳

روز	ارتفاع خاکریزی (m)	تغییرشکل افقی (mm)
1	0.0	0
2	1.1	0
2	2.8	0
3	5.2	2
4	6.1	4
5	6.4	6
11	6.7	9
24	7.3	12
54	7.6	11

Scanned with CamScanner



شکل ۱۷-۲۰- توزیع فشار جانبی σ'_a بعد از رسیدن ارتفاع خاک‌ریزی به ۶/۱ متر

شکل ۱۷-۲۰ تغییرات فشار جانبی را ۴ روز بعد از پایان تراکم وقتی که ارتفاع خاکریز ۶/۱ متر می‌باشد، نشان می‌دهد (۳۱ اکتبر ۲۰۰۱).

در این شکل نمودار فشار رانکین با $\phi'_f = 37°$ نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود که فشار جانبی اندازه‌گیری شده بیش از فشار رانکین است که می‌تواند ناشی از فشار پس‌ماند به علت تراکم باشد. اما با گذشت زمان فشار جانبی کاهش یافته و در ۲۷ نوامبر ۲۰۰۱ وقتی که ارتفاع خاکریز مساوی ۷/۶ متر می‌باشد، به شکل ۱۷-۲۱ درمی‌آید که در حدود فشار محرک رانکین است.

نکته جالب دیگر فشار قائم اندازه‌گیری شده در پایه‌ی دیوار می‌باشد. مطابق شکل ۱۷-۱۱ انتظار می‌رود فشار حداکثر در پنجه و فشار حداقل در پاشنه باشد.

لیکن در مثال مورد بحث خلاف آن مشاهده شد و در ۲۷ نوامبر ۲۰۰۱ وقتی‌که ارتفاع خاکریز به ۷/۶ متر رسید، فشارها به ترتیب زیر اندازه‌گیری شده:

فشار در پاشنه = $140 kN/m^2$ ($=18.9 \times 7.6 = 143.6$ فشار خاک روی پاشنه)

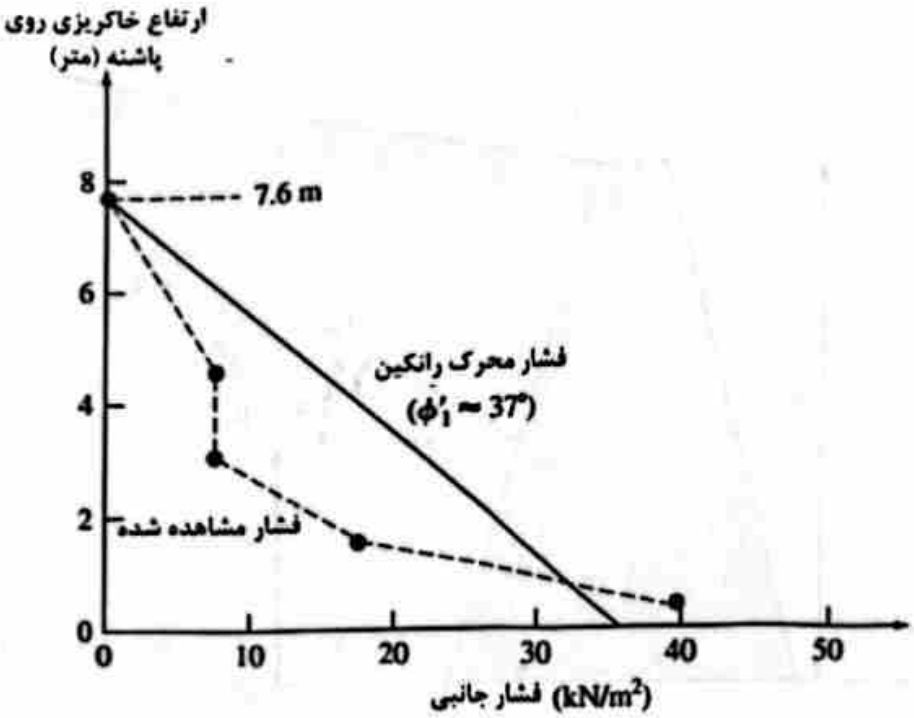
فشار در پنجه = $40 kN/m^2$

که نشان دهنده اثر کم لنگر واژگونی در فشار زیر پایه است. پس می‌توان نتیجه گرفت:

(الف) فشار جانبی ناشی از تراکم، به مرور زمان به علت حرکت دیوار به سمت جلو کاهش می‌یابد.

(ب) توزیع فشار زیر پایه برخلاف نظریه‌های موجود نیست و لنگر واژگونی اثر کمی بر آن دارد.

Scanned with CamScanner



شکل ۱۷-۲۱- توزیع فشار جانبی σ'_a بعد از گذشت زمان در ۲۷ نوامبر ۲۰۰۱ با ارتفاع خاکریز ۷/۶ متر

۱۷-۱۰- طراحی دیوارهای حایل وزنی برای شرایط زلزله

در فصل شانزدهم، فشار جانبی خاک (محرک و مقاوم) روی دیوارهای حایل با در نظر گرفتن نیروهای زلزله مورد بررسی قرار گرفت. حتی در زلزله‌های متوسط نیز اغلب دیوارهای حایل تغییرمکان‌های محدودی را تحمل می‌نمایند. ریچاردز، و المس[1] (۱۹۷۹) روشی برای طراحی دیوارهای حایل وزنی برای شرایط زلزله پیشنهاد کردند که در آن مقدار محدودی تغییرمکان جانبی اجازه داده می‌شود. در این روش نیروهای اینرسی خود دیوار نیز منظور می‌شود. شکل ۱۷-۲۲ دیوار حایلی را با نیروهای مختلف موثر بر آن نشان می‌دهد. توجه شود که W_w وزن دیوار حایل برای واحد طول می‌باشد. سایر علائم به کاررفته در این شکل مطابق فصل شانزدهم می‌باشند. همچنین چسبندگی خاکریز نیز مساوی صفر فرض شده است.

با در نظر گرفتن تعادل دیوار می‌توان به دست آورد:

$$W_w = \left[\frac{1}{2}\gamma_1 H^2 (1-k_v) K_{ae}\right] C_{IE} \qquad (۲۶-۱۷)$$

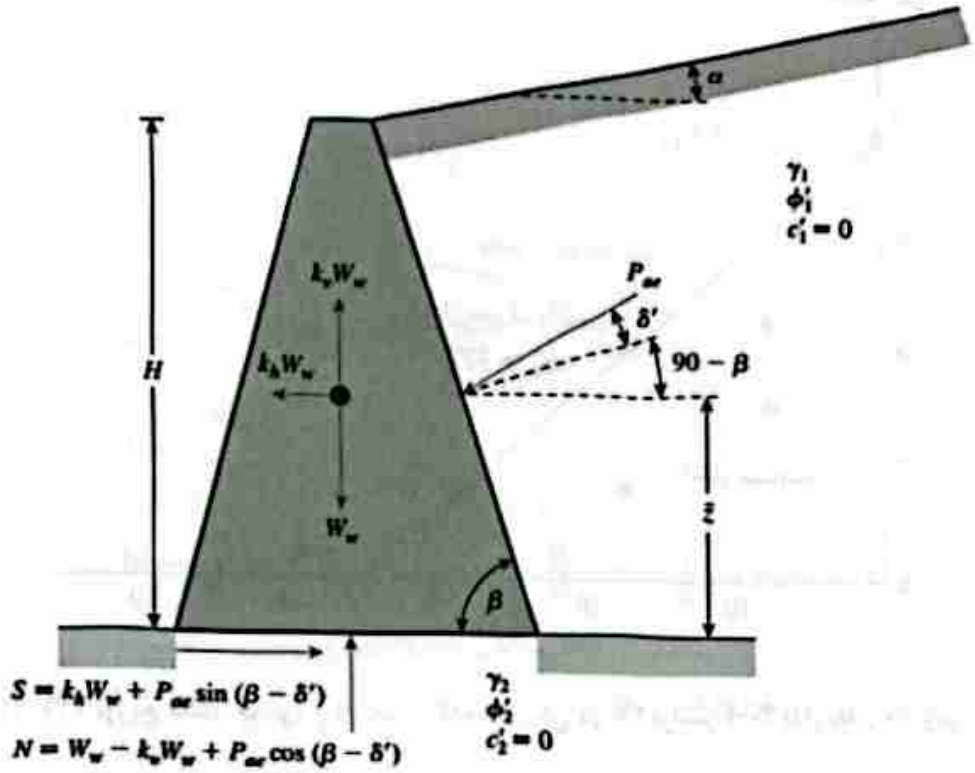
که در آن γ_1 وزن مخصوص خاکریز است و:

$$C_{IE} = \frac{\sin(\beta-\delta') - \cos(\beta-\delta')\tan\phi'_2}{(1-k_v)(\tan\phi'_2 - \tan\theta')} \qquad (۲۷-۱۷)$$

و

$$\theta' = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right)$$

1 - Richards and Elms (1979)



شکل ۱۷-۲۲- پایداری دیوارهای حایل تحت نیروی زلزله

بر پایه روابط ۱۷-۲۶ و ۱۷-۲۷، از روش گام به گام زیر می‌توان برای تعیین وزن W_w با فرض تغییرمکان قابل قبول در هنگام زلزله استفاده کرد:

۱- تغییرمکان قابل تحمل Δ دیوار را انتخاب کنید.

۲- مقدار k_h طرح را با استفاده از رابطه‌ی زیر تعیین نمایید:

$$k_h = A_a \left(\frac{0.51 A_v^2}{A_a \Delta} \right)^{0.25} \qquad (۱۷-۲۸)$$

در رابطه‌ی قبل، A_a و A_v ضرایب شتاب موثر و Δ تغییرمکان برحسب سانتیمتر می‌باشد.

۳- با فرض $k_v = 0$ و استفاده از k_h به دست آمده از گام ۲، k_{ae} را از رابطه‌ی ۱۶-۵۱ (رابطه مونونوبه- اوکابه) و یا جدول ۱۶-۸ تعیین کنید.

$$k_{ae} = \frac{\sin^2(\phi' + \beta - \theta')}{\cos\theta' \sin^2\beta \sin(\beta - \theta' - \delta') \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta')\sin(\phi' - \theta' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta' - \theta')\sin(\alpha + \beta)}} \right)^2}$$

$$\theta' = \tan^{-1}\left[\frac{k_h}{(1 - k_v)} \right]$$

۴- با استفاده از K_{ae} تعیین شده از گام ۳ و رابطه‌ی ۱۷-۲۶، وزن W_w دیوار را تعیین کنید.
۵- ضریب اطمینان مناسب به مقدار W_w به دست آمده در گام ۴ اعمال کنید.

مثال ۱۷-۵

با مراجعه به شکل، وزن لازم دیوار را برای شرایط زیر تعیین نمایید.

الف: شرایط استاتیک

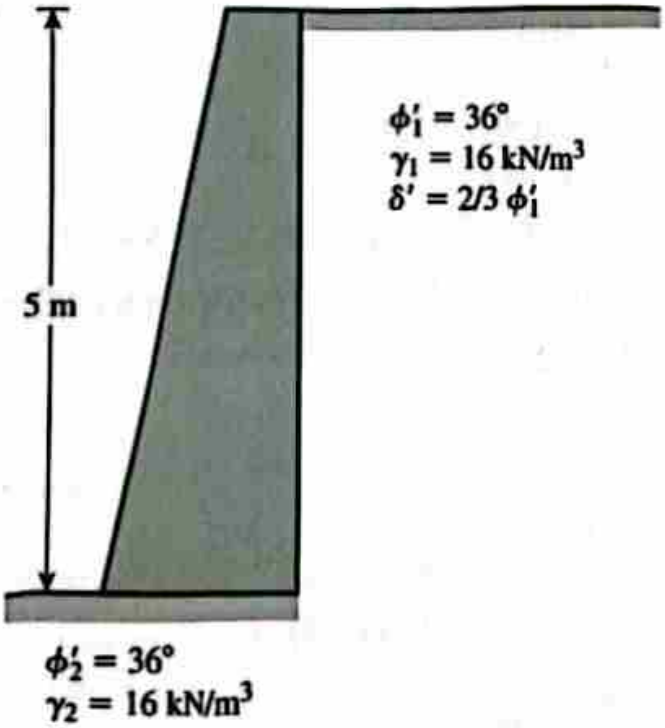
ب: تغییرمکان جانبی صفر در هنگام زلزله

پ: تغییرمکان جانبی ۳/۸ سانتیمتر در هنگام زلزله

فرض نمایید:

$k_h = 0.3, A_a = 0.2$ ، $A_v = 0.2$ ، $\gamma_1 = \gamma_2 = 16\ kN/m^3$

$\phi'_1 = \phi'_2 = 36° = \phi'$ و ضریب اطمینان = ۱/۵



شکل ۱۷-۲۳

حل:

قسمت الف: برای شرایط استاتیک چون $\theta' = 0$ است، رابطه‌ی ۱۷-۲۷ به صورت زیر به دست می‌آید:

$$C_{IE} = \frac{\sin(\beta - \delta') - \cos(\beta - \delta')\tan\phi}{\tan\phi}$$

$$\beta = 90° \ ,\ \delta' = 24° \ ,\ \phi'_2 = 36°$$

$$C_{IE} = \frac{\sin(90 - 24) - \cos(90 - 24)\tan 36}{\tan 36} = 0.85$$

شرایط استاتیکی $K_{ae} = K_a$

$$W_w = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a C_{IE}$$

$K_a \approx 0.2349$ (جدول ۱۶-۶)

$$W_w = \frac{1}{2}(16)(5)^2(0.2349)(0.85) = 39.9 \text{ kN/m}$$

با ضریب اطمینان ۱/۵

$$W_w = (39.9)(1.5) = 59.9 \text{ kN/m}$$

قسمت ب:

تغییرمکان صفر

$$k_v = 0$$

$$C_{IE} = \frac{\sin(\beta - \delta') - \cos(\beta - \delta')\tan\phi_2'}{\tan\phi_2' - \tan\theta'}$$

$$\tan\theta' = \frac{k_h}{1 - k_v} = \frac{0.3}{1 - 0} = 0.3$$

$$C_{IE} = \frac{\sin(90 - 24) - \cos(90 - 24)\tan 36}{\tan 36 - 0.3} = 1.45$$

$k_h = 0.3, \phi_1' = 36°$, $\delta' = 2\phi_1'/3 \Rightarrow K_{ae} \approx 0.48$ (جدول ۱۶-۸)

$$W_w = \frac{1}{2}\gamma_1 H^2 (1 - k_v) K_{ae} C_{IE} = \frac{1}{2}(16)(5)^2(1 - 0)(0.48)(1.45) = 139.2 \text{kN/m}$$

با ضریب اطمینان ۱/۵ $W_w = 208.8 \text{kN/m}$

قسمت پ:

تغییرمکان جانبی ۳۸ میلیمتر

$$k_h = A_a \left(\frac{0.51 A_v^2}{A_a \Delta} \right)^{0.25} = (0.2) \left[\frac{(0.51)(0.2)^2}{(0.2)(3.8)} \right]^{0.25} = 0.081$$

$$\tan\theta' = \frac{k_h}{1 - k_v} = \frac{0.081}{1 - 0} = 0.081$$

$$C_{IE} = \frac{\sin(90 - 24) - \cos(90 - 24)\tan 36}{\tan 36 - 0.081} = 0.957$$

$$W_w = \frac{1}{2}\gamma_1 H^2 K_{ae} C_{IE}$$

$K_{ae} \approx 0.29$ (جدول ۱۶-۸)

$$W_w = \frac{1}{2}(16)(5)^2(0.29)(0.957) = 55.5 \text{kN/m}$$

با ضریب اطمینان ۱/۵ $W_w = 83.3 \text{ kN/m}$

Scanned with CamScanner

۱۷-۱۱- مسلح کردن خاک

استفاده از خاک مسلح[1] در طراحی شالوده‌ها و سازه‌های حایل خاک، روشی است که در سال‌های اخیر متداول شده است. خاک مسلح عبارت است از مسلح کردن خاک به وسیله‌ی عناصر کششی نظیر میلگرد، تسمه‌ی فولادی و یا ژئوتکستایل[2]. ایده‌ی اولیه‌ی خاک مسلح جدید نیست و قدمت آن به عهد باستان می‌رسد. لیکن مفهوم فعلی این ایده و روش تحلیل و طراحی آن توسط یک مهندس فرانسوی به نام ویدال[3] (۱۹۶۶) بنا نهاده شد. آزمایشگاه تحقیقات راه فرانسه، تحقیقات وسیعی روی قابلیت کاربرد و اثرات سودمند استفاده از خاک مسلح به عنوان مصالح ساختمانی انجام داده که این تحقیقات به تفصیل توسط داربین[4] (۱۹۷۰)، شوسر[5] (۱۹۷۴)، و شوسر، و ویدال (۱۹۶۹) به تقریر درآمده است. در این تحقیقات از تسمه‌های فولادی به عنوان عناصر مسلح کننده استفاده شده است.

از زمان شروع کارهای ویدال، دیوارهای حایل متعددی با استفاده از نظریه‌ی خاک مسلح در گوشه و کنار دنیا ساخته شده است.

بخش‌های بعدی اختصاص به بحث در مورد مفاهیم نظری و طراحی دیوارهای حایل[6] با استفاده از خاک مسلح دارد.

اثرات سودمند خاک مسلح ناشی از دو پدیده‌ی زیر است:

(الف) افزایش مقاومت کششی خاک

(ب) مقاومت برشی به وجود آمده به علت اصطکاک موجود در سطح تماس خاک و مصالح مسلح‌کننده.

از این نقطه‌نظر خاک مسلح بسیار شبیه به بتن مسلح است. در حال حاضر اکثر طرح‌های خاک مسلح فقط با مصالح دانه‌ای با زهکشی آزاد[7] انجام می‌شوند. در نتیجه، از اثر به وجود آمدن آب حفره‌ای در خاک‌های چسبنده که باعث کاهش مقاومت برشی خاک می‌شود، اجتناب می‌گردد.

۱۷-۱۲- تعاریف عمومی در خاک مسلح

تسمه‌های فولادی

در اکثر موارد، برای مسلح کردن خاک از تسمه‌های فولادی گالوانیزه استفاده می‌شود. البته فولاد گالوانیزه نیز تحت تاثیر خوردگی قرار دارد. سرعت خوردگی بستگی به عوامل مختلف محیطی دارد. بینکوئت، و لی[8] (۱۹۷۵) سرعت متوسط خوردگی تسمه‌های فولادهای گالوانیزه را بین ۰/۰۲۵ میلیمتر تا ۰/۰۵ میلیمتر در سال پیشنهاد کردند. بنابراین در طراحی تسمه‌های فولادی، باید اضافه ضخامتی برای جبران خوردگی منظور گردد. داریم:

---

1 - Reinforced Earth
2 -Geotextile
3 - Vidal
4 - Darbin
5 - Schosser
6 - Retaining wall
7 - Free-draining granular soil
8 - Binquet and Lee

Scanned with CamScanner

t_s = (عمر پیش‌بینی شده برای سازه) × ۲ + $t_{(طرح)}$

که در آن:

t_s= ضخامت واقعی تسمه که باید در ساخت سازه مورد استفاده قرار گیرد.

$t_{(طرح)}$= ضخامت به دست آمده برای تسمه در محاسبات طراحی

۲= سرعت خوردگی

در مورد مصالحی مثل فایبرگلاس قبل از اینکه به عنوان مصالح مسلح کننده‌ی خاک مورد استفاده قرار گیرند، باید تحقیقات بیشتری انجام شود.

ژئوتکستایل[1] (مصالح غیرقابل فساد)

ژئوتکستایل از انواع ژئوسنتتیک می‌باشد. در تعریف کلی، ژئوسنتتیک‌ها منسوجات و یا ورقه‌های ساخته شده از الیاف پلیمری هستند که خاصیت اصلی آنها فسادناپذیر بودن در مقابل عامل خورنده‌ی درون خاک است. لذا از این نقطه‌نظر کاربردهای فراوانی در مهندسی خاک و بهبود کیفیت خواص گوناگون خاک دارند. ژئوسنتتیک انواع گوناگونی نظیر ژئوتکستایل، ژئوممبران، ژئوگرید، ژئونت، ژئومت، ژئوکمپوزیت، و بیومیت دارد که برحسب خاصیت، هر یک از آنها کاربردهای مختلفی دارند. در میان آنها، ژئوتکستایل‌ها کاربردهایی در مسلح کردن خاک دارند. اگر بخواهیم ژئوتکستایل را تحت‌الفظی ترجمه کنیم معنای زمین پارچه را می‌دهد. ژئوتکستایل پارچه‌های عموماً نفوذپذیری[2] می‌باشند که از الیاف مصنوعی به دست آمده از مشتقات نفت نظیر؛ پلیستر، پلی‌اتیلن و پلی‌پروپلن، و بعضی مواقع از فایبرگلاس، ساخته می‌شوند. ساخت این منسوجات از مواد طبیعی به علت فسادپذیر بودن آنها، امکان‌پذیر نیست. ژئوتکستایل‌ها می‌توانند به صورت بافته شده[3] (شکل ۱۷-۲۴) و یا بافته نشده[4] (شکل ۱۷-۲۵) باشد.

ژئوتکستایل‌های بافته نشده از الیاف کوتاهی تشکیل می‌یابد که بصورت شل در هم تنیده می‌شوند و سپس به کمک چسب‌های شیمیایی، حرارتی و مکانیکی (سوزن‌کاری) به هم متراکم می‌شوند.

ژئوتکستایل‌های بافته شده می‌توانند همانند پارچه، از بافته شدن دوسری نخ موازی عمود بر هم و یا همانند کامواپافی از در هم فرورفتن حلقه‌های نخ، ساخته شوند. در ژئوتکستایل‌های بافته نشده، الیاف به صورت اتفاقی در کنار یکدیگر قرار گرفته و به کمک مواد شیمیایی، حرارت و یا به صورت مکانیکی با یکدیگر یکپارچه می‌شوند.

ژئوتکستایل‌ها چهار استفاده‌ی مهم در مهندسی پی دارند.

۱. **زهکشی**. آب زیرزمینی روی ژئوتکستایل به خوبی جریان پیدا کرده و می‌تواند به سمت نقاط خروجی هدایت شود.

---

1 - Geotextile

۲- بعضی از انواع ژئوتکستایل نفوذناپذیر می‌باشند. همچنین بعضی از ژئوسنتتیک‌ها نظیر ژئوممبران صددرصد نفوذناپذیر می‌باشند، و به همین جهت کاربرد اصلی آنها در نفوذناپذیر ساختن خاک است. اما همه‌ی ژئوسنتتیک‌ها این خاصیت و این کاربرد را ندارند.

3 - Woven

4 - Unwoven

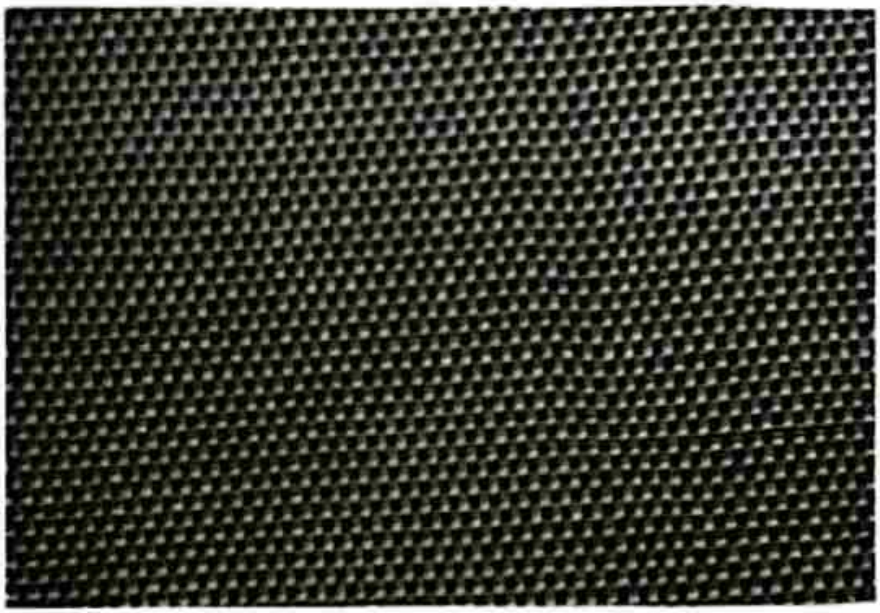
Scanned with CamScanner

۲. **فیلتر.** در صورتی که یک لایه ژئوتکستایل نفوذپذیر بین دو لایه خاک دانه‌ای درشت و ریز قرار داده شود، زهکشی به راحتی از لایه‌ی زیر به لایه‌ی درشت انجام شده و از نفوذ دانه‌های ریز به لایه‌ی درشت جلوگیری می‌شود.

۳. **جداسازی.** با استفاده از ژئوتکستایل می‌توان لایه‌های مختلف خاک را از هم جدا کرد. به عنوان مثال در احداث شاهراه‌ها، بستر رسی را می‌توان به کمک ژئوتکستایل از زیراساس شنی جدا کرد.

۴. **تسلیح.** مقاومت کششی ژئوتکستایل باعث افزایش ظرفیت باربری زمین می‌شود.

در جداول ۱۷-۴ و ۱۷-۵ بعضی از مشخصات تولیدات تجارتی ژئوتکستایل‌ها ارائه شده است.



شکل ۱۷-۲۴- ژئوتکستایل بافته شده



شکل ۱۷-۲۵- ژئوتکستایل بافته نشده

Scanned with CamScanner



شکل ۱۷-۲۶- ژئوتکستایل بافته نشده‌ی سوراخدار سوزنی

جدول ۱۷-۴- مشخصات مکانیکی ژئوتکستایل‌ها

نوع ساخت	جرم بر واحد سطح (g/m^2)	ضخامت (mm)	مقاومت کششی (kN/m)	کرنش گسیختگی (%)
Woven monofilament	200	0.38	37.7	21.9
Woven slit-film	170	0.25	28.2	26.3
Woven multi-filament	270	0.71	60.0	30.0
Nonwoven heat-bonded	135	0.33	24.1	68.8
Nonwoven needle-punched	200	0.63	27.3	72.5

جدول ۱۷-۵- مقاومت کششی بعضی از انواع ژئوتکستایل

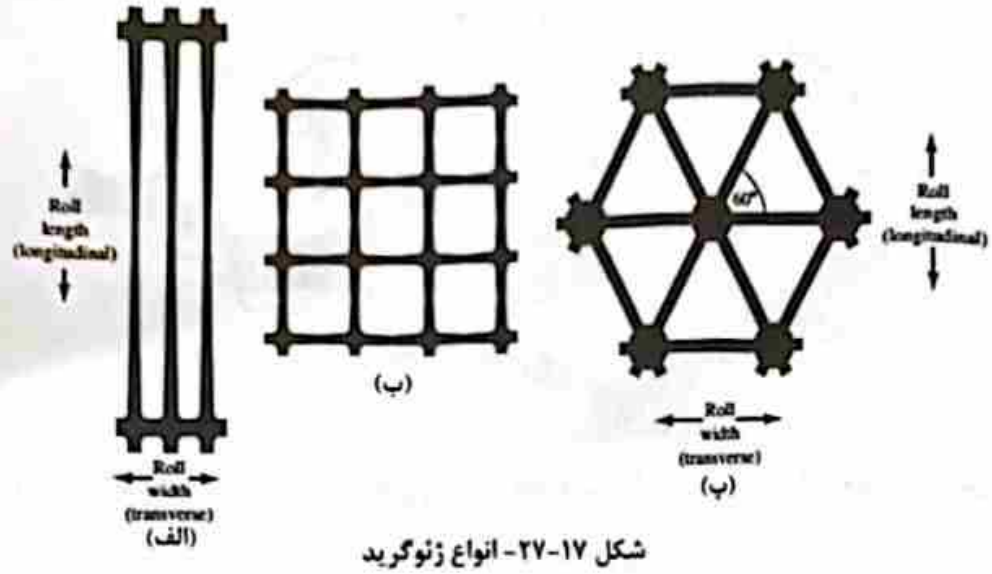
نوع ژئوتکستایل	مقاومت کششی (kN/m)	افزایش طول نظیر گسیختگی (%)	جرم بر واحد سطح (g/cm^2)
بافته نشده			
Heat- bonded	3-30	20-60	60-360
Needle- punched	7-90	30-80	100-3000
Resin- bonded	5-30	25-50	125-800
بافته شده			
Monofilament	20-80	20-35	150-300
Multifilament	40-1200	10-30	250-1500
Flat tape	10-90	15-25	90-250

ژئوگرید

از پلیمرهایی نظیر پلی‌پروپیلن و پلی‌اتیلن به کمک کشش ساخته می‌شوند (اشکال ۱۷-۲۷ و ۲۸).

ژئوگریدها به دو نوع (الف) تک‌محوری و (ب) دومحوری تقسیم می‌شود (اشکال ۱۷-۲۷- الف و ب).

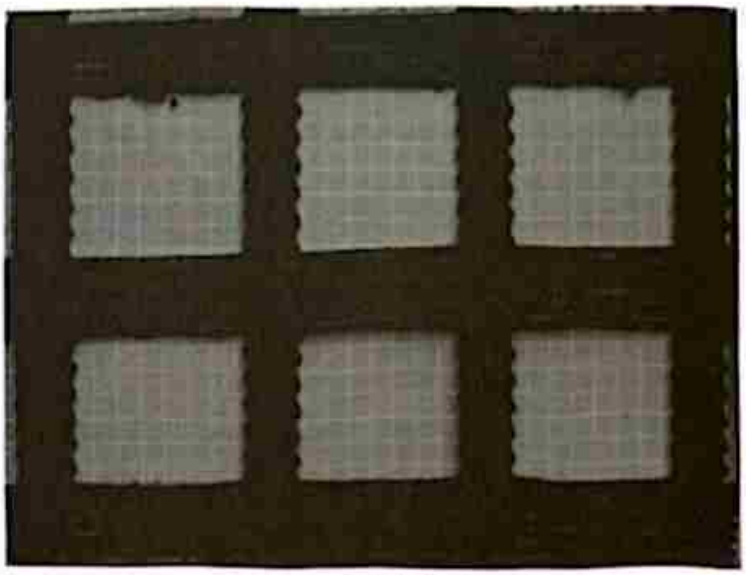
Scanned with CamScanner



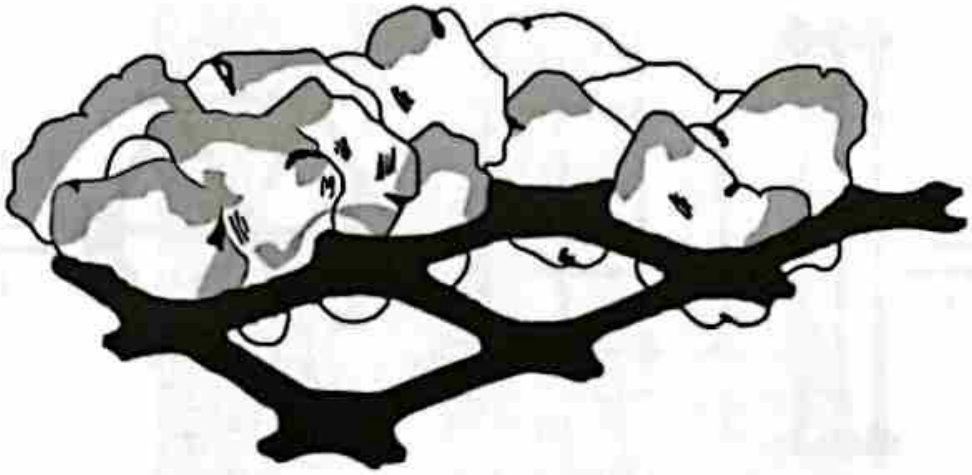
شکل ۱۷-۲۷- انواع ژئوگرید

ژئوتکستایل‌ها می‌توانند به روش کشی، بافتن و جوش ساخته شوند. در روش کشی، ورق ضخیم پلی‌اتیلن یا پلی‌پروپیلن به کمک سوراخ کردن (پانچ) مشبک شده و سپس با کشیدن به شکل نهایی در می‌آیند. در روش بافتن تسمه‌های پلی‌استر یا پلی‌پروپیلن به صورت شبکه به هم بافته شده و توسط لاک پلیمری پوشش داده می‌شوند. ژئوگریدهای جوشی (شکل ۱۷-۲۸)، از هم‌جوشی تسمه‌های پلیمری ساخته می‌شود. در مقام مقایسه، کیفیت ژئوگریدهای کششی نسبت به انواع دیگر برتر است.

ژئوگریدهای تجاری از تسمه‌هایی به عرض ۲/۵ تا ۵ میلیمتر و ضخامت ۰/۵ تا ۱/۵ میلی‌متر تشکیل می‌یابند و روزنه آنها به صورت مستطیلی یا بیضی است.



شکل ۱۷-۲۸- ژئوگرید جسبی



شکل ۱۷-۲۹- انتخاب صحیح ابعاد روزنه‌های ژئوگرید، قفل و بست آن را با خاک اطراف امکان‌پذیر می‌کند.

ابعاد روزنه‌ها بین ۲۵ تا ۱۵۰ میلیمتر متغیر است. ژئوگریدها طوری طراحی می‌شوند که مساحت روزنه‌ها بیش از ۵۰ درصد سطح کل باشد. در کرنش‌های پایین (حدود ۲ درصد)، مقاومت مسلح کنندگی از خود نشان می‌دهند.

وظیفه عمده‌ی ژئوگریدها، مسلح‌کنندگی است و نسبتاً سخت هستند. ابعاد روزنه‌ها باید طوری باشد که قفل و بست با خاک محیط باشند و از جداشدگی آنها جلوگیری کنند. حداکثر کارایی در مقابل بیرون‌کشیدگی وقتی حاصل می‌شود که رابطه‌ی زیر برقرار باشد:

$$B_{GG} > 3.5D_{50} \qquad (۲۹-۱۷)$$

که در آن:

B_{GG}= حداقل بعد روزنه‌ی ژئوگرید

D_{50}= قطر متوسط ذرات خاک

امروزه تولید ژئوگرید با روزنه‌ی متوسط به روش کشیدن (شکل ۱۷-۲۷- پ) امکان‌پذیرشده است که در امتدادهای مختلف مولکولی دارای عملکرد است.

۱۷-۱۳- ملاحظات عمومی طراحی

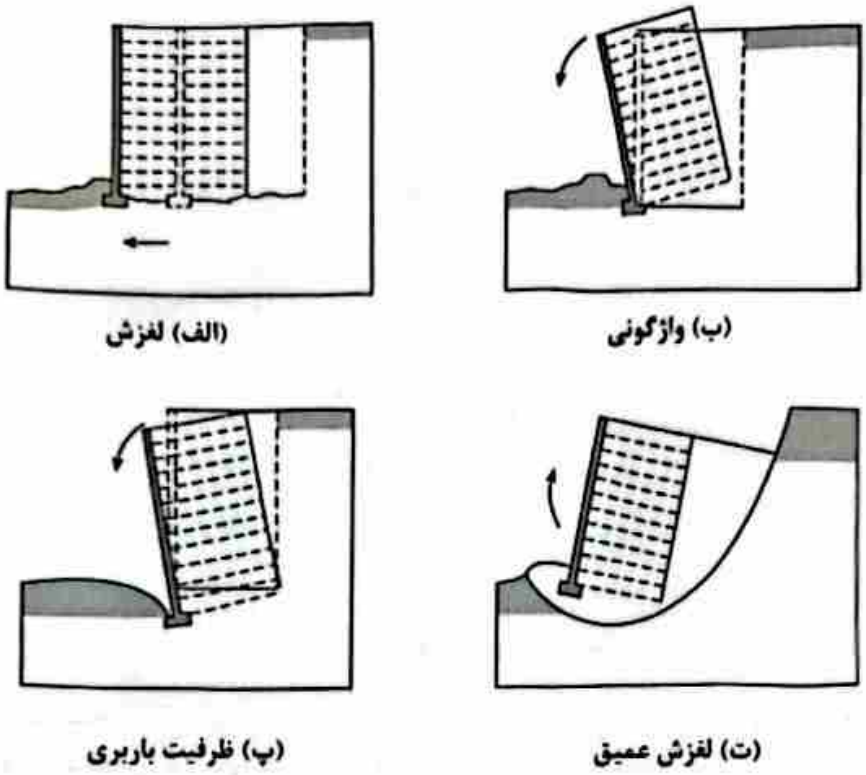
روش عمومی طراحی دیوارهای حایل تثبیت شده‌ی مکانیکی به دو قسمت تقسیم می‌شود:

۱- اقناع ملاحظات پایداری داخلی

۲- کنترل پایداری خارجی دیوار

پایداری داخلی شامل تعیین مقاومت کششی و بیرون‌کشیدگی عناصر مسلح کننده و اطمینان از یکپارچگی آنها با قطعات نماست. پایداری خارجی شامل کنترل واژگونی، لغزش و ظرفیت باربری است (شکل ۱۷-۳۰). در قسمت‌های بعدی استفاده از تسمه‌های فولادی، ژئوتکستایل و ژئوگرید برای استفاده در دیوارهای حایل خاک مسلح است.

Scanned with CamScanner



شکل ۱۷-۳۰- پایداری دیوارهای تثبیت شده‌ی مکانیکی

۱۷-۱۴- دیوارهای حایل مسلح شده به کمک تسمه‌های فولادی

دیوارهای خاک مسلح، دیوارهای انعطاف‌پذیری هستند که اجزای اصلی آنها عبارتنداز:

۱- خاکریز پشت (پشته‌ریزی) که از خاک‌های دانه‌ای است.

۲- تسمه‌های مسلح کننده که عبارت از تسمه‌های پهن و نازکی می‌باشند که در فواصل مساوی در خاک قرار داده می‌شوند.

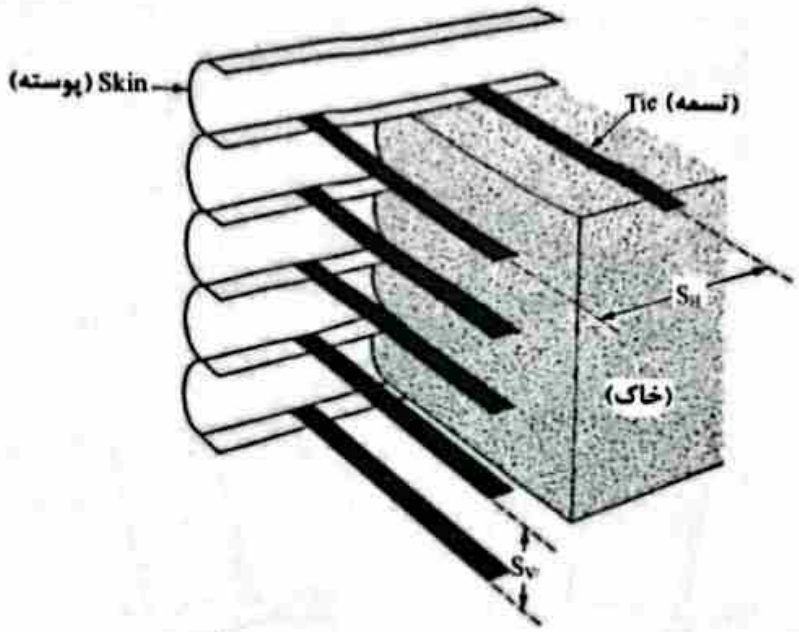
۳- پوشش وجه جلو که پوسته‌ی[1] دیوار نامیده می‌شود.

شکل ۱۷-۳۱ شمای کلی دیوار خاک مسلح را نشان می‌دهد. در این شکل فواصل تسمه‌ها در صفحه‌ی افقی با S_H و فواصل قائم آنها با S_V نشان داده شده است. پوسته‌ی دیوار می‌تواند از مصالح نازک و انعطاف‌پذیر ساخته شود. لی، آدامز، و واگنرون[2] (۱۹۷۳)، نشان دادند که به طور محافظه‌کارانه تسمه‌ی فولادی گالوانیزه به ضخامت ۵ میلیمتر برای پایداری دیواری به ارتفاع ۱۴ تا ۱۵ متر کافی است. در اکثر اوقات برای پوسته از قطعات پیش‌ساخته بتنی استفاده می‌شود.

---

1 - Skin
2 - Lee, Adams, and Vagneron

Scanned with CamScanner



شکل ۱۷-۳۱- دیوار حایل خاک مسلح

این قطعات پیش‌ساخته با اتصالات کام و زبانه با یکدیگر قفل و بست می‌شوند، به طوری که از جریان خاک از بین درزها به سمت بیرون جلوگیری شود. در صورت استفاده از پوسته‌های فولادی، قطعات مختلف به یکدیگر پیچ شده و تسمه‌های فولادی بین دو لبه‌ی قطعات قرارداده می‌شوند. در اشکال ۱۷-۳۲ و ۱۷-۳۳ دو دیوار خاک مسلح در حال احداث نشان داده شده که در این دیوارها از قطعات پیش‌ساخته‌ی بتنی به عنوان پوسته استفاده شده است. در شکل ۱۷-۳۴ نیز اتصال تسمه به پوسته مشاهده می‌شود.

ساده‌ترین و متداولترین روش برای طراحی تسمه‌ها، روش رانکین می‌باشد که در ادامه به تفصیل مورد بحث قرار می‌گیرد.

محاسبه‌ی فشار افقی محرک و فشار قائم

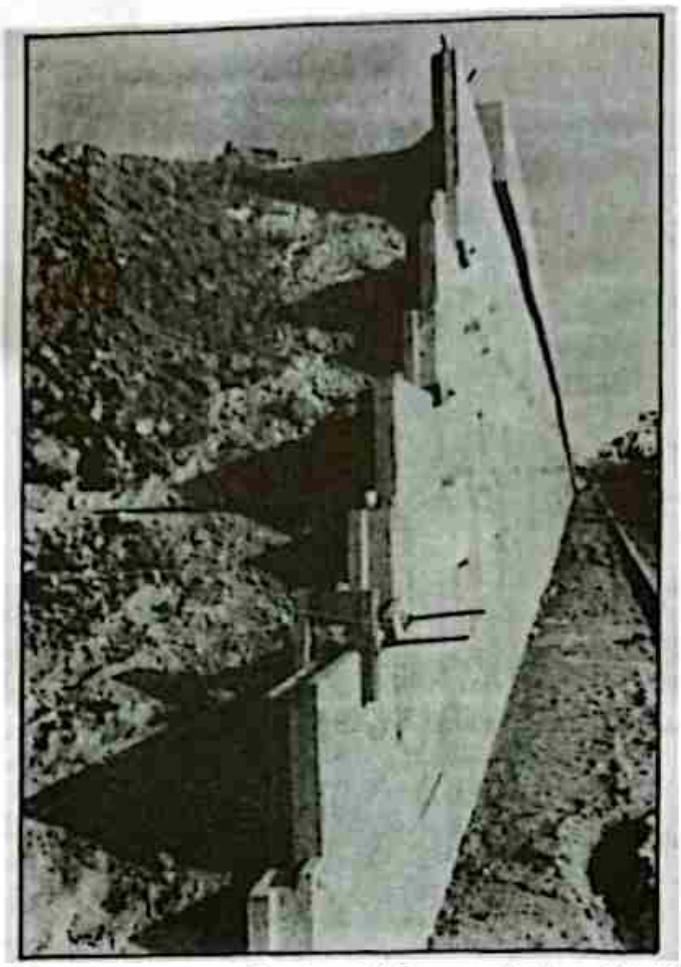
شکل ۱۷-۳۵- الف دیوار حایلی را با خاکریز دانه‌ای با وزن مخصوص γ_1 و زاویه‌ی اصطکاک ϕ'_1 نشان می‌دهد. در زیر پایه‌ی دیوار حایل، خاک طبیعی برداشته شده و با مصالح خاکریز پر و متراکم شده است. خاک طبیعی زیر دیوار حایل نیز دارای وزن مخصوص γ_2، زاویه‌ی اصطکاک داخلی ϕ'_2 و چسبندگی c'_2 می‌باشد. در بالای دیوار حایل نیز سرباری به شدت q قرار داده شده است. دیوار دارای تسمه‌هایی می‌باشد که در اعماق NS_v، ...، $2S_v$، S_v و $z = 0$ قرار داده شده است. ارتفاع کل دیوار نیز $NS_v = H$ می‌باشد.

طبق تئوری فشار محرک رانکین (بخش ۱۶-۳) داریم:

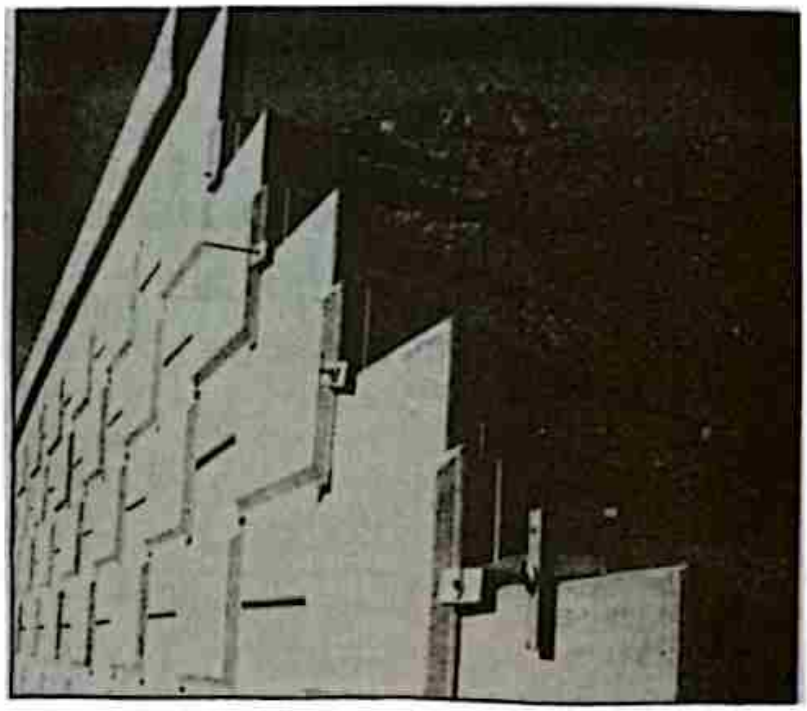
$$\sigma'_a = \sigma'_o K_a - 2c'\sqrt{K_a}$$

که در آن:

σ'_a = فشار محرک رانکین در عمق دلخواه z

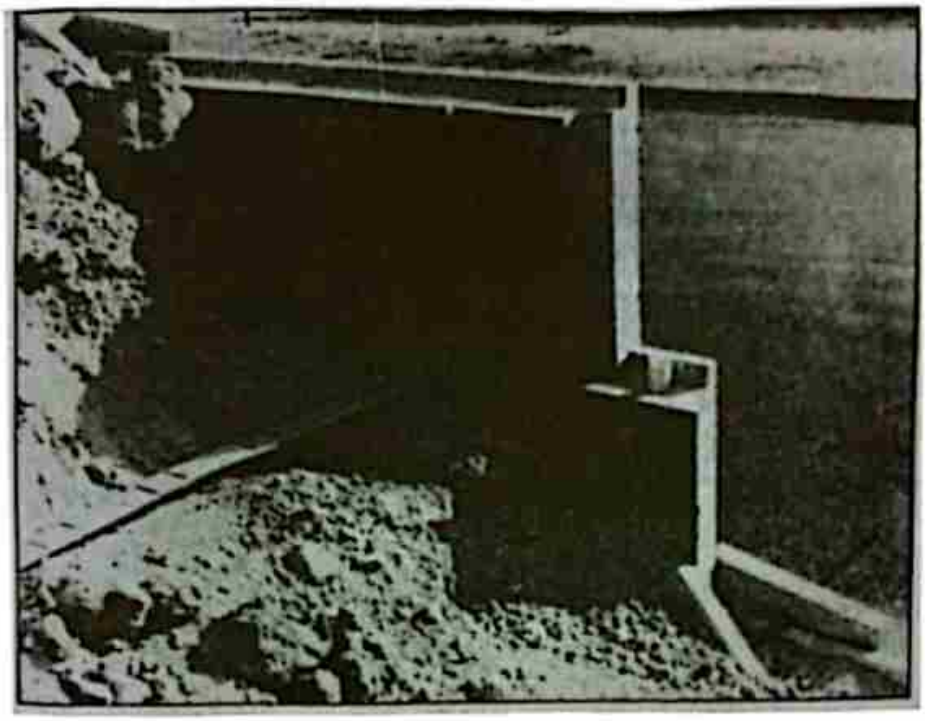


شکل ۱۷-۳۲- دیوار حایل خاک مسلح با پوسته‌ی قطعات پیش‌ساخته‌ی بتنی و تسمه‌های فولادی در حین ساختمان



شکل ۱۷-۳۳- نمای دیگری از دیوار حایل شکل ۱۷-۳۲

Scanned with CamScanner



شکل ۱۷-۳۴- اتصال تسمه‌ی فولادی به قطعات بتنی پیش‌ساخته

برای خاک‌های دانه‌ای خشک بدون سربار فوقانی، $c' = 0$، $\sigma'_o = \gamma_1 z$ و $K_a = \tan^2(45 - \phi'_1/2)$ می‌باشد. بنابراین:

$$\sigma'_{a(1)} = \gamma_1 z K_a \qquad (۱۷-۳۰)$$

اگر مطابق شکل ۱۷-۳۵ در بالای دیوار سربار قرار داده شود، خواهیم داشت:

$$\sigma'_o = \sigma'_{o(1)} + \sigma'_{o(2)} \qquad (۱۷-۳۱)$$

$\sigma'_{o(1)} = \gamma_1 z$ (فقط به علت خاک)

$\sigma'_{o(2)}$ (به علت سربار)

مقدار $\sigma_{v(2)}$ را می‌توان با استفاده از روش توزیع تنش ۲ به ۱ محاسبه نمود. این کار در شکل ۱۷-۳۶- الف نشان داده شده است. طبق پیشنهاد لابا، و کندی[1] (۱۹۸۶) داریم:

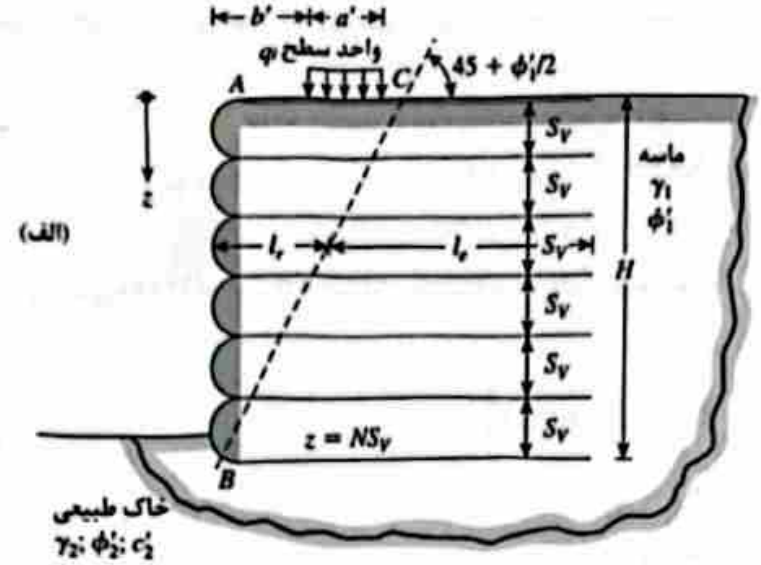
$$\sigma'_{o(2)} = \frac{qa'}{a' + z} \qquad (z \le 2b' \text{ برای}) \qquad (۱۷-۳۲)$$

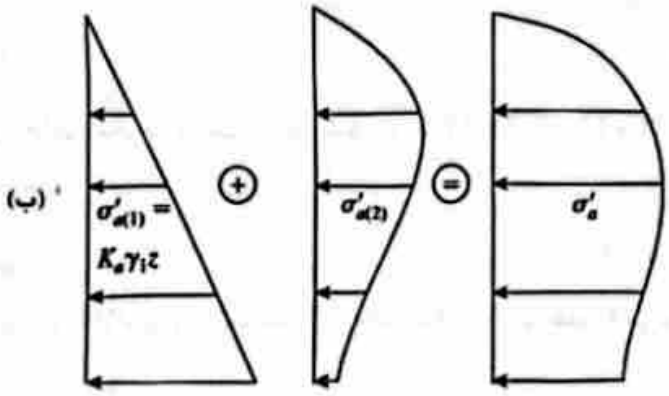
و

$$\sigma'_{o(2)} = \frac{qa'}{a' + \frac{z}{2} + b'} \qquad (z > 2b' \text{ برای}) \qquad (۱۷-۳۳)$$

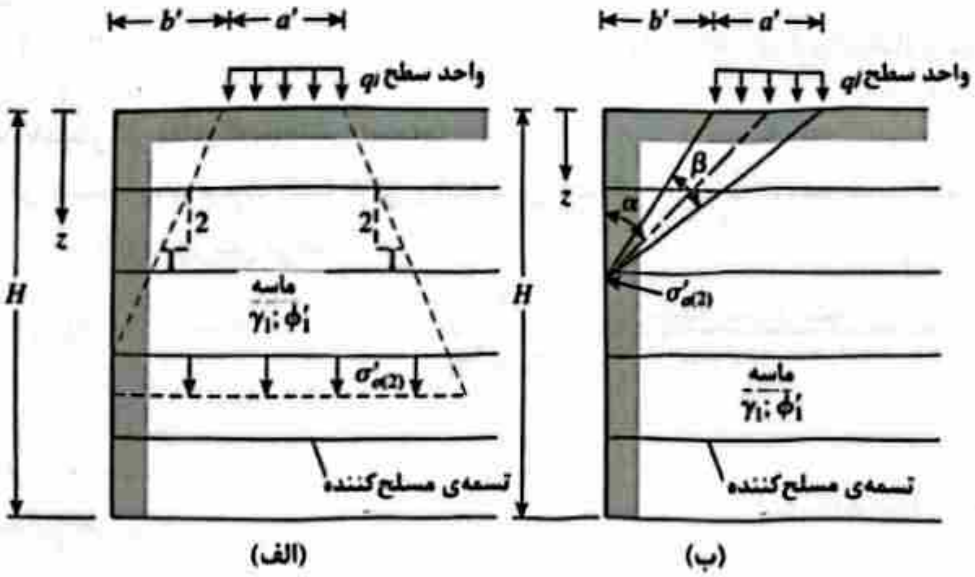
1 - Laba and Kennedy

Scanned with CamScanner





شکل ۱۷-۳۵- تحلیل دیوار خاک مسلح



شکل ۱۷-۳۶- (الف) علائم به کاررفته برای محاسبه‌ی $\sigma_{x(2)}$ در روابط ۱۷-۳۲ و ۱۷-۳۳. (ب) علائم به کاررفته برای محاسبه‌ی $\sigma_{a(2)}$ در روابط ۱۷-۳۵ و ۱۷-۳۶

همچنین در صورت وجود سربار در سطح خاکریز، فشار افقی در هر عمق برابر است با:

$$\sigma'_a = \sigma'_{a(1)} + \sigma'_{a(2)} \qquad (۳۴-۱۷)$$

$\sigma'_{a(1)} = K_a \gamma_1 z$ (به علت خاک)

$\sigma'_{a(2)}$ (به علت سربار)

طبق کارهای لابا و کندی (۱۹۸۶)، $\sigma_{a(2)}$ را می‌توان با استفاده از روابط زیر محاسبه نمود (شکل ۱۷-۳۶-ب):

$$\sigma'_{a(2)} = M\left[\frac{2q}{\pi}(\beta - \sin\beta.\cos 2\alpha)\right] \qquad (۳۵-۱۷)$$

(β برحسب رادیان)

که در آن:

$$M = 1.4 - \frac{0.4b'}{0.14H} \geq 1 \qquad (۳۶-۱۷)$$

توزیع فشارهای جانبی محرک محاسبه شده طبق روابط ۱۷-۳۴، ۱۷-۳۵ و ۱۷-۳۶ در شکل ۱۷-۳۵- ب نشان داده شده است.

نیروی تسمه‌ها

با مراجعه به شکل ۱۷-۳۵، نیروی تسمه‌ها برای واحد طول دیوار در عمق z می‌تواند از رابطه‌ی زیر محاسبه شود:

$T =$ (فشار محرک خاک در عمق z) × (سطحی از دیوار که به یک تسمه تکیه داده شده است)

بنابراین:

$$T = (\sigma'_a)(S_V S_H) \qquad (۳۷-۱۷)$$

ضریب اطمینان در مقابل گسیختگی تسمه‌ها

گسیختگی تسمه‌ها به دو صورت (الف) پارگی، و (ب) بیرون کشیدگی[1] می‌تواند رخ دهد. ضریب اطمینان در مقابل پارگی به صورت زیر بیان می‌شود:

$$FS_{(B)} = \frac{\text{مقاومت تسلیم هر تسمه}}{\text{حداکثر نیروی موجود در هر تسمه}} = \frac{wtf_y}{\sigma'_a S_V S_H} \qquad (۳۸-۱۷)$$

که در آن:

w= عرض هر تسمه

t= ضخامت هر تسمه

f_y = تنش تسلیم مصالح تسمه

1 - Pullout

در این مورد ضریب اطمینانی در حدود ۲/۵ تا ۳ برای تسمه‌ها در ترازهای مختلف توصیه می‌شود.

در صورتی که نیروی کششی تسمه از مقاومت اصطکاکی بین تسمه و خاک تجاوز کند، گسیختگی از نوع بیرون کشیدگی می‌تواند رخ دهد. طول موثری از هر تسمه که می‌تواند در مقاومت اصطکاکی شرکت نماید، به طور محافظه‌کارانه طولی در نظر گرفته می‌شود که بعد از ناحیه‌ی گسیختگی محرک رانکین قرار دارد (ناحیه‌ی ABC در شکل ۱۷-۳۵). خط BC در شکل ۱۷-۳۵ زاویه‌ی $45+\phi'_1/2$ با افق می‌سازد. حال حداکثر نیروی اصطکاک قابل حصول F_R برای تسمه‌ای در عمق z برابر است با:

$$F_R = 2\ell_e w\sigma'_o \tan\phi'_\mu \qquad (۱۷-۳۹)$$

که در آن:

ℓ_e = طول موثر

σ'_o = فشار قائم موثر در عمق z

ϕ'_μ = زاویه‌ی اصطکاک بین خاک و تسمه.

بنابراین ضریب اطمینان در مقابل بیرون کشیدگی در عمق z، می‌تواند به صورت زیر تعریف گردد:

$$FS_{(p)} = \frac{F_R}{T} \qquad (۱۷-۴۰)$$

که در آن:

$FS_{(p)}$ = ضریب اطمینان در مقابل بیرون‌کشیدگی

با قراردادن روابط ۱۷-۳۷، ۱۷-۳۹ در رابطه‌ی ۱۷-۴۰ به دست می‌آید:

$$FS_{(p)} = \frac{2\ell_e w\sigma'_o \tan\phi'_\mu}{\sigma'_a S_V S_H} \qquad (۱۷-۴۱)$$

طول کل تسمه

طول کل تسمه در هر عمق دلخواه برابر است با:

$$L = \ell_r + \ell_e \qquad (۱۷-۴۲)$$

که در آن:

ℓ_r = طول تسمه در ناحیه‌ی گسیختگی محرک رانکین

ℓ_e = طول موثر

برای ضریب اطمینان معلوم $FS_{(p)}$، رابطه‌ی ۱۷-۴۱ را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\ell_e = \frac{FS_{(p)}\sigma'_a S_V S_H}{2w\sigma'_o \tan\phi'_\mu} \qquad (۱۷-۴۳)$$

در عمق دلخواه z داریم:

$$\ell_r = \frac{(H-z)}{\tan\left(45+\frac{\phi'_1}{2}\right)} \qquad (۱۷-۴۴)$$

Scanned with CamScanner

با ترکیب روابط ۱۷-۴۲، ۱۷-۴۳ و ۱۷-۴۴ به دست می‌آید:

$$L = \frac{(H-z)}{\tan\left(45+\frac{\phi'_1}{2}\right)} + \frac{FS_{(p)}\sigma'_a S_V S_H}{2w\sigma'_o \tan\phi'_\mu} \qquad (۴۵-۱۷)$$

۱۷-۱۵- روش گام به گام طراحی خاک مسلح با تسمه‌های فولادی

در زیر روش گام به گام طراحی خاک مسلح ارائه می‌شود:

کلیات

گام ۱. ارتفاع H دیوار و مشخصات ϕ'_1 و γ_1 خاکریز دانه‌ای انتخاب شده برای پر کردن پشت دیوار را انتخاب نمایید.

گام ۲. مقدار ضریب اصطکاک بین تسمه و خاک ϕ'_μ و همچنین مقادیر $FS_{(p)}$ و $FS_{(B)}$ را انتخاب نمایید.

پایداری داخلی

گام ۳. عرض تسمه w و فواصل افقی S_H و قائم S_V تسمه‌ها را انتخاب نمایید.

گام ۴. مقدار σ'_a را با استفاده از روابط ۱۷-۳۴، ۱۷-۳۵ و ۱۷-۳۶ محاسبه نمایید.

گام ۵. نیروی تسمه‌ها را در ترازهای مختلف محاسبه نمایید. (روابط ۱۷-۳۴ و ۱۷-۳۷)

گام ۶. با داشتن ضریب اطمینان $FS_{(B)}$، ضخامت تسمه، (t) را برای مقابله با پارگی محاسبه نمایید:

$$T = \sigma'_a S_V S_H = \frac{wtf_y}{FS_{(B)}}$$

یا:

$$t = \frac{(\sigma'_a S_V S_H)\left[FS_{(B)}\right]}{wf_y} \qquad (۴۶-۱۷)$$

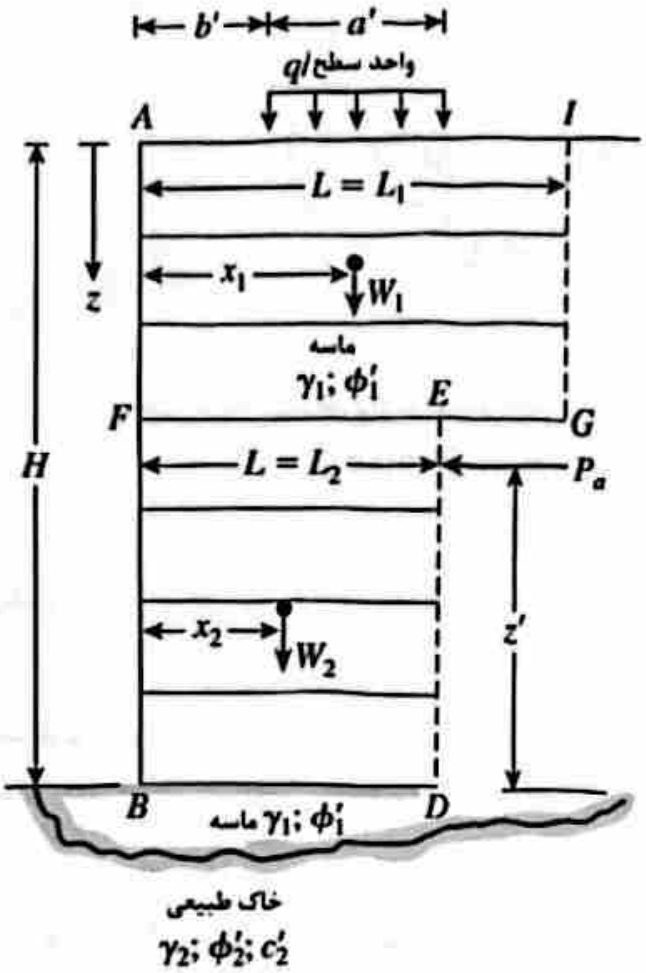
مرسوم است که ضخامت t برای ترازهای مختلف ثابت در نظر گرفته شود. بنابراین σ'_a در رابطه‌ی ۱۷-۴۶ باید مساوی $\sigma'_{a(max)}$ فرض شود.

گام ۷. با مقادیر معلوم ϕ'_μ و $FS_{(p)}$، طول L را برای ترازهای مختلف از رابطه‌ی ۱۷-۴۵ محاسبه نمایید.

گام ۸. مقادیر S_V، S_H، t، w، و L را می‌توان برای دستیابی به اقتصادی‌ترین طرح، تغییر داد.

گام ۹. بعد از طراحی عناصر مسلح کننده، باید پایداری کلی دیوار، یعنی واژگونی، لغزش، و ظرفیت باربری کنترل گردد. این کار مشابه روش به کار گرفته شده برای دیوارهای حایل معمولی است. (به شکل ۱۷-۳۷ مراجعه شود).

Scanned with CamScanner



شکل ۱۷-۳۷- کنترل پایداری برای دیوارهای خاک مسلح

گام ۱۰. کنترل واژگونی

با گرفتن لنگر حول نقطه‌ی B، لنگر واژگونی برای واحد طول دیوار برابر است با:

$$M_o = P_a z' \qquad (۴۷-۱۷)$$

که در آن:

$$P_a = \text{نیروی محرک} = \int_0^H \sigma'_a . dz$$

لنگر مقاوم برای واحد طول دیوار برابر است با:

$$M_R = W_1 x_1 + W_2 x_2 + \ldots + qa'\left(b' + \frac{a'}{2}\right) \qquad (۴۸-۱۷)$$

که در آن:

$W_1 = (\text{مساحت AFEGI})(1)(\gamma_1)$

$W_2 = (\text{مساحت FBDE})(1)(\gamma_1)$

بنابراین:

Scanned with CamScanner

$$FS_{(\text{واژگونی})} = \frac{M_R}{M_O}$$

$$= \frac{W_1 x_1 + W_2 x_2 + \ldots + qa'\left(b' + \frac{a'}{2}\right)}{\left(\int_o^H \sigma'_a . dz\right) z'} \qquad (۴۹-۱۷)$$

گام ۱۱. کنترل لغزش

مشابه رابطه‌ی ۱۷-۱۱، ضریب اطمینان در مقابل لغزش از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$FS_{(\text{لغزش})} = \frac{(W_1 + W_2 + \ldots + qa')\left[\tan\left(k\phi'_1\right)\right]}{P_a} \qquad (۵۰-۱۷)$$

که در آن $k \approx \frac{2}{3}$ می‌باشد.

گام ۱۲. کنترل ظرفیت باربری پی

ظرفیت باربری نهایی شالوده‌های سطحی می‌تواند از رابطه‌ی زیر به دست آید:

$$q_u = c'_2 N_c + \frac{1}{2}\gamma_2 L_2 N_\gamma \qquad (۵۱-۱۷)$$

ضرایب ظرفیت باربری N_c و N_γ برحسب زاویه‌ی اصطکاک ϕ'_2 از جدول ۶-۲ فصل ششم به دست می‌آید. با استفاده از رابطه‌ی ۱۷-۳۱، تنش قائم در عمق $z = H$ برابر است با:

$$\sigma'_{o(H)} = \gamma_1 H + \sigma'_{o(2)} \qquad (۵۲-۱۷)$$

بنابراین ضریب اطمینان برای ظرفیت باربری پی برابر است با:

$$FS_{(\text{ظرفیت باربری})} = \frac{q_{ult}}{\sigma'_{o(H)}} \qquad (۵۳-۱۷)$$

معمولاً حداقل ضرایب اطمینان پایداری به صورت زیر در نظر گرفته می‌شوند.

3 = ضریب اطمینان واژگونی

3 = ضریب اطمینان لغزش

5 تا 3 = ضریب اطمینان باربری پی

مثال ۱۷-۶

دیوار حایلی به ارتفاع ۱۰ متر از خاک مسلح با تسمه‌های فولادی گالوانیزه با خاکریز دانه‌ای مفروض است. با مراجعه به شکل ۱۷-۳۵ داریم:

پشته‌ریز دانه‌ای: $\phi'_1 = 36°$

$$\gamma_1 = 16.5\,kN/m^3$$

Scanned with CamScanner

خاک شالوده: $\phi'_2 = 28°$

$\gamma_2 = 17.3\,kN/m^3$

$c'_2 = 50\,kN/m^2$

فولاد گالوانیزه

عرض تسمه: $w = 75\,mm$

$S_V = 0.6\,m$ (مرکز به مرکز)

$S_H = 1\,m$ (مرکز به مرکز)

$f_y = 240\,N/mm^2$

$\phi'_\mu = 20°$

$FS_{(B)} = 3$

$FS_{(P)} = 3$

مطلوبست کنترل پایداری داخلی و خارجی. عمر سازه ۵۰ سال فرض می‌شود و نرخ خوردگی سالانه‌ی تسمه‌ها ۰/۰۲۵ میلیمتر بر سال است.

حل:

کنترل پایداری داخلی:

ضخامت:

نیروی حداکثر تسمه $T_{max} = \sigma'_{a(max)} S_V S_H$

$$\sigma'_{a(max)} = \gamma_1 H K_a = \gamma_1 H \tan^2\left(45 - \frac{\phi'_1}{2}\right)$$

بنابراین:

$$T_{max} = \gamma_1 H \tan^2\left(45 - \frac{\phi'_1}{2}\right) S_V S_H$$

از رابطه‌ی ۱۷-۴۶ داریم:

$$t = \frac{\sigma'_a S_V S_H \left[FS_B\right]}{w f_y} = \frac{\left[\gamma_1 H \tan^2\left(45 - \frac{\phi'_1}{2}\right) S_V S_H\right] FS_{(B)}}{w f_y}$$

یا:

$$t = \frac{\left[16.5 \quad 10 \quad \tan^2\left(45 - \frac{36}{2}\right) \quad 0.6 \quad 1\right] 3 \; 10^3}{75 \quad 240} = 4.28\,mm$$

با توجه به نرخ خوردگی سالانه و عمر ۵۰ سال دیوار، ضخامت t لازم برابر خواهد بود با:

$$t = 4.28 + \; 0.025 \quad 50 \; = 5.53\,mm$$

Scanned with CamScanner

بنابراین ضخامت تسمه ۶ میلیمتر انتخاب می‌شود.

طول تسمه‌ها:

با توجه به رابطه‌ی ۱۷-۴۵، برای این حالت داریم:

$$\sigma'_a = \gamma_1 z K_a \quad , \quad \sigma'_o = \gamma_1 z$$

$$L = \frac{H - z}{\tan\left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right)} + \frac{FS_{\,p}\,\gamma_1 z K_a S_V S_H}{2w\gamma_1 z \tan\phi'_\mu}$$

حال می‌توان جدول زیر را تهیه نمود:

$$FS_{(p)} = 3 \;,\; H = 10\text{m} \;,\; w = 75\text{mm} \;,\; \phi'_\mu = 20°$$

z (m)	طول تسمه L (m) رابطه ۱۷-۴۵
2	12.65
4	11.63
6	10.61
8	9.59
10	8.57

بنابراین طول تسمه‌ها ۱۳ متر در نظر گرفته می‌شود.

کنترل پایداری خارجی

کنترل واژگونی: با مراجعه به شکل ۱۷-۳۸ برای این حالت از رابطه‌ی ۱۷-۴۹ داریم:

$$FS_{(\text{واژگونی})} = \frac{W_1 x_1}{\left[\int_0^H \sigma'_a .dz\right] z'}$$

$$W_1 = \gamma_1 HL = (16.5)(10)(13) = 2145\ \text{kN/m}$$

$$x_1 = 6.5\ \text{m}$$

$$P_a = \int_0^H \sigma'_a\, dz = \tfrac{1}{2}\gamma_1 K_a H^2 = (\tfrac{1}{2})(16.5)(0.26)(10)^2 = 214.5\ \text{kN/m}$$

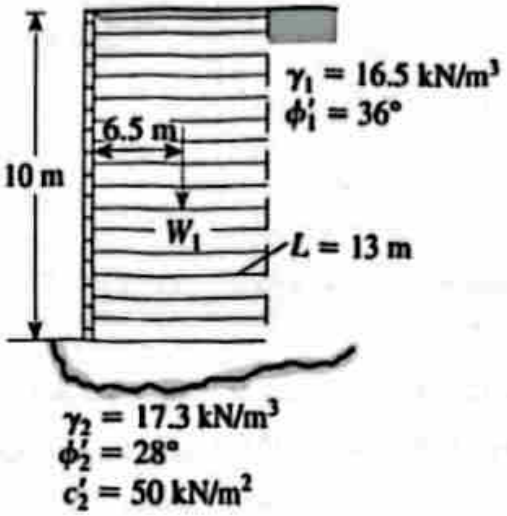
$$z' = \frac{10}{3} = 3.33\ \text{m}$$

$$FS_{(\text{واژگونی})} = \frac{(2145)(6.5)}{(214.5)(3.33)} = 19.52 > 3 - \text{OK}$$

Scanned with CamScanner

کنترل لغزش: از رابطه‌ی ۱۷-۵۰ داریم:

$$FS_{(\text{لغزش})} = \frac{W_1 \tan k\phi_1'}{P_a} = \frac{2145 \tan\left[\left(\frac{2}{3}\right) 36\right]}{214.5} = 4.45 > 3 \qquad \text{OK}$$



شکل ۱۷-۳۸- دیوار حایل با تسمه‌های فولادی گالوانیزه و پشته‌ریزی دانه‌ای

کنترل ظرفیت باربری

$\phi_2' = 28°$, $N_c = 25.8$, $N_\gamma = 16.78$ (جدول ۶-۲ فصل ششم)

از رابطه‌ی ۱۷-۵۱ داریم:

$$q_{ult} = c_2' N_2 + \tfrac{1}{2}\gamma_2 L N_\gamma$$

$$q_{ult} = 50 \quad 25.8 + \tfrac{1}{2} \quad 17.3 \quad 13 \quad 16.72 = 3170.16 \text{ kN/m}^2$$

از رابطه‌ی ۱۷-۵۲ داریم:

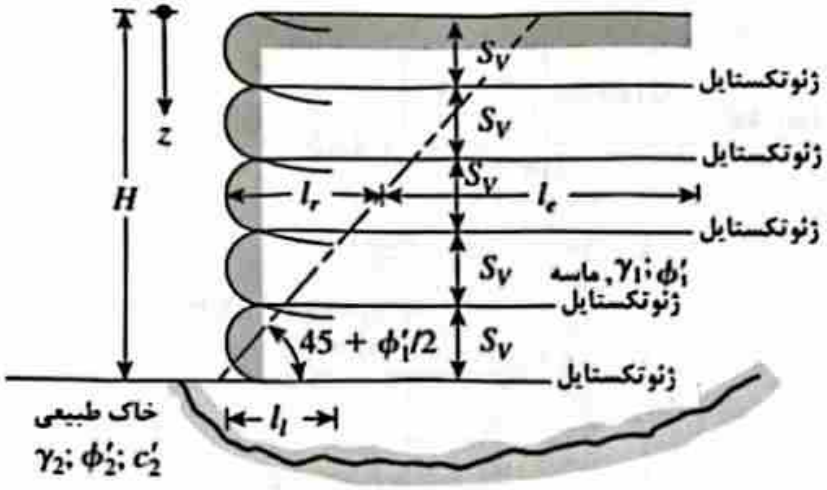
$$\sigma'_{o(H)} = \gamma_1 H = 16.5 \quad 10 = 165 \text{kN/m}^2$$

$$FS_{(\text{باربری})} = \frac{q_{ult}}{\sigma'_{o(H)}} = \frac{3170.16}{165} = 19.2 > 5 \qquad \text{OK}$$

۱۷-۱۶- استفاده از ژئوتکستایل به عنوان مسلح کننده‌ی دیوار حایل

شکل ۱۷-۳۹ دیوار حایل خاک مسلح را نشان می‌دهد که برای مسلح کردن آن از ژئوتکستایل استفاده شده است. همانند شکل ۱۷-۳۷ خاکریز از خاک دانه‌ای انتخاب شده است. در این نوع اجرا، نمای دیوار با وصله‌ی پوششی انتهای نوار ژئوتکستایل به دست می‌آید (مطابق شکل). طول پوشش مساوی ℓ_1 می‌باشد. وقتی که ساختمان دیوار تمام شد، نمای باز دیوار باید پوشانده شود، در غیر این صورت ژئوتکستایل نما تحت شرایط خورنده‌ی شدید جوی و یا صدمات مستقیم، آسیب می‌بیند. پوشش ژئوتکستایل نما با پاشیدن امولوسیون‌های قیری و یا بتن‌پاشی انجام می‌شود. قبل از اجرای این پوشش و برای حفظ آن، باید نمای دیوار با توری پوشانده شود. توری باید کاملاً به ژئوتکستایل و خاک محکم شود.

Scanned with CamScanner



شکل ۱۷-۳۹- دیوار حایل که با ژئوتکستایل مسلح شده است.

طراحی این نوع دیوارهای حایل، عملاً مشابه روش ارائه شده در بخش ۱۷-۱۵ است. در زیر روش گام به گام طراحی به شیوه‌ای که توسط بل، استیلی، و واندر[1] (۱۹۷۵) و کرنر[2] (۱۹۸۶) توصیه شده است، ارائه می‌شود:

گام ۱. توزیع فشار محرک روی دیوار را از رابطه‌ی زیر تعیین کنید:

$$\sigma'_a = K_a \sigma'_o = K_a \gamma_1 z \qquad (۵۴-۱۷)$$

که در آن:

K_a = ضریب فشار محرک رانکین = $\tan^2(45 - \phi_1/2)$

γ_1 = وزن مخصوص خاکریز دانه‌ای

ϕ'_1 = زاویه‌ی اصطکاک خاکریز دانه‌ای



شکل ۱۷-۴۰- احداث دیوارهای حایل مسلح ژئوتکستایل

1 - Bell, Stilley, and Vander (1975)
2 - Koerner (1986)



شکل ۱۷-۴۱- دیوار حایل مسلح ژئوتکستایل تمام شده

گام ۲- ژئوتکستایلی انتخاب کنید که مقاومت کششی مجاز آن T_{all} (kN/m) است.

مقاومت کششی مجاز ژئوتکستایل در طراحی دیوار حایل، از رابطه‌ی زیر قابل محاسبه است:

$$T_{all} = \frac{T_{ult}}{RF_{id} \times RF_{cr} \times RF_{cbd}} \qquad (۵۵-۱۷)$$

که در آن:

T_{ult} = مقاومت کششی نهایی ژئوتکستایل

RF_{id} = ضریب کاهش برای صدمه‌های نصب

RF_{cr} = ضریب کاهش برای خزش

RF_{cbd} = ضریب کاهش برای فساد شیمیایی و بیولوژیکی

مقادیر توصیه شده برای ضرایب فوق به قرار زیر هستند (کرونر ۲۰۰۵)

RF_{id}	1.1-2.0
RF_{cr}	2-4
RF_{cbd}	1-1.5

گام ۳- تعیین فاصله‌بندی قائم ژئوتکستایل در ارتفاع z

$$S_V = \frac{T_{all}}{\sigma'_a FS_{(B)}} = \frac{T_{all}}{(\gamma_1 z K_a)\left[FS_{(B)}\right]} \qquad (۵۶-۱۷)$$

توجه شود که رابطه‌ی ۱۷-۵۶ مشابه رابطه ۱۷-۳۸ است. مقدار ضریب اطمینان $FS_{(B)}$ معمولاً بین ۱/۳ تا ۱/۵ است.

گام ۴- طول هر لایه ژئوتکستایل از رابطه‌ی زیر حاصل می‌شود:

$$L = \ell_r + \ell_e \qquad (۵۷-۱۷)$$

Scanned with CamScanner

که در آن:

$$\ell_r = \frac{H - z}{\tan\left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right)} \qquad (۵۸-۱۷)$$

و

$$\ell_c = \frac{S_V \sigma'_a \left[FS_{(p)}\right]}{2\sigma'_o \tan\phi'_F} \qquad (۵۹-۱۷)$$

که در آن:

$\sigma'_a = \gamma_1 z K_a$

$\sigma'_o = \gamma_1 z$

$FS_{(p)} = 1.3$ تا 1.5

ϕ'_F = زاویه‌ی اصطکاک در سطح تماس ژئوتکستایل و خاک که با تقریب خوب آنرا مساوی $\left(\frac{2}{3}\phi'_1\right)$ در نظر می‌گیرند.

حداقل طول پوششی ℓ_c مساوی یک متر می‌باشد.

توجه شود که روابط ۱۷-۵۷، ۱۷-۵۸ و ۱۷-۵۹ به ترتیب مشابه روابط ۱۷-۴۲، ۱۷-۴۴ و ۱۷-۴۳ هستند.

بر پایه نتایج منتشرشده فرض $\phi'_F/\phi'_1 = \frac{2}{3}$ منطقی و مقداری محافظه‌کارانه است. مارتین و همکاران (۱۹۸۴) بر پایه مطالعات آزمایشگاهی مقادیر ϕ'_F/ϕ'_1 را برای ژئوتکستایل‌های مختلف بصورت زیر پیشنهاد نمودند:

جدول ۱۷-۶- نسبت ϕ'_F/ϕ'_1 برای ژئوتکستایل‌های مختلف

نوع ژئوتکستایل		نوع خاک	ϕ'_F/ϕ'_1
بافته	monofilament	ماسه	0.87
	silt film	ماسه	0.8
	silt film	ماسه گرد	0.86
	silt film	ماسه لای‌دار	0.92
غیربافته	melt-bonded	ماسه	0.87
	needle-punched	ماسه	1.0
	needle-punched	ماسه گرد	0.93
	needle-punched	ماسه لای‌دار	0.91

گام ۵- طول پوششی ℓ_1 را از رابطه‌ی زیر محاسبه کنید (شکل ۱۷-۳۹):

$$\ell_1 = \frac{S_V \sigma'_o FS_{(p)}}{4\sigma'_o \tan\phi'_F} \qquad (۶۰-۱۷)$$

حداقل طول پوششی مساوی ۱ متر می‌باشد.

پایداری خارجی

گام ۶- مطابق گام‌های ۱۰، ۱۱ و ۱۲ بخش ۱۷-۱۵، ضریب اطمینان در مقابل واژگونی، لغزش و ظرفیت باربری را محاسبه کنید.

Scanned with CamScanner

مثال ۱۷-۶

در شکل ۱۷-۴۲ دیوار حایل ژئوتکستایل به ارتفاع ۵ متر نشان داده شده است. برای پشته‌ریزی دانه‌ای داریم:

$\gamma_1 = 15.7\ \text{kN/m}^3$ و $\phi_1' = 36°$

برای ژئوتکستایل داریم:

$T_{ult} = 52.5\ \text{kN/m}$

برای طراحی دیوار S_V، L و ℓ_1 را تعیین کنید.

$RF_{id} = 1.2$ ، $RF_{cr} = 2.5$ و $RF_{cbd} = 1.25$

حل:

داریم:

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi_1'}{2}\right) = 0.26$$

تعیین S_V:

برای تعیین S_V، به چند آزمون نیاز داریم. از رابطه‌ی ۱۷-۵۶ داریم:

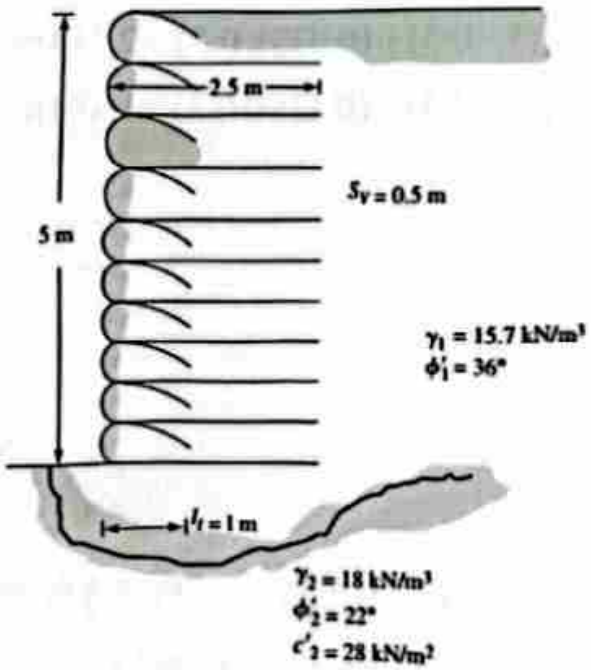
$$S_V = \frac{T_{all}}{(\gamma_1 z K_a)\left[FS_{(B)}\right]}$$

از رابطه‌ی ۱۷-۵۵ داریم:

$$T_{all} = \frac{T_{ult}}{RF_{id} \times RF_{cr} \times RF_{cbd}} = \frac{52.5}{1.2 \times 2.5 \times 1.25} = 14\ \text{kN/m}$$

با $FS_{(B)} = 1.5$ در عمق $z = 2\text{m}$ داریم:

$$S_V = \frac{14}{(15.7)(2)(0.26)(1.5)} = 1.14\,\text{m}$$



شکل ۱۷-۴۲- دیوار حایل مسلح به ژئوتکستایل

Scanned with CamScanner

در $z = 4m$ داریم:

$$S_V = \frac{14}{(15.7)(4)(0.26)(1.5)} = 0.57\,m$$

در $z = 5m$ داریم:

$$S_V = \frac{14}{(15.7)(5)(0.26)(1.5)} = 0.46\,m$$

بنابراین استفاده می‌شود از:

$S_V = 0.5m$ [$z = 0$ تا $z = 5m$ برای (شکل ۱۷-۴۲)

تعیین طول L

از روابط ۱۷-۵۷، ۱۷-۵۸ و ۱۷-۵۹ داریم:

$$L = \frac{(H - z)}{\tan\left(45 + \frac{\phi_1'}{2}\right)} + \frac{S_V K_a \left[FS_{(p)}\right]}{2 \tan \phi_F'}$$

$$FS_{(p)} = 1.5\ ,\ \tan\phi_F' = \tan\left[\left(\frac{2}{3}\right)(36)\right] = 0.445$$

$$L = (0.51)(H - z) + 0.438 S_V$$

$$H = 5m, S_V = 0.5m$$

$$z = 0.5m : L = (0.51)(5 - 0.5) + (0.438)(0.5) = 2.514\,m$$

$$z = 2.5m : L = (0.51)(5 - 2.5) + (0.438)(0.5) = 1.494\,m$$

از $L = 2.5m$ استفاده کنید.

تعیین طول ℓ_1

از رابطه‌ی ۱۷-۶۰ داریم:

$$\ell_1 = \frac{S_V \sigma_a' \left[FS_{(p)}\right]}{4\sigma_o' \tan\phi_F'}$$

$$\sigma_a' = \gamma_1 z K_a\ ,\ FS_{(p)} = 1.5\quad ,\quad \sigma_o' = \gamma_1 z\quad ,\quad \phi_F' = \frac{2}{3}\phi_1'.So$$

بنابراین:

$$\ell_1 = \frac{S_V K_a \left[FS_{(\rho)}\right]}{4 \tan \phi'_F} = \frac{S_V (0.26)(1.5)}{4 \tan\left[\left(\frac{2}{3}\right)(36)\right]} = 0.219 S_V$$

$$\ell_1 = 0.219 S_V = (0.219)(0.5) = 0.11\,\text{m} \le 1\,\text{m}$$

استفاده می‌شود از $\ell_1 = 1\,\text{m}$

مثال ۱۷-۷

با توجه به نتایج مثال ۱۷-۶، مطلوبست تعیین ضرایب اطمینان در مقابل واژگونی، لغزش و ظرفیت باربری.

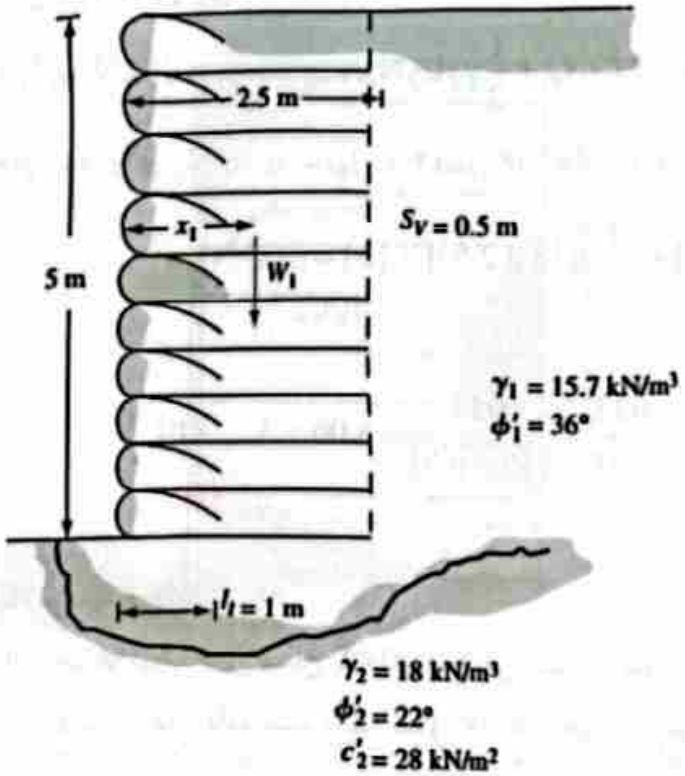
حل:

با توجه به شکل ۱۷-۴۳:

ضریب اطمینان در مقابل واژگونی

از رابطه‌ی ۱۷-۴۹ داریم:

$$FS_{(\text{واژگونی})} = \frac{W_1 x_1}{(P_a)\left(\frac{H}{3}\right)}$$



شکل ۱۷-۴۳- کنترل پایداری

$$W_1 = (5)(2.5)(15.7) = 196.25\ \text{kN/m}$$

$$x_1 = \frac{2.5}{2} = 1.25\text{m}$$

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a = \left(\frac{1}{2}\right)(15.7)(5)^2(0.26) = 51.03\text{kN/m}$$

بنابراین

$$FS_{(\text{واژگونی})} = \frac{(196.25)(1.25)}{51.03(5/3)} = 2.88 < 3$$

طول ژئوتکستایل به ۳ متر افزایش می‌یابد.

ضریب اطمینان در مقابل لغزش

از رابطه‌ی ۱۷-۵۰ داریم:

$$FS_{(\text{لغزش})} = \frac{W_1 \tan\left(\frac{2}{3}\phi_1'\right)}{P_a} = \frac{(196.25)\left[\tan\left(\frac{2}{3}\times 36\right)\right]}{51.03} = 1.71 > 1.5 \quad \text{OK}$$

ضریب اطمینان در مقابل ظرفیت باربری

$$\text{رابطه‌ی ۱۷-۵۱} \Rightarrow q_u = c_2' N_c + \frac{1}{2}\gamma_2 L_2 N_\gamma \text{ ؛ داریم : } \gamma_2 = 18\text{kN/m}^3,\ L_2 = 2.5\text{m}$$

$$c_2' = 28\text{kN/m}^2 \text{ و } \phi_2' = 22^\circ \text{ (از جدول ۶-۲ فصل ۶)} \Rightarrow N_c = 16.88 \text{ و } N_\gamma = 7.13$$

$$q_u = (28)(16.88) + \left(\frac{1}{2}\right)(18)(2.5)(7.13) \approx 633\text{kN/m}^2$$

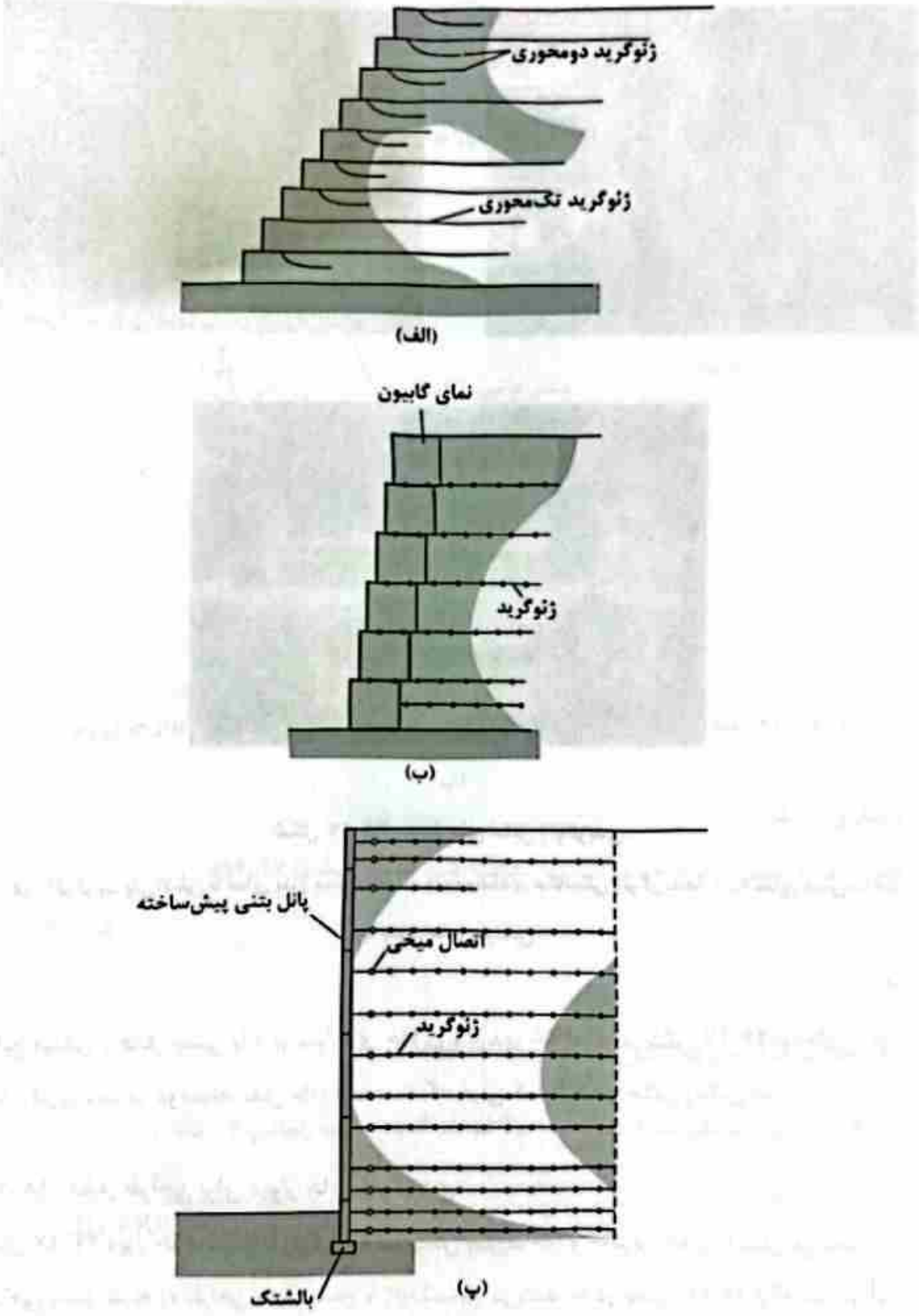
از رابطه‌ی ۱۷-۵۳:

$$FS_{(\text{باربری})} = \frac{q_u}{\sigma_{o(H)}'} = \frac{633}{\gamma_1 H} = \frac{633}{(15.7)(5)} = 8.06 > 3 \quad \text{OK}$$

۱۷-۱۷- دیوار حایل با ژئوگرید- کلیات

از ژئوگریدها می‌توان برای احداث دیوار حایل مسلح با خاکریز دانه‌ای استفاده نمود. در شکل ۱۷-۴۴ انواع مختلف دیوارهای حایل ژئوگریدی نشان داده شده است. شکل ۱۷-۴۵ اجرای واقعی این دیوارها را نشان می‌دهد:

Scanned with CamScanner



شکل ۱۷-۴۴- دیوارهای حایل مسلح به ژئوگرید. (الف) نمای ژئوگرید تاشده، (ب) نمای گابیون، (پ) نمای بتن پیش‌ساخته



(الف)



(ب)



(پ)

شکل ۱۷-۴۵- دیوارهای حایل ژئوگریدی

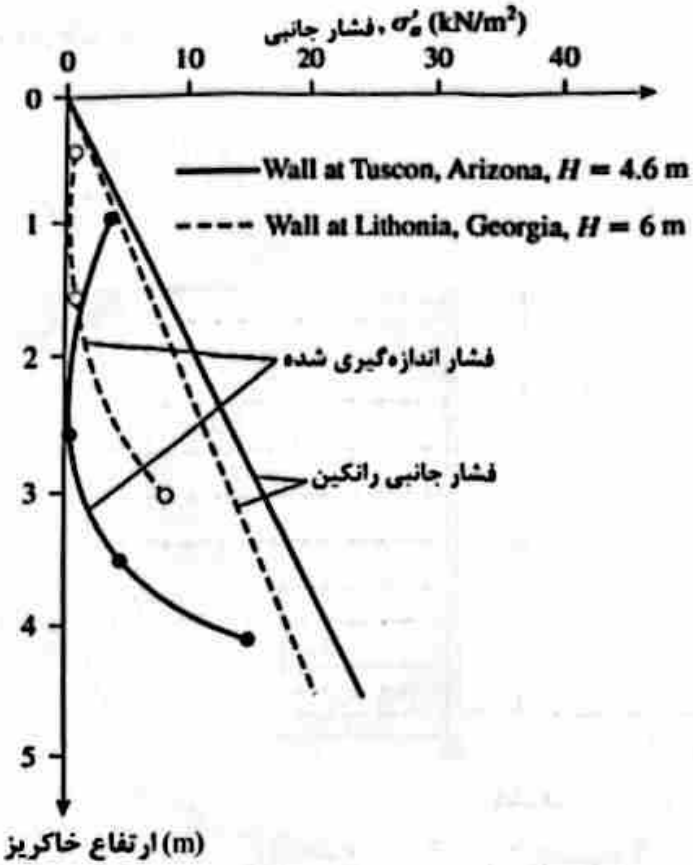
(الف) ژئوگرید پلی‌اتیلن با نمای بتن پیش‌ساخته، (ب) وصله‌ی مکانیکی ژئوگریدها، (پ) نمای پیش‌ساخته با بلوک‌های سیمانی

نتایج میدانی از فشار جانبی وارد بر دیوارهای حایل ژئوگریدی نادر است. در شکل ۱۷-۴۶ نمونه‌ای از فشار اندازه‌گیری شده در دو نمونه، نشان داده شده است که خیلی کمتر از فشار جانبی رانکین است.

۱۷-۱۸- فشار طراحی برای دیوار حایل ژئوگریدی

شکل ۱۷-۴۷ دیوار خاک مسلح با ژئوگرید با نمای بتن پیش‌ساخته و خاکریز دانه‌ای را نشان می‌دهد. روش طراحی بسیار شبیه به طراحی دیوار مسلح با ژئوتکستایل می‌باشد که در بخش ۱۷-۱۶ ارائه شد. در ادامه خلاصه‌ای ارائه می‌شود.

Scanned with CamScanner



شکل ۱۷-۴۶- مقایسه فشار جانبی اندازه‌گیری شده و فشار جانبی رانکین در دیوار حایل ژئوگریدی

پایداری داخلی

گام ۱- در هر عمق z فشار جانبی خاک را محاسبه کنید (شبیه رابطه‌ی ۱۷-۵۴):

$$\sigma'_a = K_a \gamma_1 z \qquad (۱۷-۶۱)$$

که در آن:

K_a = ضریب فشار محرک رانکین = $\tan^2\left(45 - \frac{\phi'_1}{2}\right)$

گام ۲- ژئوگریدی با مقاومت کششی مجاز T_{all} انتخاب کنید (مشابه رابطه‌ی ۱۷-۵۵)

$$T_{all} = \frac{T_{ult}}{RF_{id} \times RF_{cr} \times RF_{cbd}} \qquad (۱۷-۶۲)$$

که در آن:

RF_{id} = ضریب کاهش برای خسارت نصب (۱/۱ تا ۱/۴)

RF_{cr} = ضریب کاهش برای خزش (۲ تا ۳)

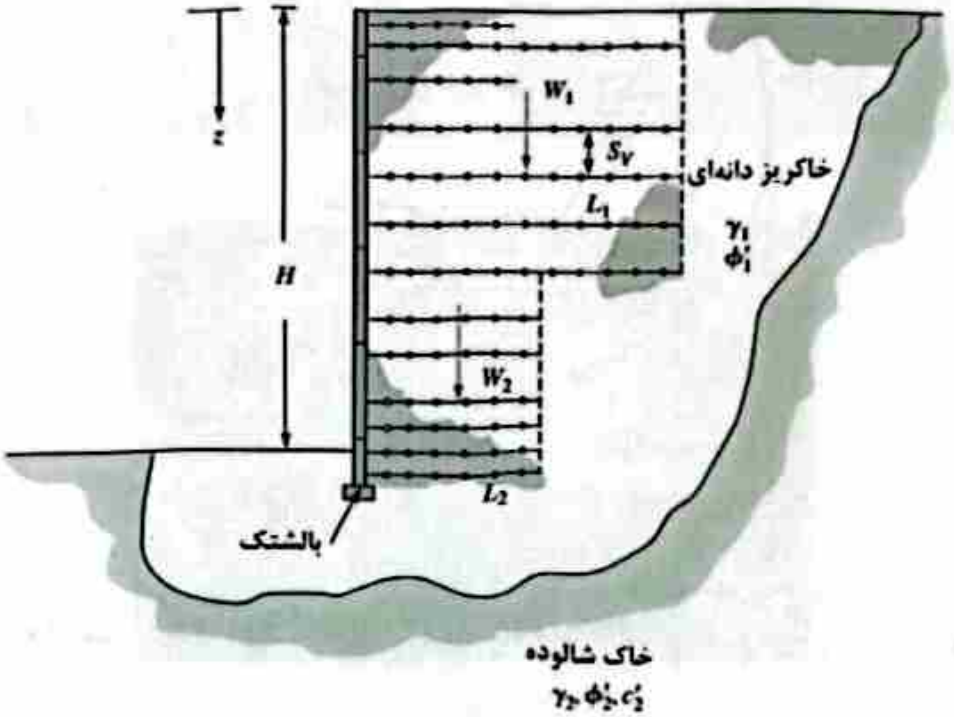
RF_{cbd} = ضریب کاهش برای خوردگی شیمیایی و بیولوژیک (۱/۱ تا ۱/۵)

Scanned with CamScanner

گام ۳- تعیین فاصله‌بندی قائم S_V

$$S_V = \frac{T_{all} C_r}{\sigma'_a FS_{(B)}} \qquad (۶۳-۱۷)$$

C_r = نسبت پوشش برای ژئوگرید



شکل ۱۷-۴۷- طراحی دیوارهای مسلح ژئوگرید

نسبت پوشش مساوی نسبت سطح پوشش داده شده در هر تراز به مساحت کل می‌باشد. به عنوان مثال اگر عرض ژئوگرید ۱/۲ متر و فاصله خالص بین دو نوار ژئوگرید ۰/۳ متر باشد (یعنی فاصله مرکز به مرکز ۱/۵ متر افقی برای نوار ژئوگرید) نسبت پوشش برابر است با:

$$C_r = \frac{1.2m}{1.2m + 0.3m} = 0.8$$

گام ۴- طول هر لایه ژئوگرید در عمق z برابر است با (رابطه‌ی ۱۷-۵۷):

$$L = \ell_r + \ell_e$$

$$\ell_r = \frac{H - z}{\tan^2\left(45 - \frac{\phi'_1}{2}\right)} \qquad (۶۴-۱۷)$$

برای تعیین ℓ_e (مشابه رابطه‌ی ۱۷-۵۹):

$$FS_{(p)} = \frac{\text{مقاومت در مقابل بیرون کشیدگی در تنش قائم موثر معلوم}}{\text{نیروی بیرون‌کشیدگی}} \qquad (۶۵-۱۷)$$

Scanned with CamScanner

$$= \frac{(2)(\ell_e)(C_i \sigma'_o \tan\phi'_1)(C_r)}{S_V \sigma'_a}$$

$$= \frac{(2)(\ell_e)(C_i \tan\phi'_1)(C_r)}{S_V K_a}$$

که در آن:

C_i = ضریب اندرکنش

$$\ell_e = \frac{S_V K_a FS_{(p)}}{2C_r C_i \tan\phi'_1} \qquad (۱۷-۶۶)$$

برای عمق معلوم z، طول کل L ژئوگرید برابر است با:

$$L = \ell_r + \ell_e = \frac{H - z}{\tan\left(45 + \frac{\phi'_1}{2}\right)} + \frac{S_V K_a FS_{(p)}}{2C_r C_i \tan\phi'_1} \qquad (۱۷-۶۷)$$

برای ضریب اندرکنش C_i مقادیر تجربی زیر ارائه شده است:

- شن، شن ماسه‌دار 0.75-0.8
- ماسه‌ی خوب دانه‌بندی شده، ماسه‌ی شن‌دار 0.7-0.75
- ماسه‌ی ریز، ماسه لای‌دار 0.55-0.6

پایداری خارجی

پایداری خارجی شامل واژگونی، لغزش و ظرفیت باربری مطابق بخش ۱۷-۱۵ (گام‌های ۱۰، ۱۱ و ۱۲) انجام می‌شود.

مثال ۱۷-۸

با مراجعه به شکل ۱۷-۴۷، دیوار مسلح ژئوگریدی با مشخصات زیر در نظر بگیرید:

$$H = 6m,\ \gamma_1 = 16.5 kN/m^3,\ \phi'_1 = 35°, T_{all} = 45 kN/m, FS_{(B)} = 1.5, FS_{(p)} = 1.5,$$
$$C_r = 0.8,\ \ C_i = 0.75$$

مطلوبست طراحی دیوار با تعیین L و S_V

حل:

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'_1}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{35}{2}\right) = 0.27$$

تعیین S_V:

از رابطه‌ی ۱۷-۶۳ داریم:

$$S_v = \frac{T_{all} C_r}{\sigma'_a FS_{(B)}} = \frac{T_{all} C_r}{\gamma z K_a FS_{(B)}} = \frac{(45)(0.8)}{(16.5)(z)(0.27)(1.5)} = \frac{5.39}{z}$$

Scanned with CamScanner

$$z = 2m: S_v = \frac{5.39}{2} = 2.7m$$

$$z = 4m: S_v = \frac{5.39}{4} = 1.35m$$

$$z = 5m: S_v = \frac{5.39}{5} = 1.08m$$

استفاده می‌شود از: $S_V \approx 1m$

تعیین طول L

از رابطه‌ی ۱۷-۶۷ داریم:

$$L = \frac{H-z}{\tan\left(45+\frac{\phi_1'}{2}\right)} + \frac{S_V K_a FS_{(p)}}{2C_r C_i \tan\phi_1'} = \frac{6-z}{\tan\left(45+\frac{35}{2}\right)} + \frac{(1m)(0.27)(1.5)}{(2)(0.8)(0.75)(\tan 35°)}$$

$z = 1m:$ $\quad L = 0.52(6-1) + 0.482 = 3.08m \approx 3.1m$

$z = 3m:$ $\quad L = 0.52(6-3) + 0.482 = 2.04m \approx 2.1m$

$z = 5m:$ $\quad L = 0.52(6-5) + 0.482 = 1.0m$

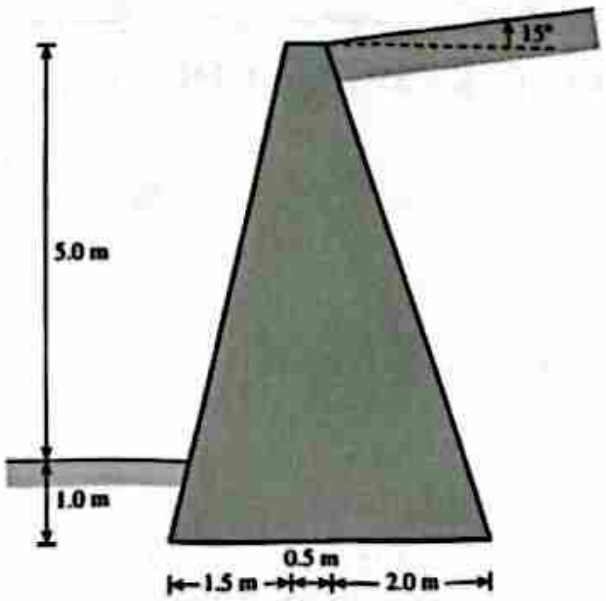
از $L = 3m$ برای $z = 0m$ تا $z = 6m$ استفاده می‌شود.

مسائل فصل هفدهم

۱۷-۱- در شکل مسئله، داریم:

$$\gamma = 18.5kN/m^3 \ , \ c' = 0 \ , \ \Phi' = 35° \ , \ \delta' = \frac{2}{3}\phi' \ , \ \gamma_c = 24kN/m^3$$

مطلوب است تعیین ضریب اطمینان در مقابل واژگونی، لغزش و ظرفیت باربری پی.

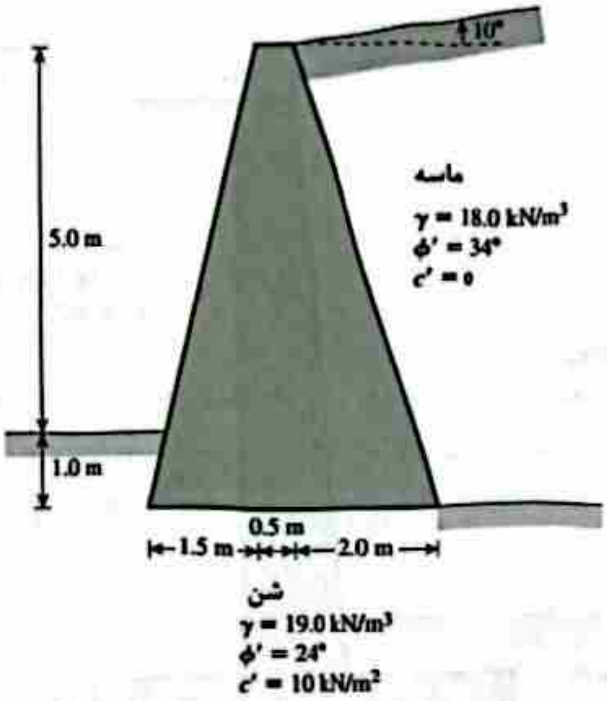


شکل مسئله ۱۷-۱

۱۷-۲- مسئله ۱۷-۱ را بدون فشار مقاوم پاسیو در جلوی دیوار تکرار کنید.

۱۷-۳- در شکل نشان داده شده مطلوبست تعیین ضریب اطمینان در مقابل واژگونی، لغزش و ظرفیت باربری پی. داریم:

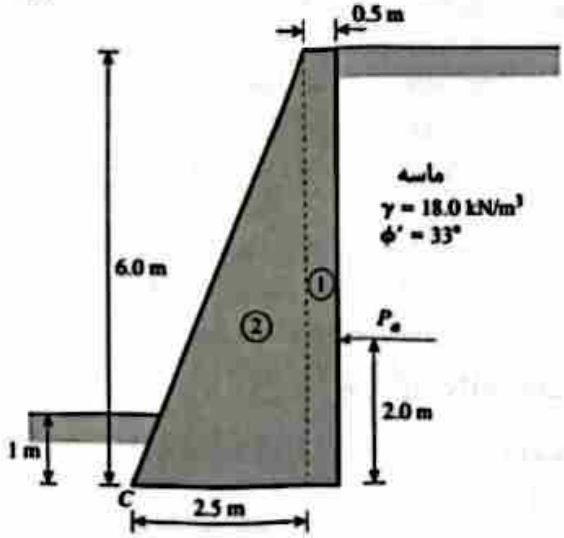
$$\gamma_c = 24\,kN/m^3 \;,\; \delta' = \frac{2}{3}\phi' \;,\; c'_a = \frac{2}{3}c'$$



شکل مسئله ۱۷-۳

۱۷-۴- برای دیوار حایل نشان داده شده در شکل مطلوبست تعیین ضریب اطمینان در مقابل لغزش، واژگونی و ظرفیت باربری. از فشار اکتیو و پاسیو رانکین استفاده کنید.

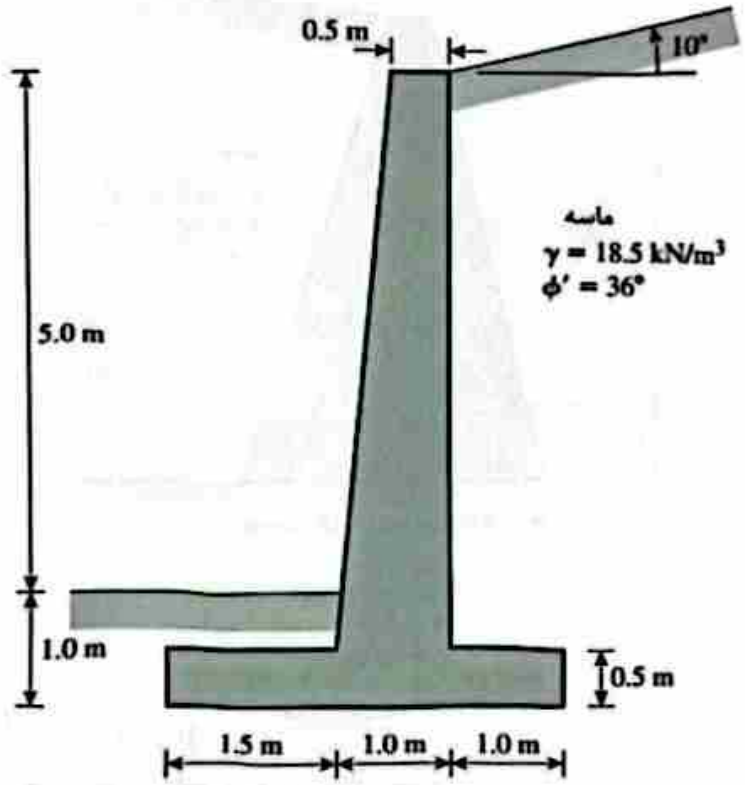
$$\gamma_c = 24\,kN/m^3 \;,\; \delta' = \frac{2}{3}\phi'$$



شکل مسئله ۱۷-۴

۱۷-۵- مسئله ۱۷-۴ را با فشار نظریه کولمب تکرار کنید.

۱۷-۶- مطلوبست کنترل ضریب اطمینان در مقابل لغزش، واژگونی و ظرفیت باربری برای دیوار حایل طره‌ای نشان داده شده در شکل. وزن مخصوص بتن ۲۴ کیلونیوتن بر مترمکعب می‌باشد.
(الف) از نظر فشار اکتیو کولمب با $\delta' = 24°$ استفاده کنید. (ب) از نظریه فشار رانگین استفاده کنید.



شکل مسئله ۱۷-۶

۱۷-۷- دیوار خاک مسلح مطابق شکل ۱۷-۳۵ به ارتفاع ۱۰ متر مفروض است. داریم:
خاک پشته‌ریزی:

$\gamma_1 = 16\ \text{kN/m}^3$
$\phi_1' = 34°$

تسمه‌ها

$S_V = 1\text{m}$
$S_H = 1.25\text{m}$
عرض $= 120\text{mm}$, $f_y = 260\ \text{MN/m}^2$, $\phi_\mu = 25°$
3 = ضریب اطمینان ببرون کشیدگی
3 = ضریب اطمینان گسیختگی

مطلوبست تعیین:

الف- ضخامت تسمه‌ها

ب- طول حداکثر تسمه‌ها

۱۷-۸- در مسئله ۱۷-۷ مشخصات خاک زیر دیوار به قرار زیر است:

$$\phi' = 25^\circ \ , \ \gamma_2 = 15.5 \ kN/m^3 \ , \ c'_2 = 30 \ kN/m^2$$

مطلوبست تعیین ضریب اطمینان در مقابل واژگونی، لغزش و ظرفیت باربری.

۱۷-۹- دیوار حایل مسلح با ژئوتکستایل به ارتفاع ۶ متر با مشخصات زیر مفروض است:

$$\gamma_1 = 15.9 \ kN/m^3 \ , \ \phi'_1 = 30^\circ \ , \ T_{all} = 16 \ kN/m$$

مطلوبست:

$$S_V \ , L \ , \ \ell_\ell .$$

$$F_{S(B)} = F_{S(P)} = 1.5$$

۱۷-۱۰- با S_V، L و ℓ_ℓ تعیین شده در مسئله ۱۷-۹ مطلوبست تعیین ضریب اطمینان در مقابل واژگونی، لغزش و ظرفیت باربری. مشخصات خاک محل بصورت زیر است:

$$\gamma_2 = 16.8 \ kN/m^3 \ , \ \phi'_2 = 20^\circ \ , \ c'_2 = 55 \ kN/m^2$$

مآخذ فصل هفدهم

Applied Technology Council (1978). "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings," *Publication ATC-3-06.*

Bell, J. R., Stilley, A. N., and Vandre, B. (1975). "Fabric Retaining Earth Walls," *Proceedings, Thirteenth Engineering Geology and Soils Engineering Symposium*, Moscow, ID, pp. 271–287.

Bentler, J. G. and Labuz, J. F. (2006). "Performance of a Cantilever Retaining Wall," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 132, No. 8, pp. 1062–1070.

Berg, R. R., Bonaparte, R., Anderson, R. P., and Chouery, V. E. (1986). "Design Construction and Performance of Two Tensar Geogrid Reinforced Walls," *Proceedings, Third International Conference on Geotextiles*, Vienna, pp. 401–406.

Binquet, J. and Lee, K. L. (1975). "Bearing Capacity Analysis of Reinforced Earth Slabs," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 101, No. GT12, pp. 1257–1276.

Carroll, R., Jr. (1988). "Specifying Geogrids," *Geotechnical Fabric Report*, Industrial Fabric Association International, St. Paul, March/April.

Casagrande, L. (1973). "Comments on Conventional Design of Retaining Structure," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 99, No. SM2, pp. 181–198.

Chu, S. C. (1991). "Rankine Analysis of Active and Passive Pressures on Dry Sand," *Soils and Foundations*, Vol. 31, No. 4, pp. 115–120.

Darbin, M. (1970). "Reinforced Earth for Construction of Freeways" (in French), *Revue Générale des Routes et Aerodromes*, No. 457, September.

Scanned with CamScanner

Elman, M. T. and Terry, C. F. (1988). "Retaining Walls with Sloped Heel," *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 114, No. GT10, pp. 1194–1199.

Koerner, R. B. (2005). *Design with Geosynthetics*, 5th. ed., Pearson Education, Upper Saddle River, NJ.

Laba, J. T. and Kennedy, J. B. (1986). "Reinforced Earth Retaining Wall Analysis and Design," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 23, No. 3, pp. 317–326.

Lee, K. L., Adams, B. D., and Vagneron, J. J. (1973). "Reinforced Earth Retaining Walls," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, No. SM10, pp. 745–763.

Martin, J. P., Koerner, R. M., and Whitty, J. E. (1984). "Experimental Friction Evalua- tion of Slippage Between Geomembranes, Geotextiles, and Soils," *Proceedings, Inter- national Conference on Geomembranes*, Denver, pp. 191–196.

Richards, R. and Elms, D. G. (1979). "Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls," *Jour- nal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 105, No. GT4, pp. 449–464.

Sarsby, R. W. (1985). "The Influence of Aperture Size/Particle Size on the Efficiency of Grid Reinforcement," *Proceedings, 2nd Canadian Symposium on Geotextiles and Geomembranes*, Edmonton, pp. 7–12.

Schlosser, F. and Long, N. (1974). "Recent Results in French Research on Reinforced Earth," *Journal of the Construction Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 100, No. CO3, pp. 113–237.

Schlosser, F. and Vidal, H. (1969). "Reinforced Earth" (in French), *Bulletin de Liaison des Laboratoires Routier*, Ponts et Chassées, Paris, France, November, pp. 101–144.

Shukla, S. K. (2015). Personal communication.

Tensar Corporation (1986). Tensar Technical Note. No. TTN:RW1, August.

Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, New York. Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley & Sons, New York.

Transportation Research Board (1995). Transportation Research Circular No. 444, National Research Council, Washington, DC.

U.S. Navy (1982). *Soil Mechanics, Design Manual NAVFAC DM 7.1*, Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command, Alexandria, VA 22332.

Vidal, H. (1966). "La terre Armée," *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publiques*, France, July–August, pp. 888–938.

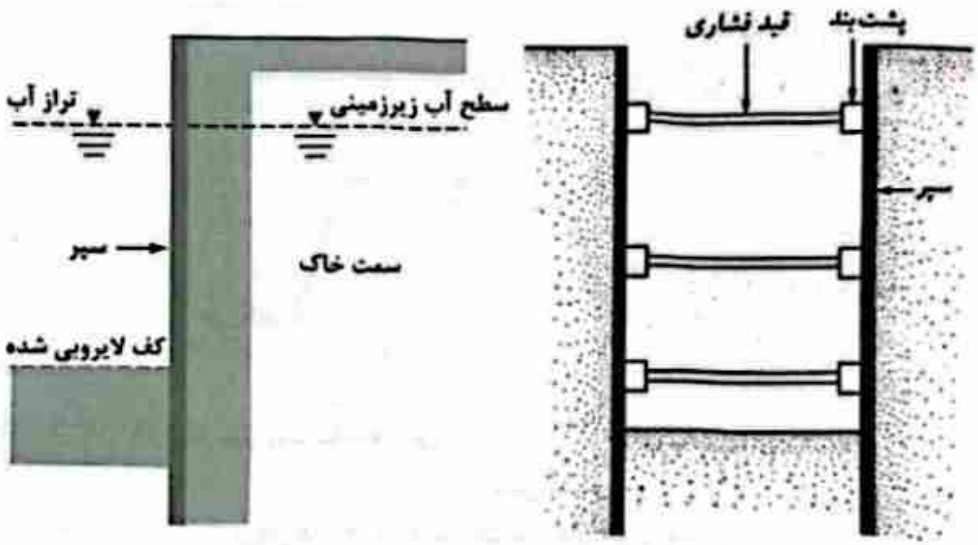
Scanned with CamScanner

فصل هجدهم

سپرها

۱۸-۱- مقدمه

سپرها[1] نوعی دیوار حایل هستند که اغلب برای احداث اسکله‌های دیواری و دیوارهای ساحلی (شکل ۱۸-۱- الف) و یا سازه‌های موقت (نظیر مهاربندی ترانشه‌ها- شکل ۱۸-۱- ب) مورد استفاده قرار می‌گیرند.



(الف) (ب)

شکل ۱۸-۱- مثال‌هایی از موارد کاربرد سپرها. (الف) دیوارهای ساحلی، (ب) سازه‌ی نگهبان ترانشه با جدار قائم (مهاربندی ترانشه)

مزیت سپر بر دیوارهای حایل مورد بحث در فصل قبل، عدم نیاز به تمهیدات خاص در محل اجراست و سپرها حتی داخل آب هم قابل اجرا هستند.

در این فصل اصول طراحی سپرها به عنوان دیوارهای ساحلی و در فصل بعد، اصول طراحی سپرها به عنوان جزیی از سازه‌ی مهاربند خاکبرداری‌های عمیق مورد بحث قرار می‌گیرد.

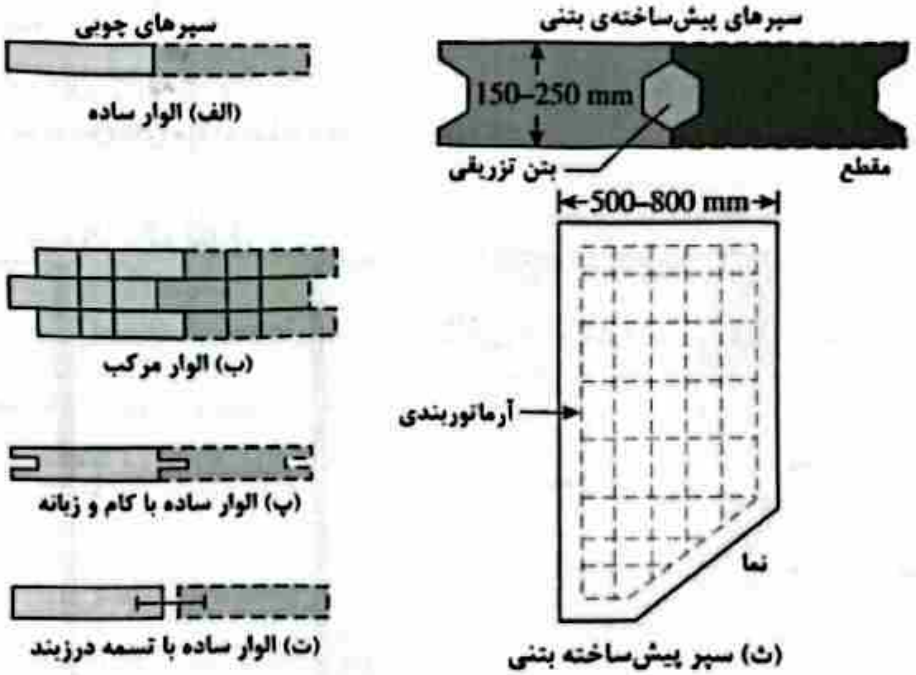
سپرها دارای انواع مختلف هستند که عبارتند از (الف) سپرهای چوبی، (ب) سپرهای بتنی پیش‌ساخته و (پ) سپرهای فولادی. سپرهای آلومینیومی نیز برای حالات خاص ساخته می‌شوند.

---

1 - Sheet pile

Scanned with CamScanner

از سپرهای چوبی فقط در مورد سازه‌های موقت سبک که در بالای سطح آب قرار دارند، استفاده می‌شود. دو نوع سپر چوبی وجود دارد. الوارهای چوبی ساده[1] و الوارهای چوبی مرکب[2]. الوارهای چوبی دارای ابعاد ۳۰۰×۵۰ میلیمتر در مقطع می‌باشند و به صورت لبه‌های مماس بر هم داخل زمین کوبیده می‌شوند (شکل ۱۸-۲- الف). الوارهای چوبی مرکب، از میخ کردن سه الوار ساده به دست می‌آیند که الوار وسطی نسبت به دو الوار دیگر در حدود ۵۰ تا ۷۵ میلیمتر جابه‌جا شده است (شکل ۱۸-۲- ب).



شکل ۱۸-۲- انواع مختلف سپرهای چوبی و بتنی

الوارهای چوبی ساده را می‌توان مطابق شکل ۱۸-۲- پ در لبه‌ها به صورت کام و زبانه درآورد. در شکل ۱۸-۲-ت، جزئیات دیگری از الوارهای چوبی نشان داده شده که در آن در لبه‌های الوار، شیارهایی ایجاد شده که پس از کوبیدن الوارها در زمین، یک قطعه‌ی فولادی در درز بین دو الوار کوبیده می‌شود و درز آنها را می‌بندد.

سپرهای بتنی پیش‌ساخته بسیار سنگین هستند و به منظور مقابله با نیروهای ایجاد شده در آنها در حین حمل و نقل، کوبیدن، و بهره‌برداری، داخل آنها آرماتوربندی (میلگردگذاری) می‌شود. این سپرها دارای عرض ۵۰۰ تا ۸۰۰ میلیمتر و ضخامت ۱۵۰ تا ۲۵۰ میلیمتر در مقطع می‌باشند. در شکل ۱۸-۲- ث مقطع و نمای این سپرها نشان داده شده است.

---

1 - Plank
2 - Wakefield pile

Scanned with CamScanner

سپرهای فولادی آمریکایی دارای ضخامت ۱۰ تا ۱۳ میلیمتر می‌باشند. سپرهای اروپایی نازکتر و عریضتر هستند. نیمرخ سپرهای فولادی ممکن است به صورت Z، عمیق[1]، کم‌عمق[2] و تخت[3] باشند. برای درزبندی و یکپارچگی، لبه‌های نیمرخ‌های فولادی به نحو خاصی به صورت کام و زبانه در می‌آیند. در شکل ۱۸-۳- الف، اتصال کام و زبانه انگشتی[4] و در شکل ۱۸-۳- ب، کام و زبانه‌ی توپی[5] نشان داده شده است.

در جدول ۱۸-۱ مشخصات هندسی سپرهای تولید شده در آمریکا ارائه شده است. تنش مجاز خمشی برای این سپرهای فولادی به قرار زیر می‌باشد:

نوع فولاد	تنش مجاز خمشی (نیوتن بر میلیمتر مربع)
ASTM A-328	170 (≈25,000 lb/in^2)
ASTM A-572	210 (≈30,000 lb/in^2)
ASTM A-690	210 (≈30,000 lb/in^2)



(الف)



(ب)

شکل ۱۸-۳- اتصال سپرهای فولادی در لبه‌ها. (الف) کام و زبانه‌ی انگشتی، (ب) کام و زبانه‌ی توپی

در اشکال ۱۸-۴ و ۱۸-۵، تصاویر واقعی از سپرهای Z جفت شده و سپرکوبی کامل ارائه شده است.



شکل ۱۸-۴- سپرهای Z جفت شده آماده برای کوبیدن



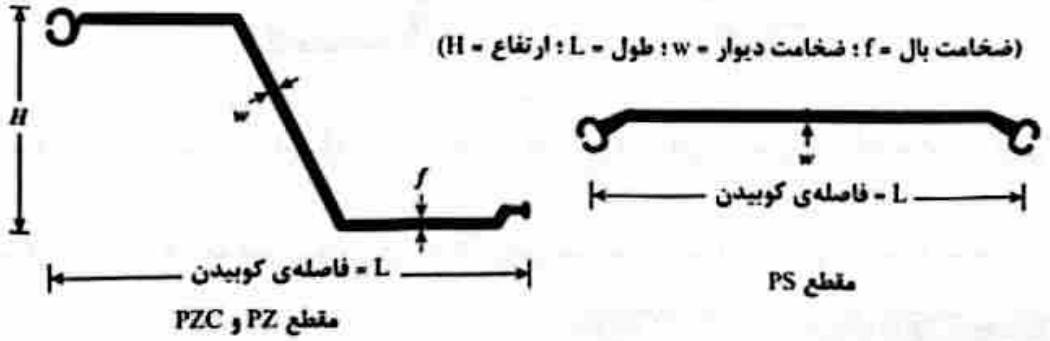
شکل ۱۸-۵- دیوار سپری اجرا شده

1 - Deep arch
2 - Low arch
3 - Straight web
4 - Thumb and finger
5 - Ball and Socket

Scanned with CamScanner

جدول ۱۸-۱- مشخصات سپرهای آمریکایی

نام مقطع	H (mm)	L (mm)	f (mm)	w (mm)	اساس مقطع (m^3/m of wall)	ممان اینرسی (m^4/m of wall)
PZC-12	318.0	708.2	8.51	8.51	120.42×10^{-5}	192.06×10^{-6}
PZC-13	319.0	708.2	9.53	9.53	130.1×10^{-5}	207.63×10^{-6}
PZC-14	320.0	708.2	10.67	10.67	139.78×10^{-5}	225.12×10^{-6}
PZC-17	386.3	635.0	8.51	8.51	166.67×10^{-5}	322.38×10^{-6}
PZC-18	387.4	635.0	9.53	9.53	180.1×10^{-5}	349.01×10^{-6}
PZC-19	388.6	635.0	10.67	10.67	194.07×10^{-5}	377.97×10^{-6}
PZC-26	449.6	708.2	15.24	13.34	260.2×10^{-5}	584.78×10^{-6}
PZ-22	235.0	558.8	9.53	9.53	98.92×10^{-5}	116.2×10^{-6}
PZ-27	307.3	457.2	9.53	9.53	166.66×10^{-5}	255.9×10^{-6}
PZ-35	383.5	575.1	15.37	12.7	262.9×10^{-5}	504.6×10^{-6}
PZ-40	416.6	499.1	15.24	12.7	329.5×10^{-5}	686.7×10^{-6}
PS-27.5	—	500	—	10.16	10.21×10^{-5}	4.1×10^{-6}
PS-31	—	500	—	12.7	10.21×10^{-5}	4.1×10^{-6}



کاربرد سپرهای فولادی راحت است، زیرا قادر به مقاومت در مقابل تنش‌های قابل توجهی در حین کوبیدن می‌باشند. وزن آنها نیز سبک بوده و قابل استفاده مجدد هستند.

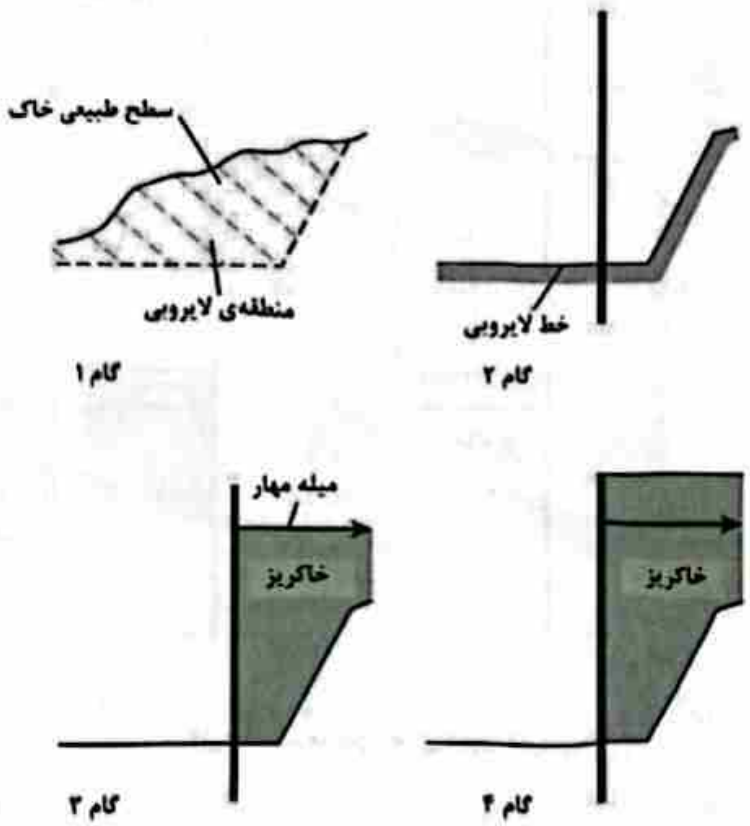
در این فصل عمدتاً کاربرد سپرها در احداث دیوارهای ساحلی مورد بحث قرار می‌گیرد.

۱۸-۲- روش اجرای دیوارهای حایل با سپرکوبی

دیوارهای حایل احداث شده با سپرکوبی به دو دسته‌ی اصلی، (الف) سپرهای طره‌ای[1]، (ب) سپرهای مهار شده[2] تقسیم می‌شوند. سپرهای طره‌ای در این بخش و بخش‌های بعدی و سپرهای مهار شده در بخش ۱۸-۹ مورد بررسی قرار می‌گیرند. احداث دیوارهای حایل با سپرکوبی به دو طریق می‌تواند انجام شود. در

1 - Cantilever sheet pile wall
2 - Anchored sheet pile wall

روش اول سپرها در سمت آب کوبیده شده و پشت آن خاکریزی می‌شود و در روش دوم، سپرها در سمت خاک کوبیده شده و جلوی آن لایروبی می‌شود. در هر حال، خاک مورد استفاده برای خاکریز پشت دیوار، معمولاً دانه‌ای است. خاکی که ریشه‌ی سپر در آن کوبیده شده، ممکن است ماسه‌ای و یا رسی باشد.



شکل ۱۸-۶- مراحل اجرای دیوار خاکریزی شده

تراز زمین در جلوی دیوار (سمت آب)، به تراز یا خط لایروبی[1] معروف است. با توجه به مطالب ارائه شده، دو روش برای احداث دیوارهای سپرکوبی شده وجود دارد:

۱- دیوار خاکریزی شده

۲- دیوار لایروبی شده

مراحل اجرای دیوار خاکریزی شده به قرار زیر است (شکل ۱۸-۶):

گام ۱- لایروبی خاک موجود در جلو و پشت دیوار پیشنهادی.

گام ۲- کوبیدن سپرها.

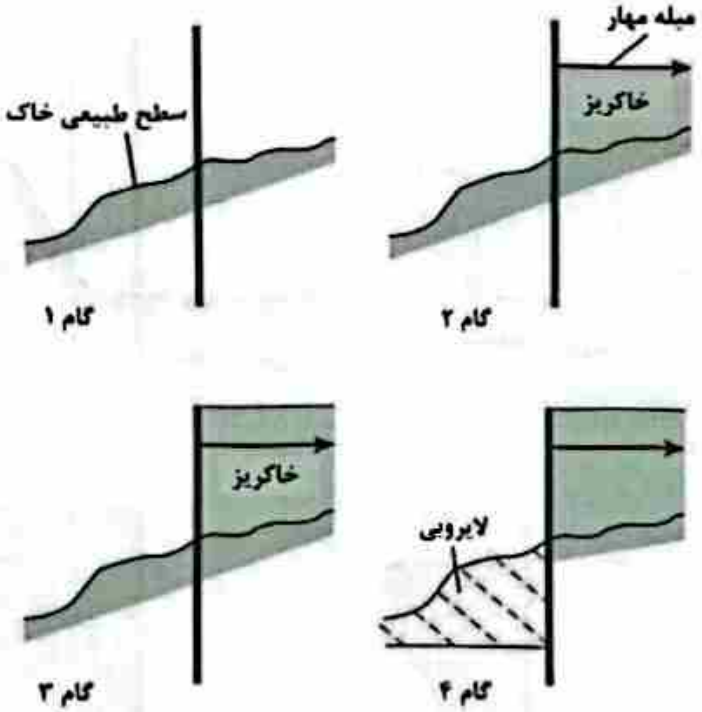
گام ۳- خاکریزی تا تراز مهار دیوار و نصب سیستم مهار

گام ۴- تکمیل خاکریزی تا بالای دیوار

1 - Mud of dredge line

Scanned with CamScanner

برای سپرهای طره‌ای فقط گام‌های ۱، ۲ و ۴ مورد استفاده قرار می‌گیرند.
مراحل اجرای دیوارهای لایروبی شده به قرار زیر است (شکل ۱۸-۷):



شکل ۱۸-۷- مراحل اجرای دیوار لایروبی شده

گام ۱- کوبیدن سپرها
گام ۲- خاکریزی تا تراز مهار و نصب سیستم مهار
گام ۳- خاکریزی تا بالای دیوار
گام ۴- لایروبی جلوی دیوار
برای دیوار طره‌ای گام ۳ لازم نیست.

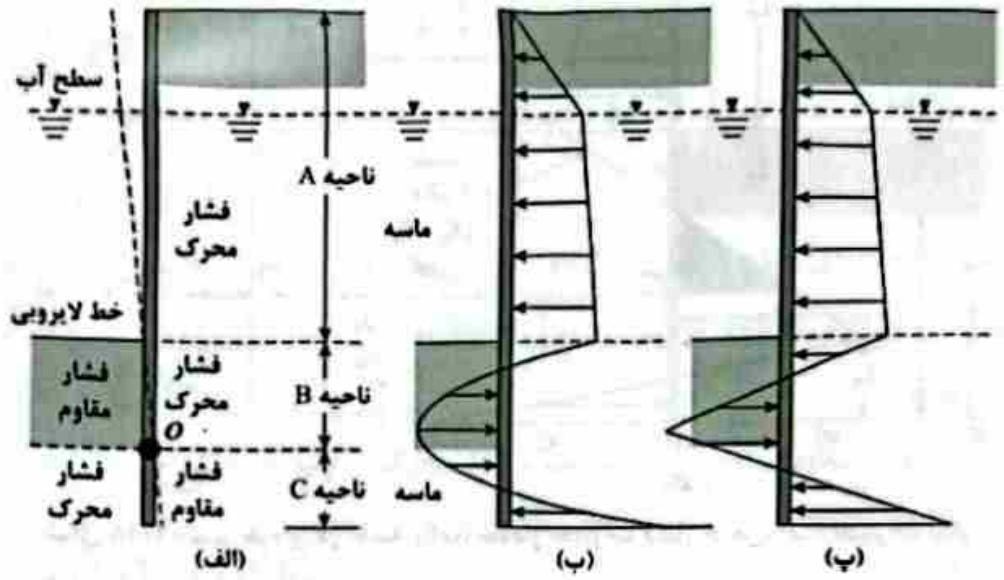
۱۸-۳- سپرهای طره‌ای

سپرهای طره‌ای برای ارتفاعات متوسط، حدود ۶ متر یا کمتر از خط لایروبی، قابل توصیه هستند. در این حالت رفتار دیوار به صورت یک تیر طره‌ای است.

شکل ۱۸-۸ نشان دهنده‌ی رفتار و تغییرشکل جانبی سپر کوبیده شده به لایه‌ی ماسه‌ای در زیر خط لایروبی است. به کمک این شکل می‌توان توزیع فشار جانبی خالص خاک را به روی سپرهای طره‌ای شرح داد. دیوار حول نقطه‌ی O دوران می‌نماید. از آنجایی که در تمام ارتفاع سپر، فشارهای هیدرواستاتیک از دو طرف یکدیگر را خنثی می‌کنند، فقط فشار موثر خاک مورد توجه قرار خواهد گرفت. در ناحیه‌ی A، تنها

Scanned with CamScanner

فشار جانبی موجود، فشار محرک سمت خاکریز است. در ناحیه B به علت تغییرشکل جانبی سپر، از سمت خاک فشار محرک، و از خاک سمت آب، فشار مقاوم وجود خواهد داشت. در ناحیه‌ی C که در زیر نقطه‌ی دوران قرار دارد، شرایط عکس می‌شود. توزیع و فشار خالص واقعی روی سپر مشابه شکل ۱۸-۸- ب است، لیکن برای مقاصد طراحی، این توزیع فشار به صورت شکل ۱۸-۸- پ ساده می‌شود.



شکل ۱۸-۸- سپر طره‌ای نفوذ کرده در ماسه

در بخش‌های بعدی (۱۸-۴ تا ۱۸-۷) رابطه‌سازی ریاضی برای تحلیل سپرهای طره‌ای شرح داده می‌شود. توجه به این نکته لازم است که در بعضی دیوارهای ساحلی، به علت جزر و مد، تراز آب در جلوی سپر دارای نوسان است که در چنین حالتی زمان کافی برای زهکشی و به تعادل رسیدن آب زیرزمینی سمت خاک وجود ندارد. در نتیجه در تعیین تراز آب که روی نمودار فشار موثر تاثیر می‌گذارد، باید دقت کافی به عمل آید.

۱۸-۴- سپرهای طره‌ای در خاک‌های ماسه‌ای (خاک‌های دانه‌ای)

برای حصول روابطی برای تعیین عمق نفوذ سپر کوبیده شده[1] به خاک‌های دانه‌ای، شکل ۱۸-۹- الف را در نظر بگیرید. خاک نگهداری شده توسط سپر در بالای خط لایروبی نیز ماسه‌ای است. تراز سفره‌ی آب در عمق L_1 از بالای دیوار قرار دارد. زاویه‌ی اصطکاک ماسه را ϕ فرض کنید. شدت فشار محرک در عمق $z = L_1$ را می‌توان طبق رابطه‌ی زیر نشان داد:

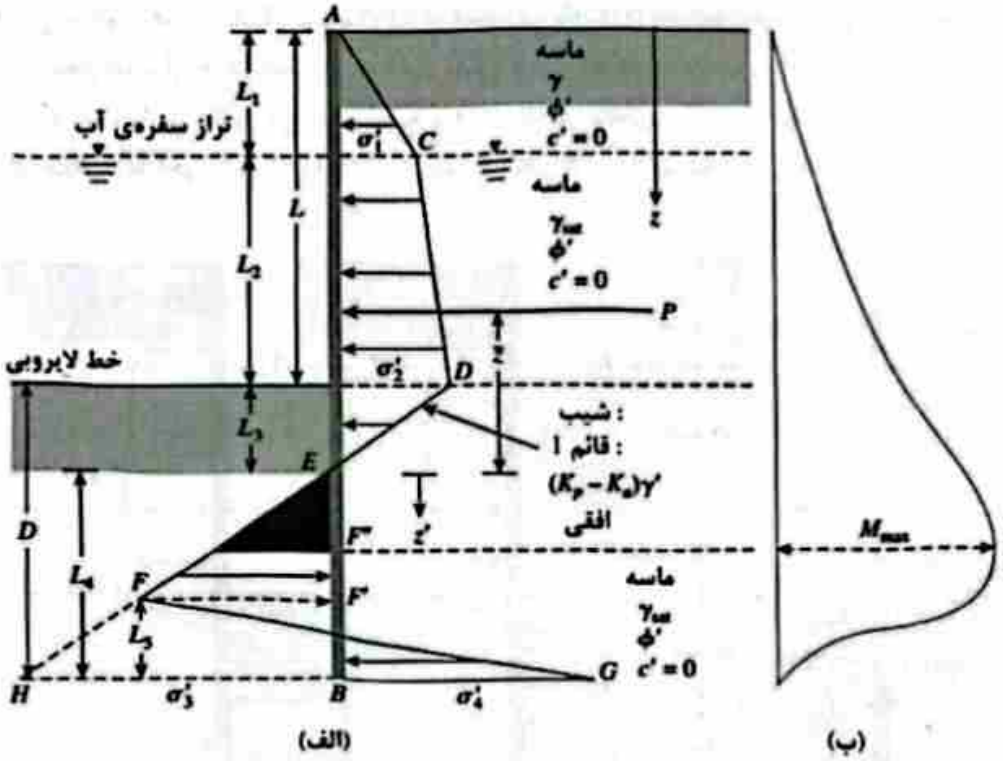
$$\sigma'_1 = \gamma L_1 K_a \qquad (۱-۱۸)$$

که در آن:

K_a = ضریب فشار محرک رانکین = $\dfrac{1-\sin\phi'}{1+\sin\phi'} = \tan^2(45-\phi'/2)$

γ = وزن مخصوص خاک واقع در بالای سفره‌ی آب

1 - Penetrating



شکل ۱۸-۹- سپر طره‌ای در ماسه. (الف) نمودار تغییرات فشار خالص، (ب) تغییرات لنگر

به طور مشابه، شدت فشار محرک در عمق $z = L_1 + L_2$ (تراز خط لایروبی) برابر است با:

$$\sigma'_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a \qquad (۳-۱۸)$$

که در آن γ' وزن مخصوص موثر خاک یعنی $\gamma_{sat} - \gamma_w$ می‌باشد.

توجه شود که در تراز خط لایروبی، فشارهای هیدرواستاتیک از دو طرف با هم مساوی بوده و یکدیگر را خنثی می‌نمایند.

به منظور تعیین فشار جانبی خالص در زیر خط لایروبی تا نقطه‌ی دوران O (شکل ۱۸-۸- الف)، باید فشار مقاوم خاک سمت آب (با جهتی از چپ به راست) و فشار محرک سمت خاک (با جهتی از راست به چپ) در نظر گرفته شود. برای چنین حالتی، با صرفنظر از فشار هیدرواستاتیک از دو طرف دیوار، فشار محرک در عمق z از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$\sigma'_a = \left[\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma'(z - L_1 - L_2)\right] K_a \qquad (۳-۱۸)$$

همچنین فشار مقاوم در عمق z برابر است با:

$$\sigma'_p = \gamma'(z - L_1 - L_2) K_p \qquad (۴-۱۸)$$

که در آن $K_p = \tan^2(45 + \phi'/2)$ ضریب فشار مقاوم رانکین می‌باشد.

با ترکیب روابط ۱۸-۳ و ۱۸-۴، فشار جانبی خالص به صورت زیر به دست می‌آید:

Scanned with CamScanner

$$\sigma' = \sigma'_a - \sigma'_p = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a - \gamma'(z - L_1 - L_2)(K_p - K_a) \quad (۵-۱۸)$$
$$= \sigma'_2 - \gamma'(z - L)(K_p - K_a)$$

که در آن:
$$L = L_1 + L_2$$

حال عمق L_3 که به ازای آن فشار خالص مساي صفر می‌شود، به دست می‌آید:

$$\sigma'_2 - \gamma'(z - L)(K_p - K_a) = 0$$

یا:

$$(z - L) = L_3 = \frac{\sigma'_2}{\gamma'(K_p - K_a)} \quad (۶-۱۸)$$

با استفاده از معادله‌ی قبل، آشکار است که شیب نمودار فشار خالص DEF مساوی ۱ قائم به $\gamma'(K_p - K_a)$ افقی می‌باشد. بنابراین در نمودار فشار داریم:

$$\overline{HB} = \sigma'_3 = L_4(K_p - K_a)\gamma' \quad (۷-۱۸)$$

در پای سپر، فشار مقاوم σ'_p از راست به چپ و فشار محرک از چپ به راست عمل می‌کند. در عمق $z = L+D$ داریم:

$$\sigma'_p = (\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma' D) K_p \quad (۸-۱۸)$$

در همان عمق:

$$\sigma'_a = \gamma' D K_a \quad (۹-۱۸)$$

بنابراین فشار جانبی خالص در ته سپر برابر است با:

$$\sigma'_p - \sigma'_a = \sigma'_4 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_p + \gamma' D(K_p - K_a)$$
$$= (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_p + \gamma' L_3 (K_p - K_a) + \gamma' L_4 (K_p - K_a)$$
$$= \sigma'_5 + \gamma' L_4 (K_p - K_a) \quad (۱۰-۱۸)$$

$$\sigma'_5 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_p + \gamma' L_3 (K_p - K_a) \quad (۱۱-۱۸)$$

که در آن:

$$D = L_3 + L_4 \quad (۱۲-۱۸)$$

برای پایداری دیوار، می‌توان معادلات تعادل ایستایی را نوشت:

Σ (نیروهای افقی برای واحد طول دیوار) = 0

و

Σ (لنگر نیروهای وارد بر واحد طول دیوار نسبت به نقطه‌ی B) = 0

با مشاهده‌ی نمودار فشار، ملاحظه می‌شود که دو مجهول L_4 و L_3 وجود دارد که آنها را می‌توان از معادلات تعادل تعیین نمود. با شامل کردن سطح HBGF در هر دو سمت دیوار، نوشتن معادلات ساده می‌شود.

برای جمع زدن نیروهای افقی داریم:

Scanned with CamScanner

0 = مساحت FHBG + مساحت EFHB – مساحت نمودار فشار ACDE

یا:

$$P-\frac{1}{2}\sigma'_3 L_4+\frac{1}{2}L_5\left(\sigma'_3+\sigma'_4\right)=0 \qquad (۱۸-۱۳)$$

که در آن P مساحت زیر نمودار فشار ACDE می‌باشد.

با گرفتن لنگر تمام نیروها حول نقطه‌ی B به دست می‌آید:

$$P\left(L_4+\bar{z}\right)-\left(\frac{1}{2}L_4\sigma'_3\right)\left(\frac{L_4}{3}\right)+\frac{1}{2}L_5\left(\sigma'_3+\sigma'_4\right)\left(\frac{L_5}{3}\right)=0 \qquad (۱۸-۱۴)$$

از رابطه‌ی ۱۸-۱۳ نتیجه می‌شود:

$$L_5=\frac{\sigma'_3 L_4-2P}{\sigma'_3+\sigma'_4} \qquad (۱۸-۱۵)$$

با ترکیب روابط ۱۸-۷، ۱۸-۱۰، ۱۸-۱۴ و ۱۸-۱۵ و ساده کردن آنها معادله‌ی درجه‌ی چهارم زیر به دست می‌آید:

$$L_4^4+A_1L_4^3-A_2L_4^2-A_3L_4-A_4=0 \qquad (۱۸-۱۶)$$

که در آن:

$$A_1=\frac{\sigma'_5}{\gamma'\left(K_p-K_a\right)} \qquad (۱۸-۱۷)$$

$$A_2=\frac{8P}{\gamma'\left(K_p-K_a\right)} \qquad (۱۸-۱۸)$$

$$A_3=\frac{6P\left[2\bar{z}\gamma'\left(K_p-K_a\right)+\sigma'_5\right]}{\gamma'^2\left(K_p-K_a\right)^2} \qquad (۱۸-۱۹)$$

$$A_4=\frac{P\left[6\bar{z}\sigma'_5+4P\right]}{\gamma'^2\left(K_p-K_a\right)^2} \qquad (۱۸-۲۰)$$

روش گام به گام برای تعیین نمودار فشار

بر پایه‌ی تئوری قبل، روش گام به گام تعیین نمودار فشار برای سپر قائم که در خاک دانه‌ای فرورفته، به شرح زیر می‌باشد:

گام ۱. مقادیر K_a و K_p را محاسبه نمایید.

گام ۲. از رابطه‌ی ۱۸-۱ مقدار σ'_1 و از رابطه‌ی ۱۸-۲ مقدار σ'_2 را محاسبه نمایید. توجه شود که مقادیر L_1 و L_2 معلوم است.

گام ۳. از رابطه‌ی ۱۸-۶ مقدار L_3 را محاسبه نمایید.

Scanned with CamScanner

گام ۴. P را محاسبه نمایید.
گام ۵. با لنگرگیری حول نقطه‌ی E، مقدار $\bar{z}$ یعنی مرکز فشار سطح ACDE را محاسبه نمایید.
گام ۶. از رابطه‌ی ۱۸-۱۱ مقدار σ'_5 را محاسبه کنید.
گام ۷. از روابط ۱۸-۱۷ تا ۱۸-۲۰، مقادیر A_1، A_2، A_3 و A_4 را محاسبه کنید.
گام ۸. با استفاده از آزمون و خطا، رابطه‌ی ۱۸-۱۶ را برای تعیین L_4 حل نمایید.
گام ۹. با استفاده از رابطه‌ی ۱۸-۱۰، مقدار σ'_4 را محاسبه کنید.
گام ۱۰. با استفاده از رابطه‌ی ۱۸-۷، مقدار σ'_3 را محاسبه نمایید.
گام ۱۱. از رابطه‌ی ۱۸-۱۵، L_3 را تعیین نمایید.
گام ۱۲. حال می‌توان مطابق شکل ۱۸-۹- الف نمودار فشار را رسم نمود.
گام ۱۳. عمق نفوذ تئوریک یعنی حاصل جمعی L_4+L_3 را محاسبه نمایید. عمق واقعی نفوذ، حدود ۲۰ تا ۳۰ درصد بزرگتر از عمق تئوریک منظور می‌شود (رابطه‌ی ۱۸-۱۲).

توجه: بعضی طراحان ترجیح می‌دهند که در شروع کار، ضریب اطمینانی بر ضریب فشار مقاوم خاک اعمال نمایند. در چنین حالتی در گام ۱ می‌توان نوشت:

$$K_{p(design)} = \frac{K_p}{FS}$$

که در آن FS ضریب اطمینان بین ۱/۵ تا ۲ می‌باشد.

در این حالت گام‌های ۱ تا ۱۲ با $K_a = \tan^2(45-\phi'/2)$ و $K_{p(design)}$ (به جای K_p) دنبال می‌شود. طول واقعی نفوذ را می‌توان با جمع کردن L_3 از گام ۳ و L_4 از گام ۸ تعیین نمود.

محاسبه‌ی لنگر خمشی حداکثر

نمودار تغییرات لنگر خمشی سپر طره‌ای در شکل ۱۸-۹- ب نشان داده شده است. حداکثر لنگر بین نقاط E و F' رخ می‌دهد. برای تعیین لنگر حداکثر (M_{max}) بر واحد طول دیوار، باید نقطه‌ی برش صفر به دست آید. با انتخاب محور z' با مبدا E، برای نقطه‌ی برش صفر داریم:

$$P = \frac{1}{2}(z')^2(K_p - K_a)\gamma'$$

$$z' = \sqrt{\frac{2P}{(K_p - K_a)\gamma'}} \qquad (۱۸-۲۱)$$

با تعیین نقطه‌ی برش صفر (نقطه‌ی F' در شکل ۱۸-۹-الف)، مقدار لنگر خمشی حداکثر را می‌توان به صورت زیر تعیین نمود:

$$M_{max} = P(\bar{z}+z') - \left[\frac{1}{2}\gamma' z'^2(K_p - K_a)\right]\left(\frac{1}{3}\right)z' \qquad (۱۸-۲۲)$$

با داشتن لنگر خمشی حداکثر و انتخاب تنش مجاز مناسب، اساس مقطع لازم برای سپر از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

Scanned with CamScanner

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{all}} \qquad (۱۸-۲۳)$$

S= اساس مقطع لازم برای سپر در واحد طول

σ_{all} = تنش مجاز خمشی سپر

با توجه به اساس مقطع به دست آمده، نوع سپر از کاتالوگ‌های سازندگان به دست می‌آید.

مثال ۱۸-۱

مطابق شکل ۱۸-۱۰، سپر طره‌ای در خاک دانه‌ای کوبیده شده است. داریم:

$$L_1 = 2m\ ,\ L_2 = 3m$$

همچنین مشخصات خاک دانه‌ای به قرار زیر است:

$$\phi' = 32°$$

$$c' = 0$$

$$\gamma = 15.9 kN/m^3$$

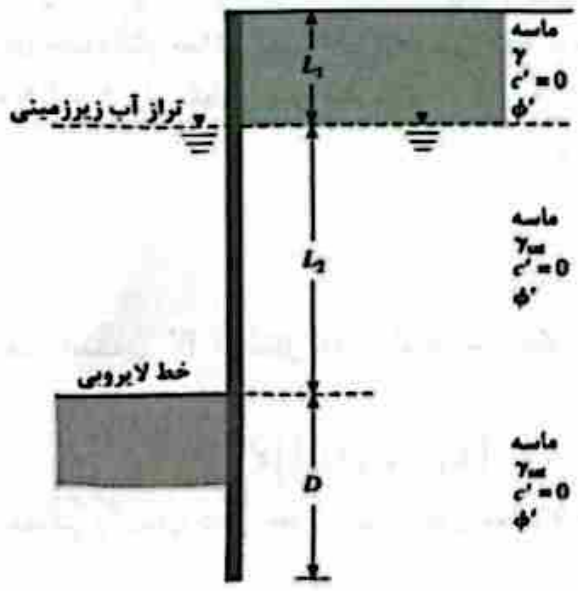
$$\gamma_{sat} = 19.33 kN/m^3$$

با انجام محاسبات لازم مطلوبست تعیین (الف) عمق نفوذ تئوریک، (ب) عمق عملی و (پ) حداقل اساس مقطع سپر. با توجه به جدول ۱۸-۱ نیمرخ سپر را تعیین کنید. تنش خمشی مجاز $\sigma_{all} = 172 N/mm^2$ می‌باشد.

حل:

با استفاده از روش گام به گام ارائه شده در بخش ۱۸-۴ و شکل ۱۸-۹- الف داریم:

قسمت الف



شکل ۱۸-۱۰- مربوط به مثال ۱۸-۱

Scanned with CamScanner

کمیت موردنظر	رابطه	محاسبات
K_a	—	$\tan^2\left(45-\frac{\phi'}{2}\right)=\tan^2\left(45-\frac{32}{2}\right)=0.307$
K_p	—	$\tan^2\left(45+\frac{\phi'}{2}\right)=\tan^2\left(45+\frac{32}{2}\right)=3.25$
σ_1'	۱-۱۸	$\gamma L_1 K_a=(15.9)(2)(0.307)=9.763\,\text{kN/m}^2$
σ_2'	۲-۱۸	$(\gamma L_1+\gamma' L_2)K_a=\left[(15.9)(2)+(19.33-9.81)(3)\right](0.307)=18.53\,\text{kN/m}^2$
L_3	۶-۱۸	$\frac{\sigma_2'}{\gamma'\left(K_p-K_a\right)}=\frac{18.53}{(19.33-9.81)(3.25-0.307)}=0.66\,\text{m}$
P	—	$\frac{1}{2}\sigma_1' L_1+\sigma_1' L_2+\frac{1}{2}(\sigma_2'-\sigma_1')L_2+\frac{1}{2}\sigma_2' L_3$ $=\left(\frac{1}{2}\right)(9.763)(2)+(9.763)(3)+\left(\frac{1}{2}\right)(18.53-9.763)(3)$ $+\left(\frac{1}{2}\right)(18.53)(0.66)$ $=9.763+29.289+13.151+6.115=58.32\,\text{kN/m}$
$\bar{z}$	—	$\frac{\Sigma M_E}{P}=\frac{1}{58.32}\left[\begin{matrix}9.763(0.66+3+\frac{3}{2})+29.289(0.66+\frac{3}{2})\\+13.151(0.66+\frac{3}{3})+6.115(0.66\times\frac{2}{3})\end{matrix}\right]=2.23\,\text{m}$
σ_5'	۱۱-۱۸	$(\gamma L_1+\gamma' L_2)K_p+\gamma' L_3(K_p-K_a)=[(15.9)(2)+(19.33-9.81)(3)](3.25)$ $+(19.33-9.81)(0.66)(3.25$ $-0.307)=214.66\,\text{kN/m}^2$
A_1	۱۷-۱۸	$\frac{\sigma_5'}{\gamma'(K_p-K_a)}=\frac{214.66}{(19.33-9.81)(3.25-0.307)}=7.66\,\text{m}$
A_2	۱۸-۱۸	$\frac{8P}{\gamma'(K_p-K_a)}=\frac{(8)(58.32)}{(19.33-9.81)(3.25-0.307)}=16.65\ \text{m}^2$
A_3	۱۹-۱۸	$\frac{6P[2\bar{z}\gamma'(K_p-K_a)+\sigma_5']}{\gamma'^2(K_p-K_a)^2}$ $=\frac{(6)(58.32)[(2)(2.23)(19.33-9.81)(3.25-0.307)+214.66]}{(19.33-9.81)^2(3.25-0.307)^2}$ $=151.93\ \text{m}^3$
A_4	۲۰-۱۸	$\frac{P(6\bar{z}\sigma_5'+4P)}{\gamma'^2(K_p-K_a)^2}=\frac{58.32[(6)(2.23)(214.66)+(4)(58.32)]}{(19.33-9.81)^2(3.25-0.307)^2}$ $=230.72\ \text{m}^4$
L_4	۱۶-۱۸	$L_4^4+A_1L_4^3-A_2L_4^2-A_3L_4-A_4=0$ $L_4^4+7.66L_4^3-16.65L_4^2-151.93L_4-230.72=0;\ L_4\approx 4.8\,\text{m}$

Scanned with CamScanner

بنابراین عمق نفوذ تئوریک (نظری) برابر است با:

$$D_{\text{تئوری}} = L_3 + L_4 = 0.66 + 4.8 = 5.46\,\text{m}$$

قسمت ب

طول کل سپر

$$L_1 + L_2 + 1.3(L_3 + L_4) = 2 + 3 + 1.3(5.46) = 12.1\,\text{m}$$

قسمت پ

کمیت موردنظر	رابطه	محاسبات
z'	۱۸-۲۱	$\sqrt{\frac{2P}{(K_p - K_a)\gamma'}} = \sqrt{\frac{(2)(58.32)}{(3.25 - 0.307)(19.33 - 9.81)}} = 2.04\,\text{m}$
M_{max}	۱۸-۲۲	$P(\bar{z} + z') - \left[\frac{1}{2}\gamma' z'^2 (K_p - K_a)\right]\frac{z'}{3} = (58.32)(2.23 + 2.04)$ $-\left[\left(\frac{1}{2}\right)(19.33 - 9.81)(2.04)^2(3.25 - 0.307)\right]\frac{2.04}{3}$ $= 209.39\,\text{kN}\cdot\text{m/m}$
S	۱۸-۲۹	$\frac{M_{max}}{\sigma_{all}} = \frac{209.39 \times 10^6}{172} = 1.217 \times 10^6\,\text{mm}^3/\text{m}$
جدول ۱۸-۱ ⇒ PS-31.		

۱۸-۵- حالات خاصی از سپرهای طره‌ای در خاک‌های ماسه‌ای

در این بخش دو حالت خاص از رابطه‌سازی‌های بخش ۱۸-۳ ارائه می‌شود.

حالت ۱- سپر طره‌ای در خاک ماسه‌ای خشک

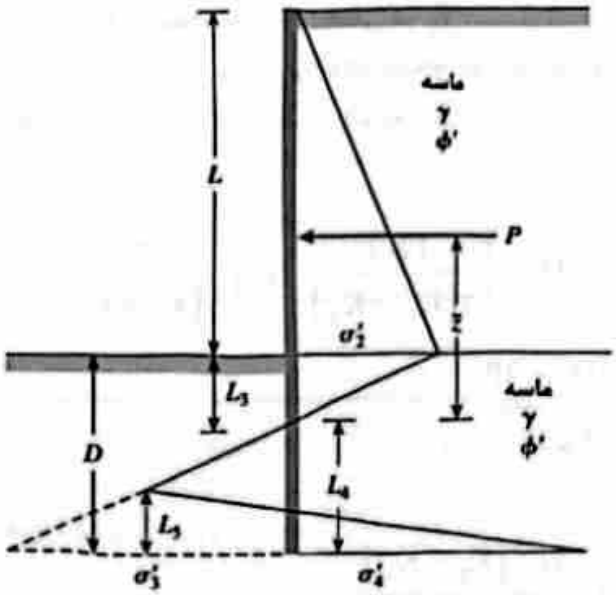
در غیاب سفره‌ی آب، نمودار فشار خالص وارد بر سپر طره‌ای مطابق شکل ۱۸-۱۱ خواهد بود که حالت اصلاح شده‌ای از شکل ۱۸-۹ است. برای این شکل داریم:

$$\sigma'_2 = \gamma L K_a \qquad (۱۸-۲۴)$$

$$\sigma'_3 = L_4(K_p - K_a)\gamma \qquad (۱۸-۲۵)$$

$$\sigma'_4 = \sigma'_5 + \gamma L_4(K_p - K_a) \qquad (۱۸-۲۶)$$

Scanned with CamScanner



شکل ۱۸-۱۱- سپر طره‌ای در خاک ماسه‌ای بدون وجود سفره‌ی آب

$$\sigma'_5 = \gamma L K_p + \gamma L_3 \left(K_p - K_a\right) \qquad (۱۸-۲۷)$$

$$L_3 = \frac{\sigma'_2}{\gamma\left(K_p - K_a\right)} = \frac{LK_a}{\left(K_p - K_a\right)} \qquad (۱۸-۲۸)$$

$$P = \frac{1}{2}\sigma'_2 L + \frac{1}{2}\sigma'_2 L_3 \qquad (۱۸-۲۹)$$

$$\bar{z} = L_3 + \frac{L}{3} = \frac{LK_a}{K_p - K_a} + \frac{L}{3} = \frac{L\left(2K_a + K_p\right)}{3\left(K_p - K_a\right)} \qquad (۱۸-۳۰)$$

برای این حالت خاص، رابطه‌ی ۱۸-۱۶ به شکل زیر درمی‌آید:

$$L_4^4 + A'_1 L_4^3 - A'_2 L_4^2 - A'_3 L_4 - A'_4 = 0 \qquad (۱۸-۳۱)$$

که در آن:

$$A'_1 = \frac{\sigma'_5}{\gamma\left(K_p - K_a\right)} \qquad (۱۸-۳۲)$$

$$A'_2 = \frac{8P}{\gamma\left(K_p - K_a\right)} \qquad (۱۸-۳۳)$$

$$A'_3 = \frac{6P\left[2\bar{z}\gamma\left(K_p - K_a\right) + \sigma'_5\right]}{\gamma^2\left(K_p - K_a\right)^2} \qquad (۱۸-۳۴)$$

$$A'_4 = \frac{P\left(6\bar{z}\sigma'_5 + 4P\right)}{\gamma^2\left(K_p - K_a\right)^2} \qquad (۱۸-۳۵)$$

Scanned with CamScanner

حالت ۲- سپر طره آزاد در خاک ماسه‌ای با نیروی خطی در بالا

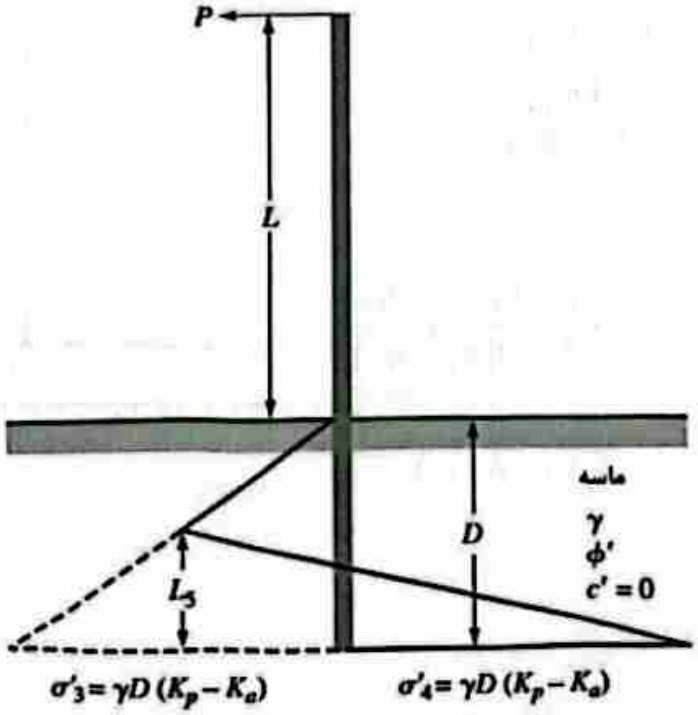
شکل ۱۸-۱۲ سپر طره آزادی را نشان می‌دهد که در خاک ماسه‌ای کوبیده شده و بار خطی به شدت P بر واحد طول در بالای آن قرار دارد. برای این حالت داریم: (توجه شود در این حالت فشار جانبی خاک وجود ندارد.)

$$D^4-\left[\frac{8P}{\gamma\left(K_p-K_a\right)}\right]D^2-\left[\frac{12PL}{\gamma\left(K_p-K_a\right)}\right]D-\left[\frac{2P}{\gamma\left(K_p-K_a\right)}\right]^2=0 \qquad (۳۶-۱۸)$$

$$L_5=\frac{\gamma\left(K_p-K_a\right)D^2-2P}{2D\left(K_p-K_a\right)\gamma} \qquad (۳۷-۱۸)$$

و

$$M_{max}=P\left(L+z'\right)-\frac{\gamma z'^3\left(K_p-K_a\right)}{6} \qquad (۳۸-۱۸)$$



شکل ۱۸-۱۲- سپر طره آزاد فرورفته در خاک ماسه‌ای با بار خطی در بالای دیوار

$$z'=\sqrt{\frac{2P}{\gamma\left(K_p-K_a\right)}} \qquad (۳۹-۱۸)$$

روابط ۱۸-۳۷ تا ۱۸-۳۹ به قوت خود باقی هستند.

Scanned with CamScanner

مثال ۱۸-۲

قسمت الف و ب مثال ۱۸-۱ را با فرض عدم وجود آب زیرزمینی حل کنید:

$\gamma = 15.9\,kN/m^3$, $\phi' = 32°$

$L = 5m$

حل:

قسمت الف:

کمیت موردنظر	رابطه	محاسبات
K_a	—	$\tan^2\left(45-\frac{\phi'}{2}\right)=\tan^2\left(45-\frac{32}{2}\right)=0.307$
K_p	—	$\tan^2\left(45+\frac{\phi'}{2}\right)=\tan^2\left(45+\frac{32}{2}\right)=3.25$
σ'_2	۲۶-۱۸	$\gamma L K_a=(15.9)(5)(0.307)=24.41 kN/m^2$
L_3	۲۸-۱۸	$\frac{LK_a}{K_p-K_a}=\frac{(5)(0.307)}{3.25-0.307}=0.521m$
σ'_5	۲۷-۱۸	$\gamma L K_p+\gamma L_3(K_p-K_a)=(15.9)(5)(3.25)+(15.9)(0.521)(3.25-0.307)$ $=282.76\ kN/m^2$
P	۲۹-۱۸	$\frac{1}{2}\sigma'_2 L+\frac{1}{2}\sigma'_2 L_3=\frac{1}{2}\sigma'_2(L+L_3)=\left(\frac{1}{2}\right)(24.41)(5+0.521)=67.38kN/m$
$\bar{z}$	۳۰-۱۸	$\frac{L(2K_a-K_p)}{3(K_p-K_a)}=\frac{5[(2)(0.307)+3.25]}{3(3.25-0.307)}=2.188m$
A'_1	۳۲-۱۸	$\frac{\sigma'_5}{\gamma(K_p-K_a)}=\frac{282.76}{(15.9)(3.25-0.307)}=6.04m$
A'_2	۳۳-۱۸	$\frac{8P}{\gamma(K_p-K_a)}=\frac{(8)(67.38)}{(15.9)(3.25-0.307)}=11.52m^2$
A'_3	۳۴-۱۸	$\frac{6P\left[2\bar{z}\gamma(K_p-K_a)+\sigma'_5\right]}{\gamma^2(K_p-K_a)^2}$ $=\frac{(6)(67.38)[(2)(2.188)(15.9)(3.25-0.307)+282.76]}{(15.9)^2(3.25-0.307)^2}=90.01m^3$
A'_4	۳۵-۱۸	$\frac{P(6\bar{z}\sigma'_5+4P)}{\gamma^2(K_p-K_a)^2}=\frac{(67.38)[(6)(2.188)(282.76)+(4)(67.38)]}{(15.9)^2(3.25-0.307)^2}=122.52m^4$
L_4	۳۱-۱۸	$L_4^4+A'_1L_4^3-A'_2L_4^2-A'_3L_4-A'_4=0$ $L_4^4+6.04L_4^3-11.52L_4^2-90.01L_4-122.52=0;\ L_4\approx 4.1m$

Scanned with CamScanner

$$D_{\text{تئوری}} = L_3 + L_4 = 0.521 + 4.1 \approx 4.7\,\text{m}$$

قسمت ب:

$$\text{طول کل} = L + 1.3\,(D_{\text{تئوری}}) = 5 + 1.3(4.7) = 11.11\,\text{m}$$

مثال ۱۸-۳

با مراجعه به شکل ۱۸-۱۲ داریم:

$$L = 5\text{m}\ ,\ \gamma = 17.3\text{kN/m}^3\ ,\ \phi' = 30^\circ\ ,\ P = 30\text{kN/m}$$

مطلوبست تعیین:

(الف) عمق نفوذ D

(ب) لنگر حداکثر M_{max}

حل:

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) = \tan^2\left(45 + \frac{30}{2}\right) = 3$$

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) = \frac{1}{3}$$

$$K_p - K_a = 3 - 0.333 = 2.667$$

قسمت الف:

از رابطه‌ی ۱۸-۳۶ داریم:

$$D^4 - \left[\frac{8P}{\gamma(K_p - K_a)}\right]D^2 - \left[\frac{12PL}{\gamma(K_p - K_a)}\right]D - \left[\frac{2P}{\gamma(K_p - K_a)}\right]^2 = 0$$

و

$$\frac{8P}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{(8)(30)}{(17.3)(2.667)} = 5.2$$

$$\frac{12PL}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{(12)(30)(5)}{(17.3)(2.667)} = 39.0$$

$$\frac{2P}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{(2)(30)}{(17.3)(2.667)} = 1.3$$

در نتیجه:

$$D^4 - 5.2D^2 - 39D - (1.3)^2 = 0$$

$$D \approx 4\,\text{m}$$

Scanned with CamScanner

قسمت ب:

از رابطه ۱۸-۳۹ داریم:

$$z' = \sqrt{\frac{2P}{\gamma\left(K_p - K_a\right)}} = \sqrt{\frac{(2)(30)}{(17.3)(2.667)}} = 1.14\,m$$

از رابطه‌ی ۱۸-۳۸ می‌توان نوشت:

$$M_{max} = P\left(L + z'\right) - \frac{\gamma z'^3\left(K_p - K_a\right)}{6}$$

$$= (30)(5 + 1.14) - \frac{(17.3)(1.14)^3(2.667)}{6}$$

$$= 184.2 - 11.39 \approx 173\,kN.m/m$$

۱۸-۶- سپرهای طره‌ای با پای مدفون در خاک‌های رسی

در عمل موارد متعددی پیش می‌آید که در آن سپرها لازمست به یک لایه‌ی رسی که دارای چسبندگی زهکشی نشده‌ی c (مفهوم $\phi = 0$) می‌باشد، کوبیده شود. در این حالت نمودار فشار خالص، مقداری با نمودار نشان داده شده در شکل ۱۸-۹- الف متفاوت خواهد بود. شکل ۱۸-۱۳ سپر طره‌ای را نشان می‌دهد که به لایه رسی کوبیده شده و خاکریز پشت آن در بالای خط لایروبی، دانه‌ای است. تراز سفره آب نیز در عمق L_1 از بالای دیوار قرار دارد. همانند گذشته با استفاده از روابط ۱۸-۱ و ۱۸-۲، می‌توان فشارهای خالص σ'_1 و σ'_2 و در نتیجه نمودار توزیع فشار را در بالای خط لایروبی تعیین نمود.

نمودار فشار خالص در پایین خط لایروبی به صورت زیر رسم می‌شود:

در عمق دلخواه z که بزرگتر از $L_1 + L_2$ بوده و در بالای نقطه‌ی دوران O (نقطه‌ی O در شکل ۱۸-۸-الف دیده می‌شود) قرار دارد، فشار محرک p_a که از راست به چپ عمل می‌نماید، برابر است با:

$$\sigma_a = \left[\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma_{sat}\left(z - L_1 - L_2\right)\right] - 2c \qquad (۱۸-۴۰)$$

به طور مشابه، فشار مقاوم که از چپ به راست عمل می‌نماید، برابر است با:

$$\sigma_p = \gamma_{sat}\left(z - L_1 - L_2\right) + 2c \qquad (۱۸-۴۱)$$

بنابراین فشار خالص برابر است با:

$$\sigma_6 = \sigma_p - \sigma_a = \left[\gamma_{sat}\left(z - L_1 - L_2\right) + 2c\right]$$
$$- \left[\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma_{sat}\left(z - L_1 - L_2\right)\right] + 2c \qquad (۱۸-۴۲)$$
$$= 4c - \left(\gamma L_1 + \gamma' L_2\right)$$

در پایین سپر، فشار مقاوم از راست به چپ برابر است با:

$$\sigma_p = \left(\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma_{sat} D\right) + 2c \qquad (۱۸-۴۳)$$

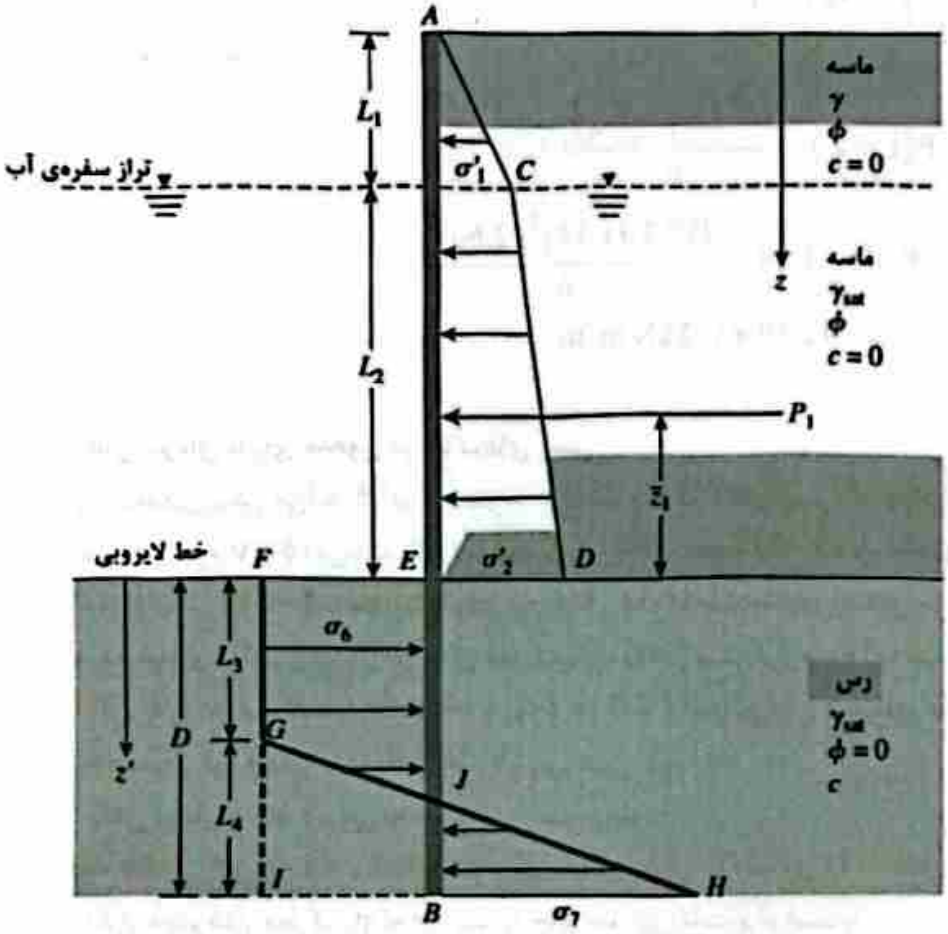
به طور مشابه، فشار محرک از چپ به راست برابر است با:

Scanned with CamScanner

$$\sigma_p = \gamma_{sat} D - 2c \qquad (۴۴-۱۸)$$

بنابراین فشار خالص برابر می‌شود با:

$$\sigma_7 = \sigma_p - \sigma_a = 4c + (\gamma L_1 + \gamma' L_2) \qquad (۴۵-۱۸)$$



شکل ۱۸-۱۳- سپر طره‌ای با پای مدفون در رس

تعادل نیروهای افقی یعنی $\sum F_H = 0$ ایجاب می‌کند که در نمودار فشار، مساحت ACDE منهای مساحت EFIB، به علاوه‌ی مساحت GIH مساوی صفر باشد. یا:

$$P_1 - \left[4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)\right] D + \frac{1}{2} L_4 \left[4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) + 4c + (\gamma L_1 + \gamma' L_2)\right] = 0$$

که در آن P_1 مساحت سطح ACDE می‌باشد.

با ساده کردن رابطه‌ی فوق به دست می‌آید:

$$L_4 = \frac{D\left[4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)\right] - P_1}{4c} \qquad (۴۶-۱۸)$$

Scanned with CamScanner

با نوشتن معادل تعادل لنگر $\Sigma M_B = 0$ به دست می‌آید:

$$P_1(D+\bar{z}_1)-\left[4c-(\gamma L_1+\gamma' L_2)\right]\frac{D^2}{2}+\frac{1}{2}L_4(8c)\left(\frac{L_4}{3}\right)=0 \qquad (۱۸-۴۷)$$

که در آن $\bar{z}_1$ فاصله‌ی مرکز فشار سطح ACDE از تراز خط لایروبی می‌باشد.

با ترکیب روابط ۱۸-۴۶ و ۱۸-۴۷ به دست می‌آید:

$$D^2\left[4c-(\gamma L_1+\gamma' L_2)\right]-2DP_1-\frac{P_1(P_1+12c\bar{z}_1)}{(\gamma L_1+\gamma' L_2)+2c}=0 \qquad (۱۸-۴۸)$$

با حل رابطه‌ی فوق برای D، عمق نفوذ تئوریک در لایه‌ی رسی برای سپر به دست می‌آید.

روش گام به گام برای تعیین نمودار فشار

گام ۱- محاسبه‌ی ضریب فشار جانبی $K_a = \tan^2(45-\phi'/2)$ برای خاکریز دانه‌ای

گام ۲- محاسبه‌ی فشارهای σ'_1 و σ'_2 از روابط ۱۸-۱ و ۱۸-۲.

گام ۳- محاسبه‌ی P_1 و $\bar{z}_1$

گام ۴- محاسبه‌ی مقدار تئوریک D از رابطه‌ی ۱۸-۴۸

گام ۵- محاسبه‌ی L_4 با استفاده از رابطه‌ی ۱۸-۴۶

گام ۶- محاسبه‌ی مقادیر σ_6 و σ_7 از روابط ۱۸-۴۲ و ۱۸-۴۵

گام ۷- رسم نمودار توزیع فشار خالص مطابق شکل ۱۸-۱۳

گام ۸- تعیین عمق نفوذ واقعی

D (واقعی) = 1.4 تا 1.6D (تئوری)

لنگر خمشی حداکثر

مطابق شکل ۱۸-۱۳، نقطه‌ی برش صفر یا حداکثر لنگر خمشی، در ناحیه‌ی زیر قرار دارد:

$$L_1+L_2<z<L_1+L_2+L_3$$

با استفاده از مختصات جدید $z'(z'=0$ در تراز لایروبی)، شرط صفر بودن برش را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$P_1-\sigma_6 z'=0$$

یا:

$$z'=\frac{P_1}{\sigma_6} \qquad (۱۸-۴۹)$$

حال می‌توان مقدار لنگر خمشی حداکثر را تعیین نمود:

$$M_{max}=P_1(z'+\bar{z}_1)-\frac{\sigma_6 z'^2}{2} \qquad (۱۸-۵۰)$$

Scanned with CamScanner

با داشتن لنگر خمشی حداکثر، اساس مقطع لازم را می‌توان از رابطه‌ی ۱۸-۲۳ تعیین نمود.

مثال ۱۸-۴

برای دیوار سپری نشان داده شده در شکل ۱۸-۴، مطلوبست تعیین:

(الف) عمق نفوذ تئوریک و واقعی با فرض (نظری) D = 1.5D (واقعی)

(ب) اساس مقطع و نیمرخ لازم

$$\sigma_{all} = 172.5\ N/mm^2$$

حل:

با دنبال کردن روش گام به گام بخش ۱۸-۶ داریم:

گام ۱:

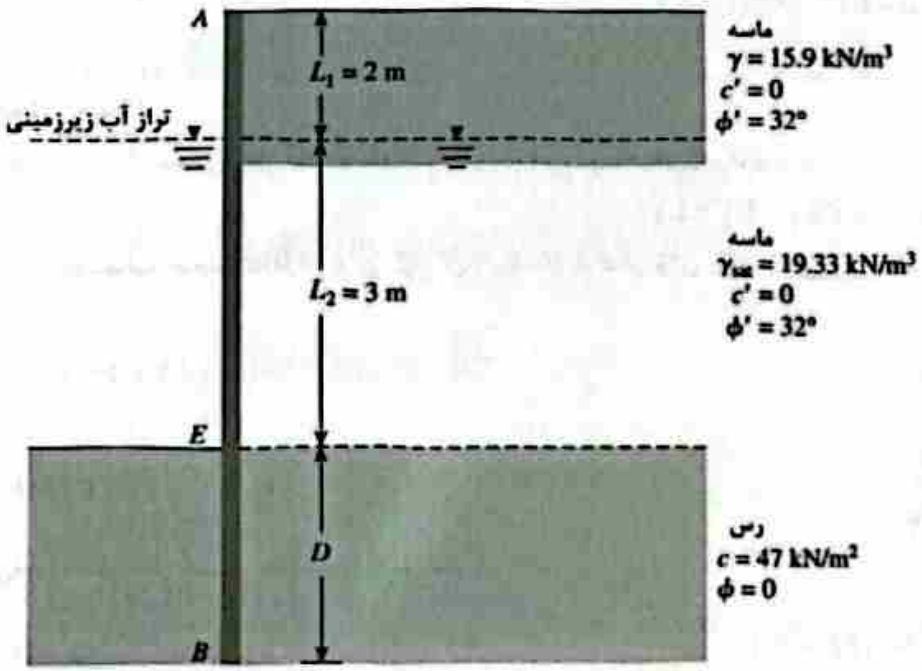
$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{32}{2}\right) = 0.307$$

گام ۲:

$$\sigma_1' = \gamma L_1 K_a = (15.9)(2)(0.307) = 9.763\,kN/m^2$$

$$\sigma_2' = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a = \left[(15.9)(2) + (19.33 - 9.81)3\right](0.307)$$

$$= 18.53\,kN/m^2$$



شکل ۱۸-۱۴- سپر طره‌ای کوبیده شده در رس اشباع

گام ۳: با توجه به نمودار فشار خالص شکل ۱۸-۱۳ داریم:

$$P_1 = \frac{1}{2}\sigma'_1 L_1 + \sigma'_1 L_2 + \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1)L_2$$
$$= 9.763 + 29.289 + 13.151 = 52.5\,\text{kN/m}$$

و

$$\bar{z}_1 = \frac{1}{52.2}\left[9.763\left(3+\frac{2}{3}\right) + 29.289\left(\frac{3}{2}\right) + 13.151\left(\frac{3}{3}\right)\right]$$
$$= 1.78\,\text{m}$$

گام ۴: از رابطه‌ی ۱۸-۴۸ داریم:

$$D^2\left[4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)\right] - 2DP_1 - \frac{P_1(P_1 + 12c\bar{z}_1)}{(\gamma L_1 + \gamma' L_2) + 2c} = 0$$

با جاگذاری مقادیر معلوم داریم:

$$D^2\{(4)(47) - [(2)(15.9) + (19.33 - 9.81)3]\} - 2D(52.2)$$
$$- \frac{52.2[52.2 + (12)(47)(1.78)]}{[(15.9)(2) + (19.33 - 9.81)3] + (2)(47)} = 0$$

یا:

$$127.64D^2 - 104.4D - 357.15 = 0$$
$$D = 2.13\,\text{m}$$

گام ۵: از رابطه‌ی ۱۸-۴۶:

$$L_4 = \frac{D\left[4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)\right] - P_1}{4c}$$

و

$$4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) = (4)(47) - [(15.9)(2) + (19.33 - 9.81)3]$$
$$= 127.64\ \text{kN/m}^2$$

در نتیجه:

$$L_4 = \frac{2.13(127.64) - 52.2}{(4)(47)} = 1.17\,\text{m}$$

گام ۶:

$$\sigma_6 = 4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) = 127.64\,\text{kN/m}^2$$
$$\sigma_7 = 4c + (\gamma L_1 + \gamma' L_2) = 248.36\,\text{kN/m}^2$$

Scanned with CamScanner

گام ۷: حال می‌توان نمودار فشار خالص را مطابق شکل ۱۸-۱۳ رسم نمود.

گام ۸:

$$D_{\text{واقعی}} \approx 1.5D_{\text{تئوری}} = 1.5(2.13) \approx 3.2\,\text{m}$$

محاسبه‌ی لنگر خمشی حداکثر

از رابطه‌ی ۱۸-۴۹ داریم:

$$z' = \frac{P_1}{\sigma_6} = \frac{52.2}{127.64} \approx 0.41\,\text{m}$$

مجدداً از رابطه‌ی ۱۸-۴۹ داریم:

$$M_{max} = P_1\left(z' + \bar{z}_1\right) - \frac{\sigma_6 z'^2}{2}$$

در نتیجه:

$$M_{max} = 52.2(0.41+1.78) - \frac{127.64(0.41)^2}{2}$$
$$= 114.32 - 10.73 = 103.59\,\text{kN.m/m}$$

$$S = \frac{103.59\times10^6}{172.5} = 600522\,\text{mm}^3/\text{m}\ \text{طول}$$

۱۸-۷- حالات خاص برای سپرهای طره‌ای با پای مدفون در خاک‌های رسی

حالت ۱- سپر طره‌ای کوبیده شده در لایه‌ی رسی در غیاب سفره‌ی آب

با مراجعه به شکل ۱۸-۱۵ داریم:

$$\sigma_2' = \gamma L K_a \qquad (۱۸-۵۱)$$

$$\sigma_6 = 4c - \gamma L \qquad (۱۸-۵۲)$$

$$\sigma_7 = 4c + \gamma L \qquad (۱۸-۵۳)$$

$$P_1 = \frac{1}{2}L\sigma_2' = \frac{1}{2}\gamma L^2 K_a \qquad (۱۸-۵۴)$$

$$L_4 = \frac{D(4c-\gamma L) - \frac{1}{2}\gamma L^2 K_a}{4c} \qquad (۱۸-۵۵)$$

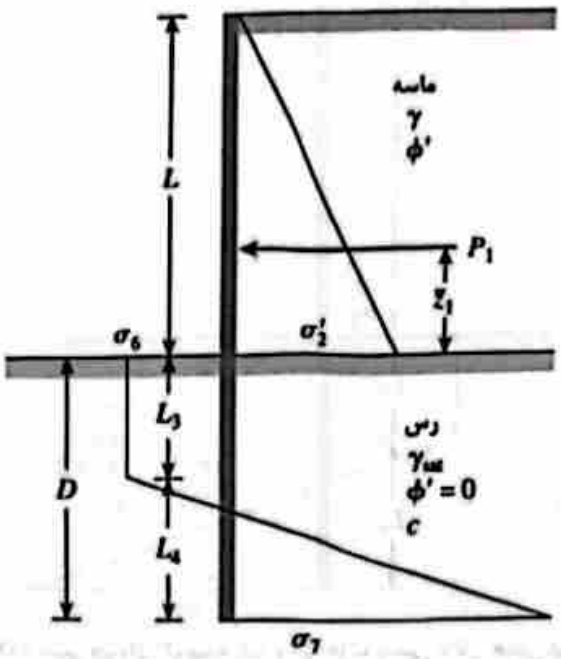
عمق نفوذ تئوریک D را می‌توان از حل معادله‌ی درجه دوم تعیین کرد:

$$D^2(4c-\gamma L) - 2DP_1 - \frac{P_1(P_1+12c\bar{z}_1)}{\gamma L + 2c} = 0 \qquad (۱۸-۵۶)$$

که در آن:

$$\bar{z}_1 = \frac{L}{3} \qquad (۱۸-۵۷)$$

Scanned with CamScanner



شکل ۱۸-۱۵- سپر طره‌ای کوبیده شده در رس در غیاب سفره‌ی آب

مقدار لنگر خمشی حداکثر برابر است با:

$$M_{max} = P_1\left(z' + \bar{z}_1\right) - \frac{\sigma_6 z'^2}{2} \qquad (۵۸-۱۸)$$

که در آن:

$$z' = \frac{P_1}{\sigma_6} = \frac{\frac{1}{2}\gamma L^2 K_a}{4c - \gamma L} \qquad (۵۹-۱۸)$$

حالت ۲- سپر طره آزاد با پای مدفون در لایه‌ی رسی با بار خطی در بالای سپر

شکل ۱۸-۱۶، سپر طره‌ای را نشان می‌دهد که در لایه‌ی رسی کوبیده شده و در بالای آن بار خطی با شدت P بر واحد طول تاثیر می‌نماید. برای این حالت داریم:

$$\sigma_6 = \sigma_7 = 4c \qquad (۶۰-۱۸)$$

عمق نفوذ D از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$4D^2c - 2PD - \frac{P\left(P + 12cL\right)}{2c} = 0 \qquad (۶۱-۱۸)$$

همچنین برای رسم نمودار فشار:

$$L_4 = \frac{4cD - P}{4c} \qquad (۶۲-۱۸)$$

Scanned with CamScanner

مثال ۱۸-۶

با مراجعه به شکل ۱۸-۱۵ برای سپر با پای مدفون در لایه‌ی رسی داریم:

ماسه: $L = 6\,m$

$\gamma = 16\,kN/m^3$

$\phi' = 30^\circ$

رس: $\gamma_{sat} = 18.9\,kN/m^3$

$\phi' = 0$

$\gamma = 95\,kN/m^2$

مطلوبست تعیین:

(الف) عمق فرورفت نظری D

(ب) مقدار لنگر خمشی حداکثر سپر

حل:

قسمت الف:

از رابطه‌ی ۱۸-۵۴ داریم:

$$P_1 = \frac{1}{2}\gamma L^2 K_a$$

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) = \frac{1}{3}$$

$$P_1 = \left(\frac{1}{2}\right)(16)(6)^2\left(\frac{1}{3}\right) = 96\,kN/m$$

از رابطه‌ی ۱۸-۵۶ داریم:

$$D^2(4c - \gamma L) - 2DP_1 - \frac{P_1(P_1 + 12c\bar{z}_1)}{\gamma L + 2c} = 0$$

از رابطه‌ی ۱۸-۵۷ داریم:

$$\bar{z}_1 = \frac{L}{3} = \frac{6}{3} = 2\,m$$

بنابراین:

$$D^2[(4)(95) - (16)(6)] - (2)(D)(96) - \frac{96[96 + (12)(95)(2)]}{(16)(6) + (2)(95)} = 0$$

یا:

$$284D^2 - 192D - 797.5 = 0$$

$$D \approx 2.1\,m$$

Scanned with CamScanner

قسمت ب:

از رابطه‌ی ۱۸-۵۸:

$$M_{max} = P_1\left(z' + \bar{z}_1\right) - \frac{\sigma_6 z'^2}{2}$$

از رابطه‌ی ۱۸-۵۹:

$$z' = \frac{\frac{1}{2}\gamma L^2 K_a}{4c - \gamma L} = \frac{(0.5)(16)(6)^2\left(\frac{1}{3}\right)}{(4\times 95)-(16\times 6)} = 0.338\,\text{m}$$

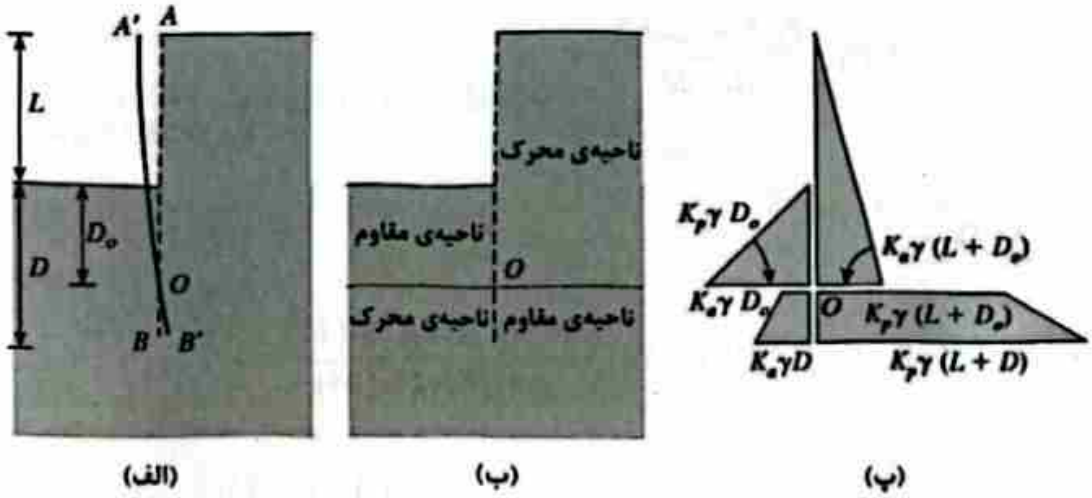
از رابطه‌ی ۱۸-۵۲:

$$\sigma_6 = 4c - \gamma L = (4\times 95)-(16\times 6) = 284\,\text{kN/m}^2$$

$$M_{max} = (96)(0.338+2) - \frac{(284)(0.338)^2}{2} = 224.45 - 16.22 = 208.23\,\text{kN.m/m}$$

۱۸-۸- سپر طره‌ای در لایه‌ی ماسه‌ای- روش ساده

دیوار سپری طره‌ای کوبیده شده در خاک دانه‌ای خشک با وزن مخصوص γ و زاویه‌ی اصطکاک ϕ' در نظر بگیرید. سپر به عمق L+D کوبیده شده و به عمق L خاکبرداری شده است. مطابق شکل ۱۸-۱۷- الف بعد از خاکبرداری دیوار حول نقطه‌ی O در عمق D_o دوران نموده و به سمت جلو تغییر شکل می‌دهد بطوریکه بالای آن از A به A' و ته آن از B به B' انتقال می‌یابد. با فرض اینکه مقادیر حرکت دیوار برای ایجاد نواحی فشار محرک و مقاوم کافی هستند، این نواحی در شکل ۱۸-۱۷- ب نشان داده شده‌اند. فشارهای جانبی نیز مطابق شکل ۱۸-۱۷-پ داده شده‌اند.

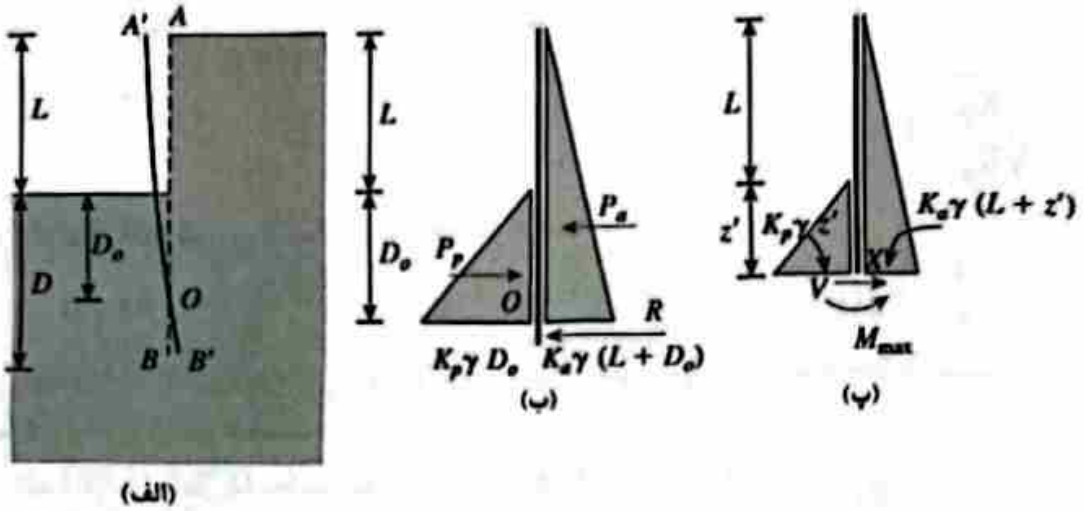


(الف) (ب) (پ)

(الف) هندسه‌ی اولیه و تغییرشکل‌یافته، (ب) نواحی محرک و مقاوم، (پ) توزیع فشار جانبی

شکل ۱۸-۱۷- تحلیل دیوار سپری طره‌ای

Scanned with CamScanner



(الف) هندسه‌ی اولیه و تغییرشکل یافته، (ب) توزیع فشار جانبی، (پ) تحلیل لنگر خمشی حداکثر
شکل ۱۸-۱۸- تحلیل ساده

نقطه دوران O خیلی نزدیک به پایین سپر یعنی B است. بنابراین فشار مقاوم در پایین O را می‌توان با بار خطی P موثر بر نقطه‌ی B جایگزین نمود. با این فرض نمودار فشار وارد بر سپر مطابق شکل ۱۸-۱۸- ب به دست می‌آید. ملاحظه می‌شود که در این حالت سپر تحت سه نیروی فشار محرک P_a، فشار مقاوم P_p و واکنش افقی R در حال تعادل است. داریم:

$$P_a = \frac{1}{2}K_a\gamma(L+D_o)^2$$

$$P_p = \frac{1}{2}K_p\gamma D_o^2$$

با لنگرگیری حول O داریم:

$$P_a\left(\frac{L+D_o}{3}\right) = P_p\frac{D_o}{3}$$

$$\frac{1}{2}K_a\gamma(L+D_o)^2\left(\frac{L+D_o}{3}\right) = \frac{1}{2}K_p\gamma D_o^2\frac{D_o}{3}$$

بنابراین:

$$D_o = \frac{L}{\sqrt[3]{\frac{K_p}{K_a}} - 1} \qquad (۱۸-۶۵)$$

محل لنگر خمشی حداکثر در عمق z' از بستر یعنی محل برش صفر قرار دارد. با نوشتن شرط نیروی برشی صفر به دست می‌آید:

$$V = \frac{1}{2}K_a\gamma(L+z')^2 - \frac{1}{2}K_p\gamma z'^2 = 0$$

Scanned with CamScanner

بنابراین:

$$z' = \frac{L}{\sqrt{\frac{K_p}{K_a}} - 1} \qquad (۶۶-۱۸)$$

با لنگرگیری حول نقطه‌ی X، لنگر خمشی حداکثر به دست می‌آید:

$$M_{max} = \frac{1}{6}\gamma\left[K_a\left(L+z'\right)^3 - K_p z'^3\right] \qquad (۶۷-۱۸)$$

از رابطه‌ی ۱۸-۲۳، می‌توان اساس مقطع لازم برای سپر را تعیین نمود. برای اعمال ضریب اطمینان می‌توان به یکی از دو روش زیر اقدام نمود:

(الف) افزایش مقدار D_o محاسبه شده به مقدار ۲۰ تا ۴۰ درصد.

(ب) اعمال ضریب اطمینان FS بین ۱/۵ تا ۲ بر فشار مقاوم (K_p/FS)

مثال ۱۸-۷

در لایه‌ی ماسه‌ای خشک با $\phi' = 34°$ و $\gamma = 18\,kN/m^3$، می‌خواهیم به عمق ۴ متر خاکبرداری نماییم. مطلوبست تعیین عمق نفوذ لازم با استفاده از دو روش (الف) نمودار فشار جانبی خالص، (ب) روش ساده شده.

حل:

$$\phi' = 34° \rightarrow K_a = 0.283\,,\ K_p = 3.537$$

قسمت الف: روش نمودار فشار خالص (شکل ۱۸-۱۱).

$$\sigma'_2 = \gamma L K_a = 18 \times 4 \times 0.283 = 20.4\ kN/m^2$$

$$(K_p - K_a)(\gamma) = (3.537 - 0.283)(18) = 58.6\ kN/m^2$$

$$L_3 = \frac{K_a}{K_p - K_a} L = \frac{0.283}{3.537 - 0.283} \times 4 = 0.35\ m$$

$$P = 0.5 \times 20.4 + 0.5 \times 20.4 \times 0.35 = 40.8 + 3.57 = 44.37\ kN/m$$

$$\bar{z} = \frac{40.8 \times 1.683 + 3.57 \times 0.233}{44.37} = 1.57\ m$$

از رابطه‌ی ۱۸-۳۰ داریم:

$$\bar{z} = L_3 + \frac{L}{3} = 0.35 + \frac{4.0}{3} = 1.68\ m$$

$$\sigma'_5 = K_p \gamma L + (K_p - K_a)\gamma L_3$$
$$= 3.537 \times 18 \times 4 + (3.537 - 0.283) \times 18 \times 0.35 = 275.16\ kN/m^2$$

Scanned with CamScanner

$$A_1' = \frac{\sigma_s'}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{275.16}{18(3.537 - 0.283)} = 4.70\ \text{m}$$

$$A_2' = \frac{8P}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{8 \times 44.37}{18(3.537 - 0.283)} = 6.06\ \text{m}^2$$

$$A_3' = \frac{6P[2\bar{z}\gamma(K_p - K_a) + \sigma_s']}{\gamma^2(K_p - K_a)^2}$$

$$= \frac{6 \times 44.37 \times [2 \times 1.57 \times 18(3.537 - 0.283) + 275.16]}{18^2 \times (3.537 - 0.283)^2} = 35.62\ \text{m}^3$$

$$A_4' = \frac{P(6\bar{z}\sigma_s' + 4P)}{\gamma^2(K_p - K_a)^2} = \frac{44.37(6 \times 1.57 \times 275.16 + 4 \times 44.37)}{18^2 \times (3.537 - 0.283)^2} = 35.82\ \text{m}^4$$

در نتیجه رابطه‌ی ۱۸-۳۱ بصورت زیر درمی‌آید:

$$L_4^4 + 4.70L_4^3 - 6.06L_4^2 - 35.62L_4 - 35.82 = 0$$

با حل عددی مقدار $L_4 = 2.93\ \text{m}$ به دست می‌آید:

$$D = L_4 + L_3 = 2.93 + 0.35 = 3.28\text{m}$$

قسمت ب: با استفاده از تحلیل ساده شده (رابطه‌ی ۱۸-۶۵):

$$D = D_o = \frac{L}{\sqrt[3]{\frac{K_p}{K_a}} - 1} = \frac{4}{\sqrt[3]{\frac{3.537}{0.283}} - 1} = 3.03\text{m}$$

در هر دو روش، مقدار D باید بین ۲۰ تا ۴۰ درصد افزایش یابد.

توجه: در صورت ظهور آب زیرزمینی یا وجود چندلایه خاک، در نمودار فشار شکستگی رخ می‌دهد، لیکن تعبیری در مفهوم رخ نمی‌دهد. در مثال ۱۸-۸، روش ساده شده برای چنین وضعیتی نشان داده شده است.

مثال ۱۸-۸

مطابق شکل ۱۸-۱۹ در خاک ماسه‌ای $\gamma_{sat} = 19\text{kN/m}^3$ و $\gamma = 17\ \text{kN/m}^3$ و $\phi' = 33°$، تراز آب زیرزمینی در عمق ۵ متری از تراز زمین قرار دارد. برای عمق خاکبرداری ۴ متر، عمق لازم برای فرورفت سپر چقدر است. از ضریب اطمینان ۱/۵ برای فشار مقاوم استفاده کنید ($K_p/1.5$).

حل:

$$\phi' = 33° \rightarrow K_a = 0.295, K_p = 3.392\ ,\ K_p/FS = 3.392/1.5 = 2.261\ ,$$

$$\gamma' = 19 - 9.81 = 9.19\text{kN/m}^3$$

Scanned with CamScanner

در سمت راست سپر، نمودار فشار محرک و در سمت چپ نمودار فشار مقاوم نشان داده شده است، نیروی افقی R نیز در پایین سپر اعمال می‌شود. داریم:

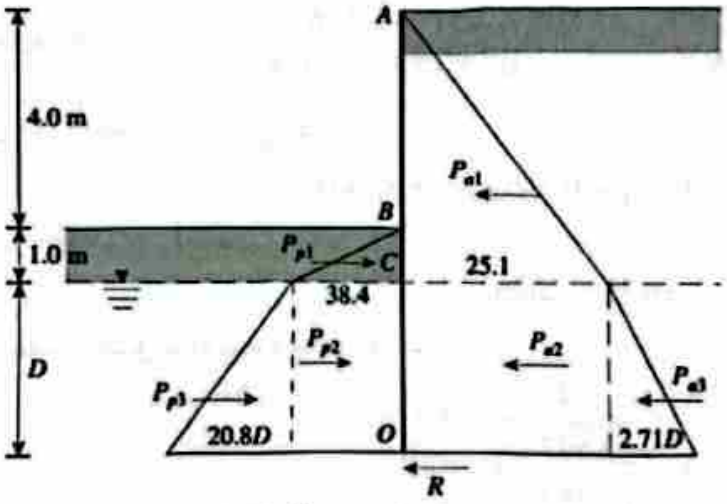
فشار محرک در C : $(0.295)(5\times17)=25.1\ \text{kN/m}^2$

فشار مقاوم در C : $(2.261)(1\times17)=38.4\ \text{kN/m}^2$

در پایین سپر (نقطه‌ی O):

فشار محرک : $(0.295)(5\times17+9.19D)=25.1+2.71D$ و

فشار مقاوم : $(2.261)(1\times17+9.19D)=38.4+20.8D$



(تمام تنش‌ها برحسب kN/m^2)

شکل ۱۸-۱۹- شکل مربوط به مثال ۱۸-۸

نمودار فشار در شکل ۱۸-۱۹ نشان داده شده است. با تقسیم نمودار به شش مولفه می‌توان جدول زیر را تنظیم نمود:

نیروی افقی (kN/m)	بازو نسبت به O (m)	لنگر نسبت به O (kN.m/m)
$P_{a1}=0.5\times5\times25.1=62.75$	D + 1.67	62.75D + 104.8
$P_{a2}=D\times25.1=25.1D$	0.5D	$12.55D^2$
$P_{a3}=0.5\times2.71D\times D=1.355D^2$	0.33D	$0.45D^3$
$P_{p1}=0.5\times1\times38.4=19.2$	D + 0.33	19.2D + 6.39
$P_{p2}=D\times38.4=38.4D$	0.5D	$19.2D^2$
$P_{p3}=0.5\times20.8D\times D=10.4D^2$	0.33D	$3.47D^3$

Scanned with CamScanner

با نوشتن تعادل لنگر حول O داریم:

$$\Sigma M_o = (62.75D + 104.8) + (12.55D^2) + (0.45D^3) - (19.2D + 6.39) - (19.2D^2) - (3.47D^3) = 0$$

$$3.02D^3 + 6.70D^2 + 43.55D - 98.4 = 0$$

$$D = 3.75\,m$$

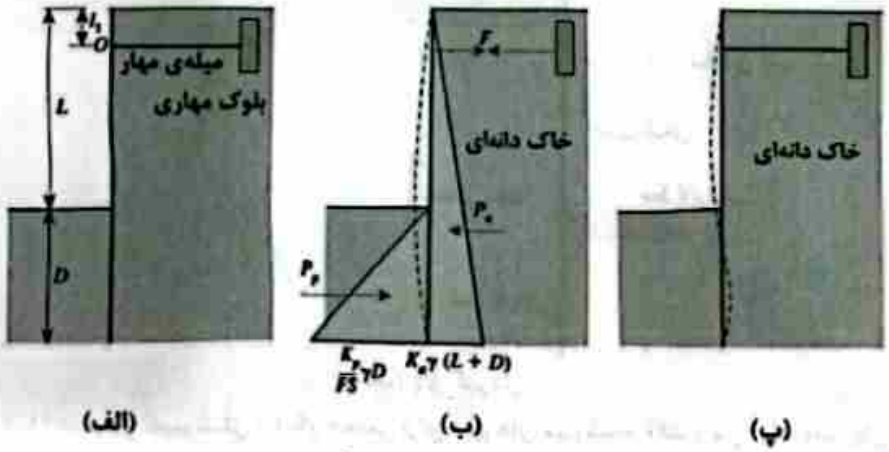
سپر باید به عمق ۸/۷۵ متر کوبیده شود.

۱۸-۹- سپرهای مهار شده

وقتی که ارتفاع سپر (از تراز لایروبی) از حدود ۶ متر تجاوز نماید، اقتصادی‌تر است که سپر در نزدیکی بالای آن مهار شود. این حالت سپر مهارشده[1] نامیده می‌شود. مهار سپر، باعث کاهش عمق نفوذ و کاهش لنگر خمشی سپر می‌گردد، لیکن در طرح و اجرای مهار باید دقیق بود.

دو روش اصلی برای طرح و اجرای سپرهای مهار شده وجود دارد (الف) پای آزاد[2]، (ب) پای گیردار[3] (شکل ۱۸-۲۰). در شکل ۱۸-۲۱ منحنی تغییرشکل و نمودار لنگر خمشی برای هر یک از دو حالت فوق ارائه شده است.

در سپر مهار شده با پای مفصلی، طول نفوذ سپر حداقل است و سیستم سازه‌ای آن معین می‌باشد.



(الف) مهار توسط بلوک مهاری، (ب) پای آزاد، (پ) پای گیردار

شکل ۱۸-۲۰- سپرهای مهار شده

---

1 - Anchored sheet pile
2 - Free earth support
3 - Fixed earth support

۱۸-۱۰- سپر مهار شده با پای آزاد در زمین ماسه‌ای- روش ساده شده

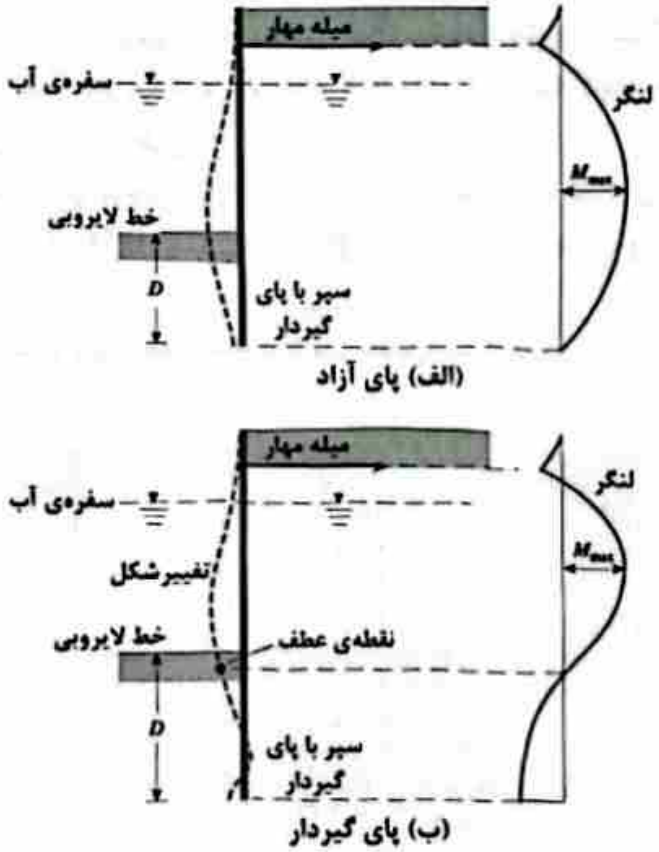
حالت ساده‌ای را در نظر بگیرید که در آن سپر مهار شده در خاک دانه‌ای (ماسه‌ای) خشک قرار دارد و توزیع فشار آن مطابق شکل ۱۸-۲۰- ب می‌باشد. در سمت راست سپر فشار جانبی محرک و در سمت چپ فشار مقاوم بسیج شده است.

برآیند فشار محرک برابر است با:

$$P_a = \frac{1}{2}K_a\gamma(L+D)^2$$

و برآیند فشار مقاوم برابر است با:

$$P_p = \frac{1}{2}\frac{K_p}{FS}\gamma D^2$$



شکل ۱۸-۲۱- نمودار تغییرشکل و لنگر خمشی برای سپرهای مهارشده. (الف) پای آزاد، (ب) پای گیردار

برخلاف سپر طره‌ای که در پایین آن نیروی افقی R وجود ندارد (شکل ۱۸-۱۸- ب) تعادل نیروها در امتداد افق ایجاب می‌کند.

$$F = P_a - P_p \qquad (۶۸-۱۸)$$

با لنگرگیری حول نقطه‌ی O داریم:

$$P_a\left[\frac{2}{3}(L+D)-\ell_1\right]-P_p\left(L-\ell_1+\frac{2}{3}D\right)=0 \qquad (۶۹-۱۸)$$

Scanned with CamScanner

از رابطه‌ی فوق D به دست می‌آید و با محاسبه‌ی P_a و P_p و قراردادن آن‌ها در رابطه‌ی ۱۸-۶۸، F محاسبه می‌شود. مقدار بدست آمده برای F بر واحد طول دیوار است و با ضرب نمودن آن در فواصل مهارها، F هر مهاربند به دست می‌آید. برای اعمال ضریب اطمینان می‌توان D را به مقدار ۲۰ تا ۴۰ درصد افزایش داد و یا P_p را بر ضریب اطمینان ۱/۵ تا ۲ تقسیم نمود.

مثال ۱۸-۹

مطلوبست عمق مدفون D برای سپر نشان داده شده در شکل ۱۸-۲۲ با استفاده از روش ساده. داریم:

$$\phi' = 32^\circ \text{ و } \gamma = 16\,kN/m^3 \text{ و } \gamma_{sat} = 19.5\,kN/m^3$$

از ضریب اطمینان ۲ بر نیروی مقاوم استفاده کنید. فواصل مهار ۳ متر می‌باشد.

حل:

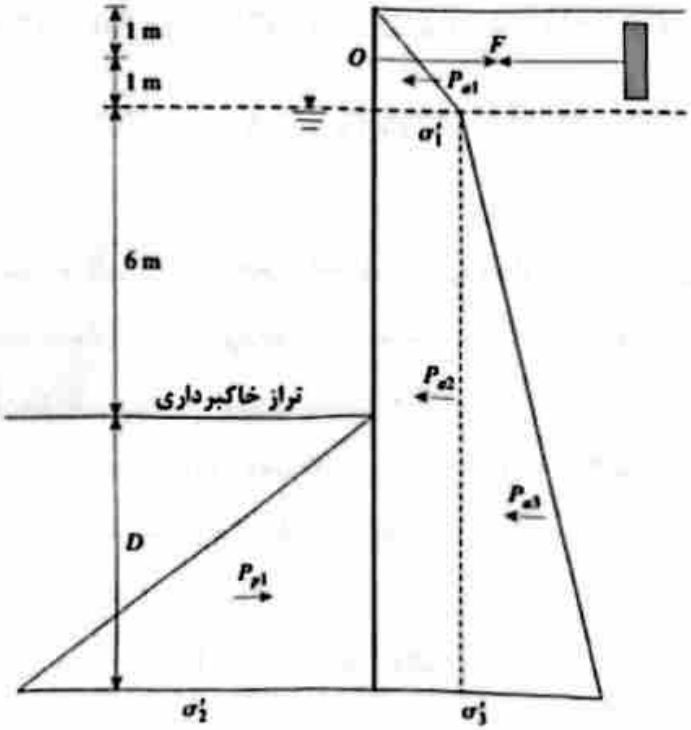
$$\phi' = 32^\circ\,,\ K_a = 0.307 \ \text{و}\ K_p = 3.255$$

فشارهای افقی σ'_1، σ'_2 و σ'_3 بصورت زیر محاسبه می‌شوند:

$$\sigma'_1 = 0.307(2\times 16.0) = 9.82\,kN/m^2$$

$$\sigma'_2 = \left(\frac{3.255}{2}\right)(19.5-9.81)(D) = 15.77D$$

$$\sigma'_3 = 0.307\left[(2)(16)+(6+D)(19.5-9.81)\right] = 2.98D + 27.67$$



شکل ۱۸-۲۲- شکل مثال ۱۸-۹

برای محاسبات، نمودار فشار به مولفه‌های P_{a1}، P_{a2}، P_{a3} و P_{p1} تقسیم می‌شود (شکل ۱۸-۲۲). برای گرفتن لنگر حول نقطه‌ی O جدول زیر را تشکیل می دهیم:

نیروی افقی (kN/m)	بازو از O (m)	لنگر نسبت به O (kN.m/m)
$P_{a1} = (0.5)(0.2)(9.82) = 9.82$	0.33	3.24
$P_{a2} = (D+6)(9.82) = 58.92 + 9.82D$	$4 + 0.5D$	$235.7 + 68.74D + 4.91D^2$
$P_{a3} = (0.5)(D+6)(2.98D+17.85)$ $= 1.49D^2 + 17.87D + 53.55$	$5 + 0.67D$	$D^3 + 19.42D^2 + 125.33D + 267.75$
$P_{p1} = (0.5)(15.77D)(D) = 7.89D^2$	$7 + 0.67D$	$55.23D^2 + 5.29D^3$

از جدول فوق می‌توان نوشت:

$$\Sigma M_o = 3.24 + (235.7 + 68.74D + 4.91D^2) + (D^3 + 19.42D^2 + 125.23D + 267.5) - 55.23D^2 - 5.29D^3 = 0$$

$$4.292D^3 + 30.9D^2 - 193.97D - 506.69 = 0$$

از حل عددی رابطه‌ی فوق حاصل می‌شود:

$D = 5.3$ m

$$F = P_{a1} + P_{a2} + P_{a3} - P_{p1}$$
$$= 9.82 + (58.92 + 9.82D) + (1.49D^2 + 17.87D + 53.55) - (7.89D^2)$$

$D = 5.3\text{m} \Rightarrow F = 89.3$ kN/m

فواصل میله مهارها = 3m $\Rightarrow$ نیروی هر مهار = $89.3 \times 3 = 267.9$ kN

۱۸-۱۱- سپر مهار شده با پای آزاد در زمین ماسه‌ای- روش فشار جانبی خالص

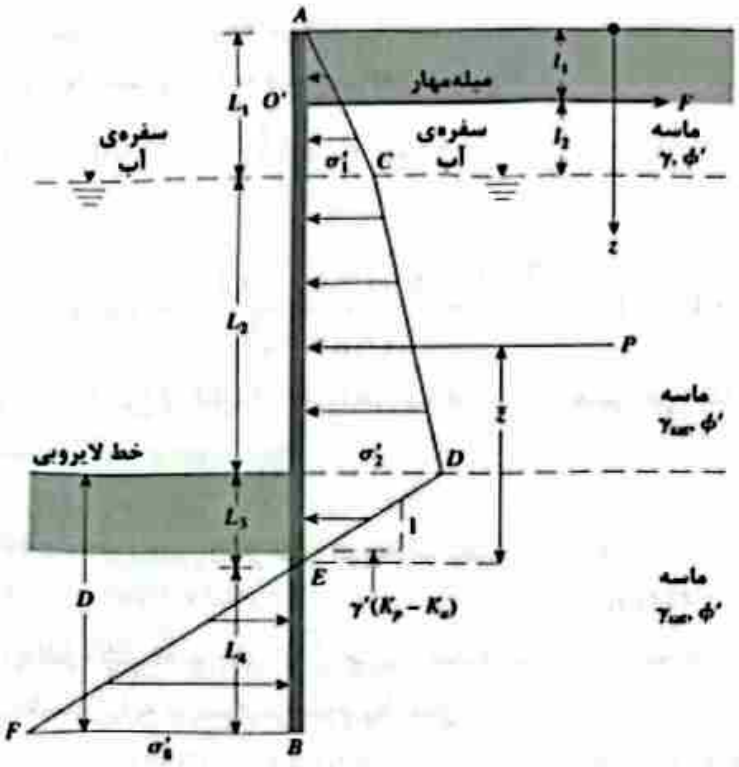
شکل ۱۸-۲۳ سپر مهار شده‌ای را نشان می‌دهد که در خاک ماسه‌ای دانه‌ای کوبیده شده است. میله‌ی مهار در عمق ℓ_1 از بالای سپر، سپر را به یک نقطه‌ی مناسب (مثلاً شمع کوبیده شده در زمین) مهار کرده است.

نمودار توزیع فشار خالص در بالای خط لابروبی، مشابه شکل ۱۸-۹ خواهد بود. در عمق $z = L_1$ مقدار $\sigma'_1 = \gamma L_1 K_a$ بوده و در عمق $z = L_1 + L_2$ داریم:

$$\sigma'_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a$$

در پایین خط لابروبی در عمق $z = L_1 + L_2 + L_3$، فشار خالص مساوی صفر می‌باشد.

Scanned with CamScanner



شکل ۱۸-۲۳- سپر مهار شده در خاک ماسه‌ای

مقدار L_3 را می‌توان از رابطه‌ی ۱۸-۶ تعیین نمود. داریم:

$$L_3 = \frac{\sigma'_2}{\gamma'\left(K_p - K_a\right)}$$

در عمق $z = (L_1 + L_2 + L_3 + L_4)$ فشار خالص را می‌توان از رابطه‌ی زیر تعیین نمود:

$$\sigma'_8 = \gamma'\left(K_p - K_a\right)L_4 \qquad (۷۰-۱۸)$$

توجه شود که شیب خط DEF مساوی ۱ قائم به $\gamma'\left(K_p - K_a\right)$ افقی می‌باشد. برای تعادل سپر، مجموع نیروهای افقی و مجموع لنگرها حول نقطه‌ی O' مساوی صفر قرار داده می‌شود (O' در تراز میله مهار قرار دارد).

با جمع زدن نیروها در امتداد افقی (برای واحد طول دیوار) خواهیم داشت:

$$\text{مساحت سطح ACDE} - \text{مساحت سطح EBF} - F = 0$$

که در آن F کشش میله مهار برای واحد طول دیوار می‌باشد.

$$P - \frac{1}{2}\sigma'_8 L_4 - F = 0$$

یا

$$F = P - \frac{1}{2}\left[\gamma'\left(K_p - K_a\right)\right]L_4^2 \qquad (۷۱-۱۸)$$

Scanned with CamScanner

که در آن P مساحت نمودار فشار ACDE می‌باشد.
با نوشتن لنگر نیروها حول نقطه‌ی O′ به دست می‌آید:

$$-P\left[(L_1+L_2+L_3)-(\bar{z}+\ell_1)\right]+\frac{1}{2}\left[\gamma'(K_p-K_a)\right]L_4^2\left(\ell_2+L_2+L_3+\frac{2}{3}L_4\right)=0$$

یا:

$$L_4^3+1.5L_4^2(\ell_2+L_2+L_3)-\frac{3P\left[(L_1+L_2+L_3)-(\bar{z}+\ell_1)\right]}{\gamma'(K_p-K_a)}=0 \qquad (۱۸-۷۲)$$

رابطه‌ی فوق را می‌توان با آزمون و خطا برای محاسبه‌ی L_4 حل کرد. با تعیین این مقدار، عمق نفوذ تئوریک به صورت زیر به دست می‌آید:

$$D_{\text{تئوری}} = L_3 + L_4$$

عمق نفوذ واقعی ۳۰ تا ۴۰ درصد بزرگتر از عمق تئوریک در نظر گرفته می‌شود:

$$D\ (\text{واقعی}) = (1.3 \text{ تا } 1.4)\ D\ (\text{تئوریک}) \qquad (۱۸-۷۳)$$

در قسمت‌های قبل، اشاره شد که به جای اعمال ضریب اطمینان در آخر مسئله به عمق نفوذ، می‌توان در ابتدای کار، ضریب اطمینان را به ضریب فشار مقاوم K_p اعمال کرد.

$$K_p\ (\text{طرح}) = K_p/FS$$

اگر این کار انجام شود، دیگر لازم نیست ضریب اطمینان دیگری به عمق نفوذ در انتهای کار اعمال گردد. روش اعمال ضریب اطمینان به K_p نتایج محافظه‌کارانه‌تری به دست می‌دهد.

حداکثر لنگر خمشی سپر، در حد فاصل $z = L_1$ تا $z = L_1 + L_2$ قرار خواهد داشت. عمق z که در آن برش صفر و لنگر خمشی حداکثر می‌شود، می‌تواند از حل رابطه‌ی زیر تعیین شود:

$$\frac{1}{2}\sigma_1' L_1 - F + \sigma_1'(z-L_1)+\frac{1}{2}K_a\gamma'(z-L_1)^2=0 \qquad (۱۸-۷۴)$$

با تعیین عمق z، مقدار حداکثر لنگر خمشی را می‌توان به آسانی تعیین نمود. روش‌های تعیین ظرفیت باربری مهار در بخش ۱۸-۱۲ مورد بحث قرار می‌گیرد.

مثال ۱۸-۱۰

در شکل ۱۸-۲۳ داریم:

$$L_1=3.05\text{m}, L_2=6.1\text{m}, \ell_1=1.53\text{m}, \ell_2=1.52\text{m}, c'=0, \phi'=30^\circ, \gamma=16\text{kN/m}^3$$

و $\gamma_{sat}=19.5\text{kN/m}^3$

مطلوبست تعیین:

(الف) طول مدفون نظری و عملی با ضریب اطمینان ۱/۳

(ب) نیروی مهار بر واحد طول

(پ) لنگر حداکثر M_{max}

حل:

قسمت الف:

از جدول زیر استفاده می‌شود:

کمیت	رابطه	عملیات
K_a	—	$\tan^2\left(45-\frac{\phi'}{2}\right)=\tan^2\left(45-\frac{30}{2}\right)=\frac{1}{3}$
K_p	—	$\tan^2\left(45+\frac{\phi'}{2}\right)=\tan^2\left(45+\frac{30}{2}\right)=3$
K_p-K_a	—	$3-0.333=2.667$
γ'	—	$\gamma_{sat}-\gamma_w=19.5-9.81=9.69\ \text{kN/m}^3$
σ_1'	18.1	$\gamma L_1K_a=(16)(3.05)(\frac{1}{3})=16.27\ \text{kN/m}^2$
σ_2'	18.2	$(\gamma L_1+\gamma' L_2)K_a=[(16)(3.05)+(9.69)(6.1)]\frac{1}{3}=35.97\ \text{kN/m}^2$
L_3	18.6	$\frac{\sigma_2'}{\gamma'(K_p-K_a)}=\frac{35.97}{(9.69)(2.667)}=1.39\ \text{m}$
P	—	$\frac{1}{2}\sigma_1'L_1+\sigma_2'L_2+\frac{1}{2}(\sigma_2'-\sigma_1')L_2+\frac{1}{2}\sigma_2'L_3=(\frac{1}{2})(16.27)(3.05)$ $+(16.27)(6.1)+(\frac{1}{2})(35.97-16.27)(6.1)+(\frac{1}{2})(35.97)(1.39)$ $=24.81+99.25+60.01+25.0=209.07\ \text{kN/m}$
$\bar{z}$	—	$\frac{\Sigma M_E}{P}=\left[\begin{array}{l}(24.81)\left(1.39+6.1+\frac{3.05}{3}\right)+(99.25)\left(1.39+\frac{6.1}{2}\right)\\+(60.01)\left(1.39+\frac{6.1}{3}\right)+(25.0)\left(\frac{2\times1.39}{3}\right)\end{array}\right]\frac{1}{209.07}$ $=4.21\ \text{m}$
L_4	18.72	$L_4^3+1.5L_4^2(l_2+L_2+L_3)-\frac{3P[(L_1+L_2+L_3)-(\bar{z}+l_1)]}{\gamma'(K_p-K_a)}=0$
		$L_4^3+1.5L_4^2(1.52+6.1+1.39)$ $-\frac{(3)(209.07)[(3.05+6.1+1.39)-(4.21+1.53)]}{(9.69)(2.667)}=0$
		$L_4=2.7\ \text{m}$
D_{theory}	—	$L_3+L_4=1.39+2.7=4.09\approx4.1\ \text{m}$
D_{actual}	—	$1.3D_{theory}=(1.3)(4.1)=5.33\ \text{m}$

قسمت ب:

نیروی مهار بر واحد طول

$$F=P-\frac{1}{2}\gamma'\left(K_p-K_a\right)L_4^2$$

$$=209.07-\left(\frac{1}{2}\right)(9.69)(2.667)(2.7)^2=114.87\,\text{kN/m}\approx115\,\text{kN/m}$$

Scanned with CamScanner

قسمت پ:

از رابطه‌ی ۱۸-۷۴ داریم:

$$\frac{1}{2}\sigma_1' L_1 - F + \sigma_1'(z - L_1) + \frac{1}{2}K_a\gamma'(z - L_1)^2 = 0$$

$$z - L_1 = x$$

بنابراین:

$$\frac{1}{2}\sigma_1' L_1 - F + \sigma_1' x + \frac{1}{2}K_a\gamma' x^2 = 0$$

یا:

$$\left(\frac{1}{2}\right)(16.27)(3.05) - 115 + (16.27)(x) + \left(\frac{1}{2}\right)\left(\frac{1}{3}\right)(9.69)x^2 = 0$$

که نتیجه می‌دهد:

$$x^2 + 10.07x - 55.84 = 0 \Rightarrow x = 4$$

$$z = x + L_1 = 4 + 3.05 = 7.05\,\text{m}$$

با لنگرگیری حول نقطه‌ی برش صفر می‌توان نوشت:

$$M_{max} = -\frac{1}{2}\sigma_1' L_1\left(x + \frac{3.05}{3}\right) + F(x + 1.52) - \sigma_1'\frac{x^2}{2} - \frac{1}{2}K_a\gamma' x^2\left(\frac{x}{3}\right)$$

یا

$$M_{max} = -\left(\frac{1}{2}\right)(16.27)(3.05)\left(4 + \frac{3.05}{3}\right) + (115)(4 + 1.52) - (16.27)\left(\frac{4^2}{2}\right)$$
$$-\left(\frac{1}{2}\right)\left(\frac{1}{3}\right)(9.69)(4)^2\left(\frac{4}{3}\right) = 344.9\ \text{kN.m/m}$$

۱۸-۱۲- نمودارهای طراحی برای سپرهای مهار شده با پای آزاد (نفوذ کرده در لایه‌ی ماسه‌ای)

با استفاده از روش سپر مهار شده با پای آزاد، هاگرتی و نوفل (۱۹۹۲) نمودارهای ساده شده‌ای برای تعیین عمق مدفون D، نیروی مهار F و لنگر خمشی حداکثر M_{max} برای سپرهای کوبیده شده در لایه‌ی ماسه‌ای مطابق شکل ۱۸-۲۳ ارائه کردند. برای رسم نمودارها، فرض‌های ساده کننده‌ی زیر در نظر گرفته شده است.

(الف) زاویه اصطکاک موثر ϕ' در بالا و پایین خط لایروبی یکسان است.

(ب) زاویه‌ی اصطکاک بین سپر و خاک $\phi'/2$ است.

(پ) فشار مقاوم زیر خط لایروبی، دارای سطح گسیختگی اسپیرال لگاریتمی است.

(ت) برای محاسبه‌ی فشار جانبی محرک از نظریه‌ی کولمب استفاده شده است.

مقادیر D، F و M_{max} را می‌توان از رابطه‌ی زیر محاسبه نمود:

$$\frac{D}{L_1 + L_2} = (GD)(CDL_1) \qquad (۱۸-۷۵)$$

$$\frac{F}{\gamma_a (L_1 + L_2)^2} = (GF)(CFL_1) \qquad (۷۶-۱۸)$$

$$\frac{M_{max}}{\gamma_a (L_1 + L_2)^3} = (GM)(CML_1) \qquad (۷۷-۱۸)$$

که در آن:

γ_a = وزن مخصوص متوسط خاک

$$= \frac{\gamma L_1^2 + (\gamma_{sat} - \gamma_w) L_2^2 + 2\gamma L_1 L_2}{(L_1 + L_2)^2} \qquad (۷۸-۱۸)$$

GD = طول مدفون بدون بعد

$$= \frac{D}{L_1 + L_2} \qquad (\text{برای } L_1 = 0 \text{ و } L_2 = L_1 + L_2)$$

GF = نیروی مهار بدون بعد

$$= \frac{F}{\gamma_a (L_1 + L_2)^2} \qquad (\text{برای } L_1 = 0 \text{ و } L_2 = L_1 + L_2)$$

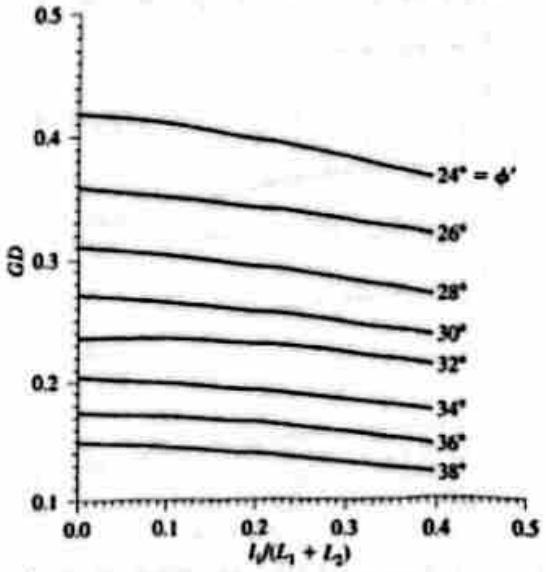
GM = لنگر خمشی بدون بعد

$$= \frac{M_{max}}{\gamma_a (L_1 + L_2)^3} \qquad (\text{برای } L_1 = 0 \text{ و } L_2 = L_1 + L_2)$$

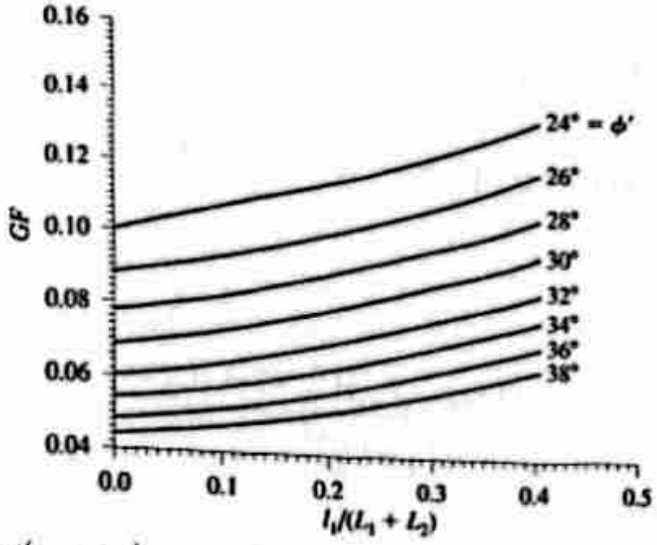
CML_1, CFL_1, CDL_1 = ضرایب اصلاح برای $L_1 \neq 0$

تغییرات GD، GF، GM، CDL_1، CFL_1 و CML_1 در اشکال ۱۸-۲۴ تا ۱۸-۲۹ ارائه شده است.

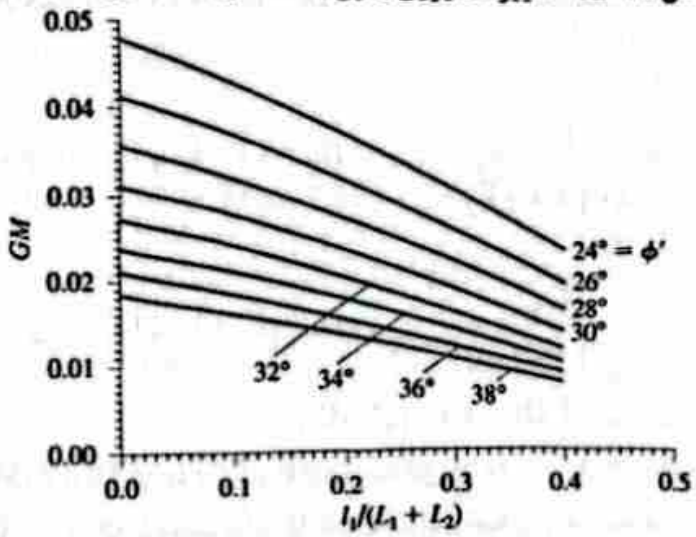
نمودارها برای حالت $L_1 = 0$ ارائه شده‌اند، برای $L_1 \neq 0$ ضرایب اصلاح ارائه شده‌اند.



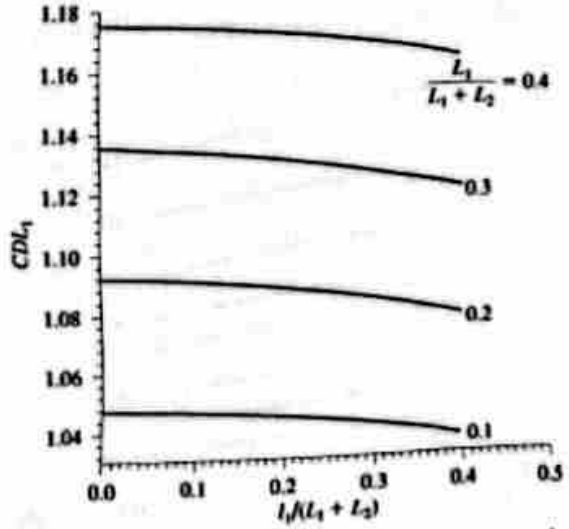
شکل ۱۸-۲۴- تغییرات طول مدفون بدون بعد GD برحسب $\ell_1/(L_1 + L_2)$



شکل ۱۸-۲۵- تغییرات نیروی بدون بعد GF برحسب $\ell_1/(L_1 + L_2)$

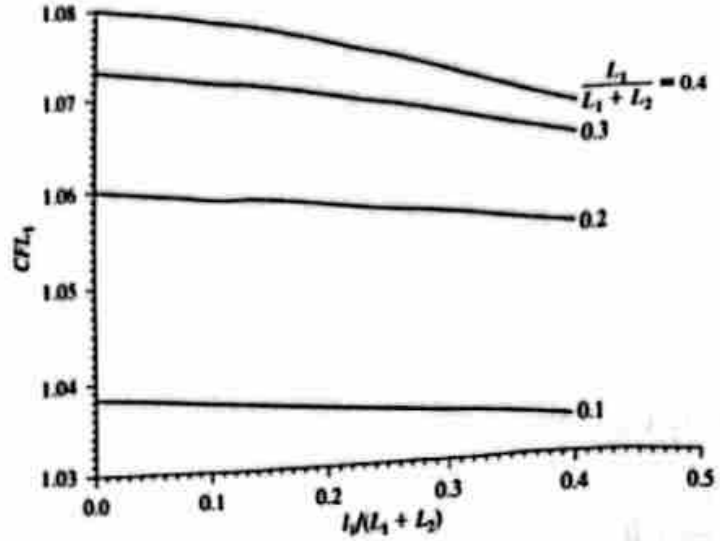


شکل ۱۸-۲۶- تغییرات لنگر بدون بعد GM برحسب $\ell_1/(L_1 + L_2)$

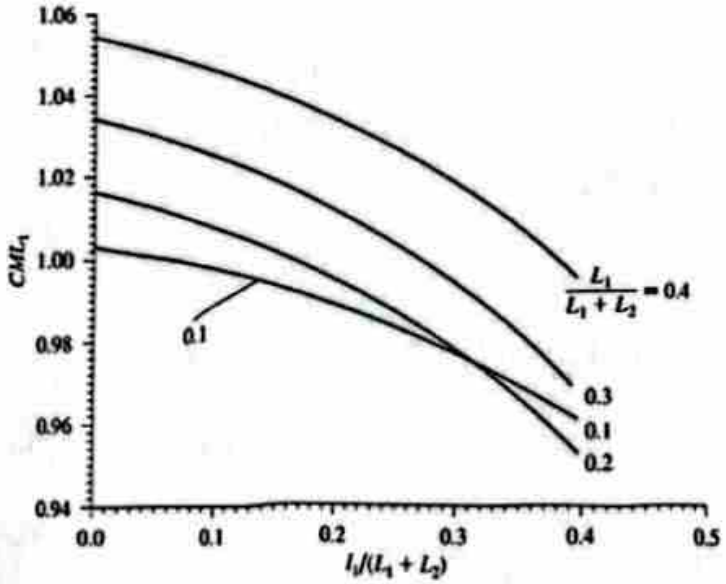


شکل ۱۸-۲۷- تغییرات ضریب اصلاح عمق CDL_1 برحسب $L_1/(L_1+L_2)$ و $\ell_1/(L_1 + L_2)$

Scanned with CamScanner



شکل ۱۸-۲۸- ضریب اصلاح نیروی مهار CFL_1 برحسب $\ell_1/(L_1+L_2)$ و $L_1/(L_1+L_2)$



شکل ۱۸-۲۹- ضریب اصلاح لنگر خمشی CML_1 برحسب $\ell_1/(L_1+L_2)$ و $L_1/(L_1+L_2)$

مثال ۱۸-۱۱

با مراجعه به شکل ۱۸-۲۳ داریم:

$$L_1 = 2m, L_2 = 3m, \ell_1 = \ell_2 = 1m, c = 0, \phi' = 32°, \gamma = 15.9 kN/m^3$$

و $\gamma_{sat} = 19.33 kN/m^3$

مطلوبست تعیین:

Scanned with CamScanner

(الف) طول مدفون

(ب) نیروی مهار بر واحد طول دیوار

(پ) لنگر حداکثر M_{max}

از نمودارهای ۱۸-۲۴ تا ۱۸-۲۹ استفاده کنید.

حل:

قسمت الف:

از رابطه‌ی ۱۸-۷۵ داریم:

$$\frac{D}{L_1+L_2}=(GD)(CDL_1)$$

$$\frac{\ell_1}{L_1+L_2}=\frac{1}{2+3}=0.2$$

از شکل ۱۸-۲۴ $\Rightarrow \ell_1/(L_1+L_2)=0.2$, $\phi'=32^\circ \Rightarrow GD=0.22$

از شکل ۱۸-۲۷ $\Rightarrow \frac{L_1}{L_1+L_2}=\frac{2}{2+3}=0.4$, $\frac{\ell_1}{L_1+L_2}=0.2 \Rightarrow CDL_1\approx 1.172$

$$D_{\text{تئوری}}=(L_1+L_2)(GD)(CDL_1)=(5)(0.22)(1.172)\approx 1.3$$

$$D_{\text{طرح}}\approx(1.4)(1.3)=1.82\approx 2\,\text{m}$$

قسمت ب:

شکل ۱۸-۲۵ $\Rightarrow \ell_1/(L_1+L_2)=0.2$, $\phi'=32^\circ, GF\approx 0.074$

شکل ۱۸-۲۸ $\Rightarrow \frac{L_1}{L_1+L_2}=\frac{2}{2+3}=0.4, \frac{\ell_1}{L_1+L_2}=0.2$, $\phi'=32^\circ \Rightarrow CFL_1=1.073$

رابطه ۱۸-۷۳ $\Rightarrow \gamma_a=\dfrac{\gamma L_1^2+\gamma' L_2^2+2\gamma L_1 L_2}{(L_1+L_2)^2}$

$$=\frac{(15.9)(2)^2+(19.33-9.81)(3)^2+(2)(15.9)(2)(3)}{(2+3)^2}=13.6\,\text{kN/m}^3$$

رابطه‌ی ۱۸-۷۶ $\Rightarrow F=\gamma_a(L_1+L_2)^2(GF)(CFL_1)=(13.6)(5)^2(0.074)(1.073)\approx 27\,\text{kN/m}$

قسمت پ:

شکل ۱۸-۲۶ $\Rightarrow \ell_1/(L_1+L_2)=0.2$, $\phi'=32^\circ, GM=0.021$

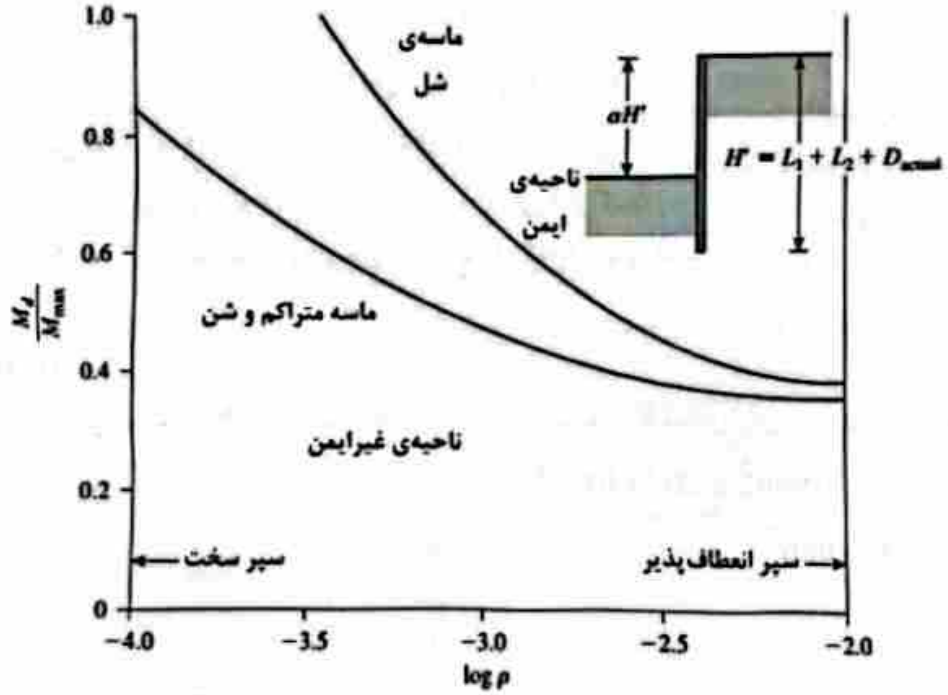
Scanned with CamScanner

$$\text{شکل ۱۸-۲۹} \Rightarrow \frac{L_1}{L_1+L_2}=\frac{2}{2+3}=0.4,\ \frac{\ell_1}{L_1+L_2}=0.2\ \text{و}\ \phi'=32^\circ \Rightarrow CML_1=1.036$$

$$\text{رابطه‌ی ۱۸-۷۷} \Rightarrow M_{max}=\gamma_a(L_1+L_2)^3(GM)(CML_1)=(13.6)(5)^3(0.021)(1.036)=36.99\,kN.m/m$$

۱۸-۱۳- کاهش لنگر برای سپر مهار شده در خاک ماسه‌ای

سپرها انعطاف‌پذیر هستند و با تغییرشکل جانبی آنها به سمت جلو (تسلیم جانبی) در فشار جانبی باز توزیع رخ می‌دهد. این امر باعث کاهش M_{max} مورد بحث در بخش‌های ۱۸-۱۰ و ۱۱ می‌شود. به همین جهت، رو[1] (۱۹۵۲ و ۱۹۵۷) روشی برای کاهش لنگر خمشی حداکثر حاصل از روش پای آزاد پیشنهاد نمود. در این بخش کاهش لنگر خمشی برای سپرهای فرورفته در خاک ماسه‌ای ارائه می‌شود.



شکل ۱۸-۳۰- نمودار $\log \rho$ در مقابل M_ρ/M_{max} برای سپر فولادی با پای آزاد مدفون در ماسه

در شکل ۱۸-۳۰، که برای سپر مدفون در ماسه معتبر است، از علائم زیر استفاده شده است:

1. H' = ارتفاع کل سپر $(= L_1 + L_2 + D_{\text{بقی}})$
2. ρ = انعطاف‌پذیری نسبی سپر

$$\rho = 10.91\times10^{-7}\left(\frac{H'^4}{EI}\right) \qquad (۱۸-۷۹)$$

که در آن:

H' = برحسب متر

---

1 - Rowe

E= مدول الاستیسیته‌ی مصالح سپر (MN/m^2)

I = ممان اینرسی مقطع سپر $(m^4/m$ طول دیوار)

3. M_d = لنگر طراحی

4. M_{max} = لنگر حداکثر نظری

با توجه به شکل ۱۸-۳۰، روش گام به گام طراحی به شرح زیر است:

گام ۱- انتخاب نیمرخ سپر

گام ۲- تعیین اساس مقطع سپر برای واحد طول دیوار

گام ۳- تعیین ممان اینرسی مقطع سپر برای واحد طول دیوار

گام ۴- تعیین H' و محاسبه‌ی ρ

گام ۵- تعیین $\ell og\ \rho$

گام ۶- تعیین ظرفیت خمشی سپر $(M_d = \sigma_{all} S)$

گام ۷- تعیین نسبت M_d/M_{max}. (M_{max} لنگر حداکثر دیوار است.)

گام ۸- تعیین نقطه $\ell og\ \rho$ (گام ۵) و M_d/M_{max}

گام ۹- تکرار گام‌های ۱ تا ۸ تا اینکه نقطه در بالای منحنی قرار گیرد.

شکل ۱۸-۳۰ نشان دهنده‌ی صرفه‌جویی قابل ملاحظه در انتخاب سپر است.

مثال ۱۸-۱۲

با استفاده از روش رو (شکل ۱۸-۳۰) مثال ۱۸-۱۰ را تکرار نمایید تا اقتصادی‌ترین نیمرخ حاصل شود.

$$E = 207\times10^3\ N/mm^2 = 207\times10^3\ MN/m^2$$

$$\sigma_{all} = 172.5\ N/mm^2$$

حل:

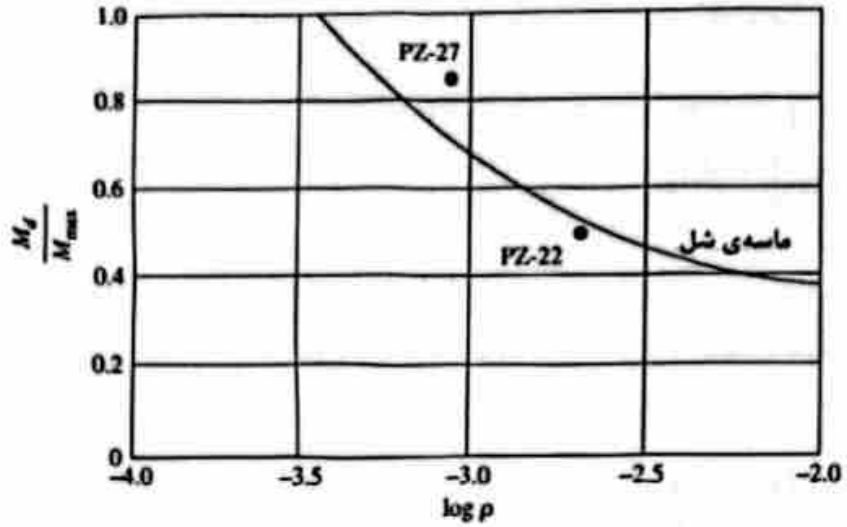
$$H' = L_1 + L_2 + D_{\text{قفل}} = 3.05 + 6.1 + 5.33 = 14.48\,m$$

دو نیمرخ زیر مورد آزمایش قرار می‌گیرد.

مقطع	$\ell\left(m^4/m\right)$	$H'(m)$	$\rho = 10.91\times 10^{-7}\left(\frac{H'^4}{EI}\right)$	$\ell og\rho$	$S\ (m^3/m)$	$M_d = S\sigma_{all}$ (kN.m/m)	$\frac{M_d}{M_{max}}$
PZ-22	116.2×10^{-6}	14.48	19.94×10^{-4}	-2.7	98.92×10^{-5}	170.64	0.495
PZ-27	255.9×10^{-6}	14.48	9.05×10^{-4}	-3.04	166.66×10^{-5}	287.49	0.834

با بردن نقاط حاصل (M_d/M_{max} و $\ell og\ \rho$) در شکل ۱۸-۳۱، ملاحظه می‌شود که نیمرخ PZ-27 اقتصادی و ایمن است.

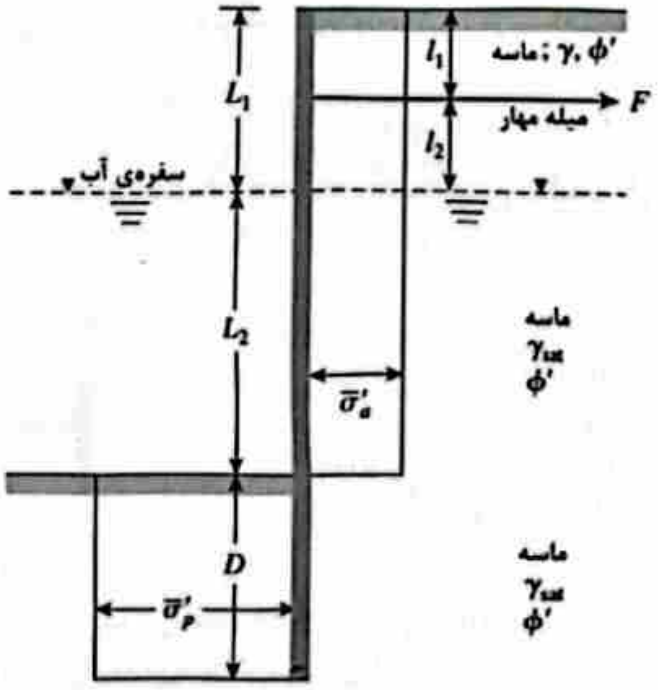
Scanned with CamScanner



شکل ۱۸-۳۱- نمودار M_d/M_{max} در مقابل ρ

۱۸-۱۴- روش نمودار فشار محاسباتی برای سپرهای مهار شده در خاک ماسه‌ای

روش نمودار فشار محاسباتی (روش CPD[1]) برای سپرهای مهارشده‌ی کوبیده شده در خاک‌های ماسه‌ای روشی ساده و جایگزین برای روش پای ساده می‌باشد که در بخش‌های ۱۸-۱۰ و ۱۸-۱۱ شرح داده شد (ناتاراج، و هادلی ۱۹۸۴). در این روش نمودار فشار خالص نشان داده شده در شکل ۱۸-۲۳ با نمودار فشار مستطیلی مطابق شکل ۱۸-۳۲ جایگزین می‌شود.



شکل ۱۸-۳۲- روش نمودار فشار محاسباتی (توجه $L_1 + L_2 = L$)

1 - Computional Pressure Diagram

توجه شود که σ'_a عرض نمودار فشار محرک خالص در بالای خط لایروبی و $\bar{\sigma}'_p$ عرض نمودار فشار مقاوم خالص در زیر خط لایروبی است. مقادیر $\bar{\sigma}'_a$ و σ'_p را می‌توان به صورت زیر بیان نمود:

$$\bar{\sigma}'_a = CK_a\gamma'_{av}L \qquad (۸۰-۱۸)$$

$$\bar{\sigma}'_p = RCK_a\gamma'_{av}L = R\bar{\sigma}'_a \qquad (۸۱-۱۸)$$

که در آن:

γ'_{av} = وزن مخصوص موثر متوسط ماسه که برابر است با:

$$\approx \frac{\gamma L_1 + \gamma' L_2}{L_1 + L_2} \qquad (۸۲-۱۸)$$

C = ضریب تجربی

$$R = \frac{\bar{\sigma}'_p}{\bar{\sigma}'_a} = \frac{L(L-2\ell_1)}{D(2L+D-2\ell_1)} = \text{ضریب} \qquad (۸۳-۱۸)$$

دامنه‌ی تغییرات C و R در جدول ۱۸-۲ ارائه شده است.

جدول ۱۸-۲- دامنه‌ی تغییرات C و R (روابط ۱۸-۸۰ و ۱۸-۸۱)

نوع خاک	C[a]	R
ماسه‌ی شل	0.8-0.85	0.3-0.5
ماسه‌ی متوسط	0.7-0.75	0.55-0.65
ماسه‌ی متراکم	0.55-0.65	0.60-0.75

a- برای حالاتی معتبر است که هیچگونه سربارای روی خاکریز وجود ندارد.

عمق مدفون D و نیروی مهاری برای واحد طول دیوار و حداکثر لنگر M_{max} را می‌توان از روابط زیر تعیین نمود:

عمق مدفون

$$D^2 + 2DL\left[1-\left(\frac{\ell_1}{L}\right)\right] - \left(\frac{L^2}{R}\right)\left[1-2\left(\frac{\ell_1}{L}\right)\right] = 0 \qquad (۸۴-۱۸)$$

نیروی مهار

$$F = \bar{\sigma}'_a(L-RD) \qquad (۸۵-۱۸)$$

لنگر حداکثر

$$M_{max} = 0.5\bar{\sigma}'_a L^2\left[\left(1-\frac{RD}{L}\right)^2 - \left(\frac{2\ell_1}{L}\right)\left(1-\frac{RD}{L}\right)\right] \qquad (۸۶-۱۸)$$

لازم به تذکر است که:

۱- مقدار D به دست آمده از رابطه‌ی ۱۸-۸۴ در حدود ۱/۲۵ تا ۱/۵ برابر مقدار D تئوریک به دست آمده در روش پای ساده می‌باشد که در بخش ۱۸-۸۱ مورد بحث قرار گرفت. در نتیجه:

$$D \approx D_{(\text{واقعی})}$$

↑ رابطه ۱۸-۸۴ ↑ رابطه ۱۸-۷۳

۲- مقدار F به دست آمده از رابطه‌ی ۱۸-۸۵ در حدود ۱/۲ تا ۱/۶ برابر مقدار به دست آمده از رابطه‌ی ۱۸-۷۱ است. بنابراین اعمال ضریب اطمینان اضافی لزومی ندارد.
۳- مقدار M_{max} به دست آمده از اعمال رابطه‌ی ۱۸-۸۶ در حدود ۰/۶ تا ۰/۷۵ مقدار M_{max} به دست آمده از روش معمول پای مفصلی است. بنابراین بدون استفاده از روش کاهش راو، این مقدار می‌تواند به عنوان لنگر کاهش یافته تلقی شود.

مثال ۱۸-۱۳

برای سپر مهار شده‌ی شکل ۱۸-۳۳، مطلوبست تعیین (الف) D، (ب) F و (پ) M_{max} با استفاده از روش CPD فرض کنید:

$C = 0.68$ و $R = 0.6$

حل:

قسمت الف:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 19.24 - 9.81 = 9.43\ kN/m^3$$

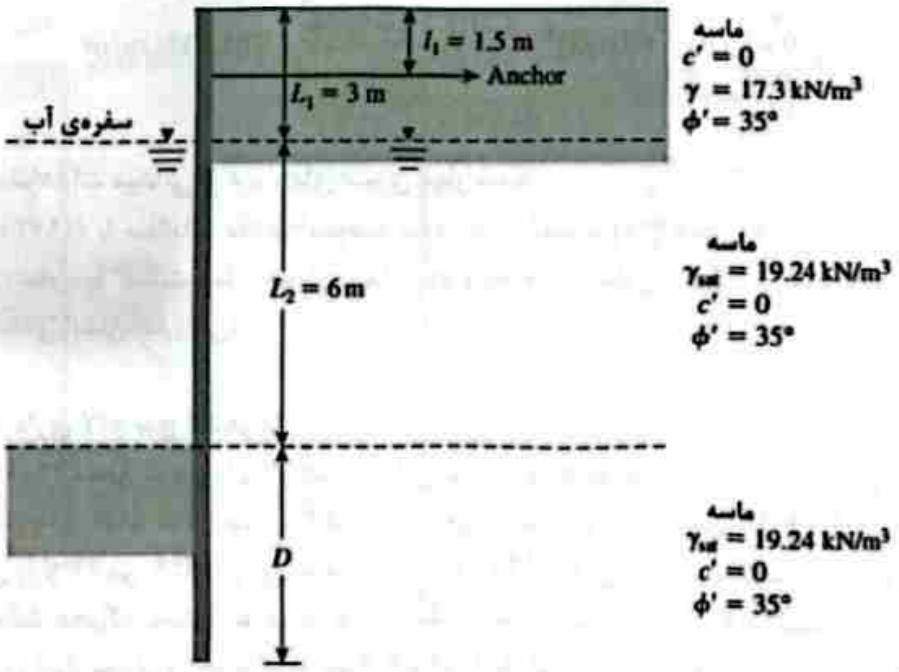
از رابطه‌ی ۱۸-۸۲:

$$\gamma'_{av} = \frac{\gamma L_1 + \gamma' L_2}{L_1 + L_2} = \frac{(17.3)(3) + (9.43)(6)}{3+6} = 12.05\ kN/m^3$$

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{35}{2}\right) = 0.271$$

$$\bar{\sigma}'_a = CK_a\gamma'_{av}L = (0.68)(0.271)(12.05)(9) = 19.99\ kN/m^2$$

$$\bar{\sigma}'_p = R\bar{\sigma}'_a = (0.6)(19.99) = 11.99\ kN/m^2$$



شکل ۱۸-۳۳

از رابطه‌ی ۱۸-۸۴:

$$D^2 + 2DL\left[1-\left(\frac{\ell_1}{L}\right)\right]-\frac{L^2}{R}\left[1-2\left(\frac{\ell_1}{L}\right)\right]=0$$

یا

$$D^2 + 2(D)(9)\left[1-\left(\frac{1.5}{9}\right)\right]-\frac{(9)^2}{0.6}\left[1-2\left(\frac{1.5}{9}\right)\right]=D^2+50D-1000=0$$

$$D \approx 4.6\,m$$

کنترل مقدار مفروض برای R

$$R=\frac{L(L-2\ell_1)}{D(2L+D-2\ell_1)}=\frac{9[9-(2)(1.5)]}{4.6[(2)(9)+4.6-(2)(1.5)]}\approx 0.6 \quad OK$$

قسمت پ:

از رابطه‌ی ۱۸-۸۵ داریم:

$$F=\bar{\sigma}'_a(L-RD)=19.99[9-(0.6)(4.6)]=124.74\,kN/m$$

قسمت پ:

از رابطه‌ی ۱۸-۸۶:

$$M_{max}=0.5\bar{\sigma}'_a L^2\left[\left(1-\frac{RD}{L}\right)^2-\left(\frac{2\ell_1}{L}\right)\left(1-\frac{RD}{L}\right)\right]$$

$$1-\frac{RD}{L}=1-\frac{(0.6)(4.6)}{9}=0.693$$

بنابراین:

$$M_{max}=(0.5)(19.99)(9)^2\left[(0.693)^2-\frac{(2)(1.5)(0.693)}{9}\right]=201.6\,kN.m/m$$

۱۸-۱۵- مشاهدات میدانی از دیوارهای سپری مهار شده

کازاگرانده (۱۹۷۳) با مطالعات میدانی مشاهده نمود که با گذشت زمان فشار محرک در پشت دیوار با خاکریز ریزدانه‌ای، با گذشت زمان افزایش پیدا کرده و به حالت سکون نزدیک می‌شود. در ادامه به دو مطالعه‌ی میدانی ایشان اشاره می‌شود.

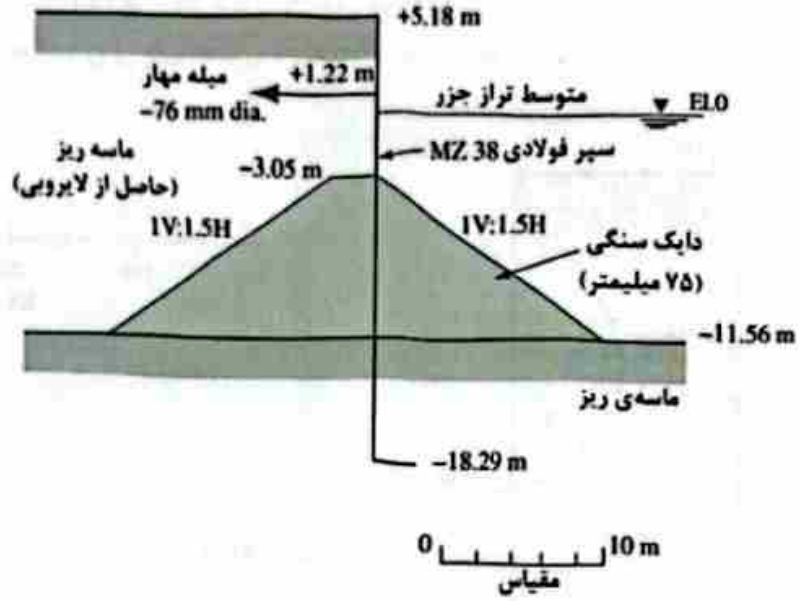
اسکله‌ی دیواری لانج بیچ کالیفرنیا

در شکل ۱۸-۳۴ مقطع عمومی این اسکله‌ی دیواری نشان داده شده است. پشته‌ریزی این دیوار به غیر از قسمت تحتانی آن که با سنگ صورت گرفته، از ماسه‌ی ریزدانه می‌باشد. شکل ۱۸-۳۵ فشار وارد بر این دیوار سپری را از ۲۴ می ۱۹۴۹ (زمان اتمام) تا ۶ اگوست ۱۹۴۹ نشان می‌دهد. با گذشت زمان فشار وارد بر دیوار از حالت محرک (شکل الف)، به حالت سکون (شکل ب) افزایش یافته است. لیکن به علت انعطاف‌پذیری دیوار سپری و تسلیم آن به سمت جلو این فشار اندکی کاهش یافته است (شکل ب).

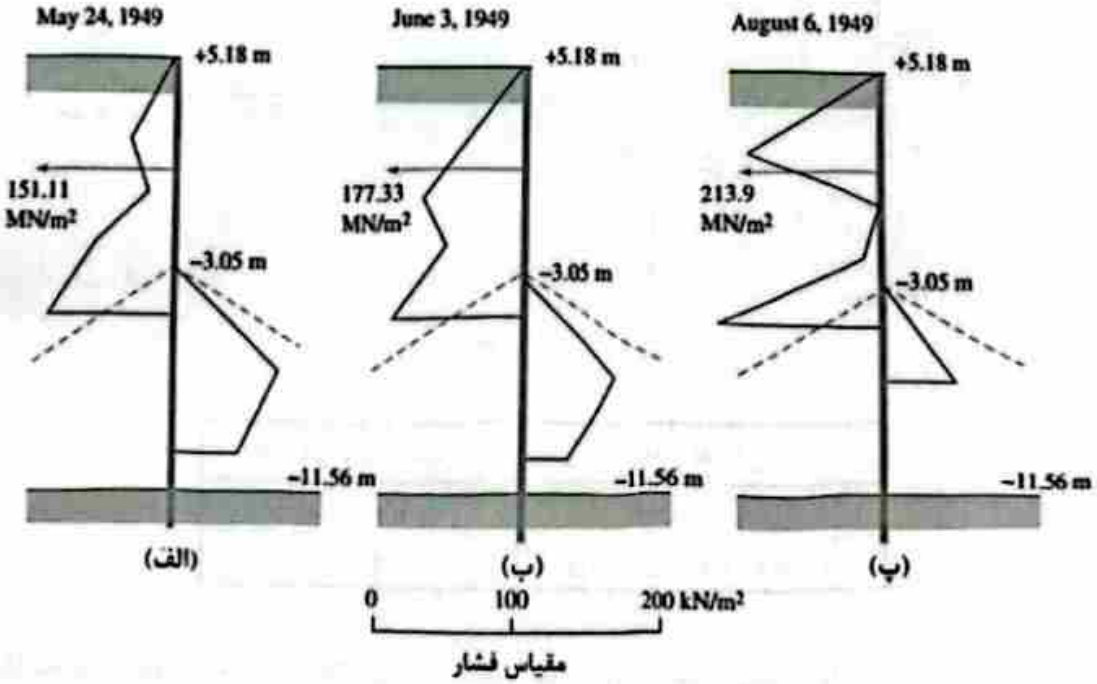
Scanned with CamScanner

تغییرات نیروی مهار به صورت جدول زیر است:

تاریخ	تنش کششی N/mm^2
May 24, 1949	151.11
June 3, 1949	177.33
June 11, 1949	193.2
July 12,1949	203.55
August 6, 1949	213.9



شکل ۱۸-۳۴- مقطع عمومی اسکله‌ی دیواری



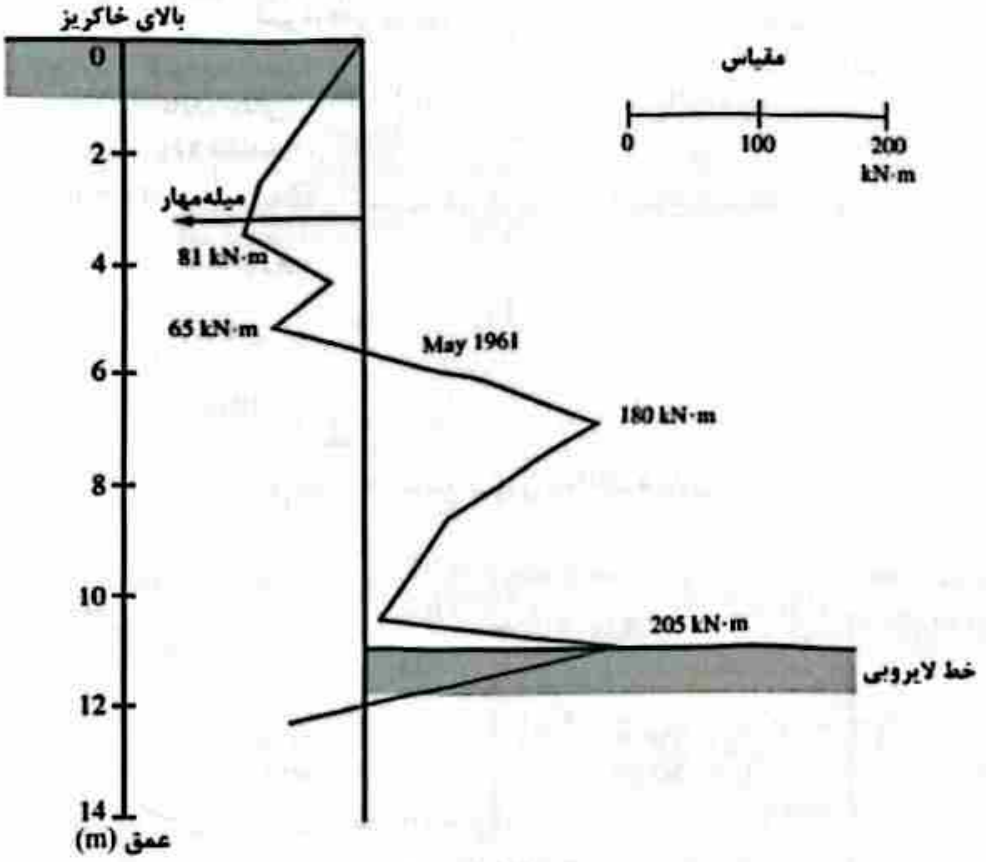
شکل ۱۸-۳۵- فشارهای اندازه‌گیری شده با گذشت زمان

Scanned with CamScanner

این مطالعات میدانی نشان دهنده‌ی تغییرات فشار جانبی با گذشت زمان و عدم انطباق کامل آن با تئوری‌هاست.

اسکله‌ی دیواری- تولدو، اوهایو (۱۹۶۱)

در شکل ۱۸-۳۶ مقطع عمومی این اسکله‌ی دیواری نشان داده شده است. زمین عمومی منطقه ماسه‌ی ریز تا متوسط است، لیکن خط لایروبی روی رس بسیار پیش تحکیم یافته قرار دارد. شکل ۱۸-۳۶ تغییرات لنگر خمشی اندازه‌گیری شده در دیوار سپری را نشان می‌دهد. کازاگراند (۱۹۷۳) مقدار لنگر خمشی را براساس فشار جانبی محرک و روش پای‌آزاد با روش کاهش لنگر راو محاسبه نمود:



شکل ۱۸-۳۶

حداکثر لنگر خمشی	روش طراحی
146.5 kN.m	روش پای ساده
78.6 kN.m	روش پای ساده با کاهش راو

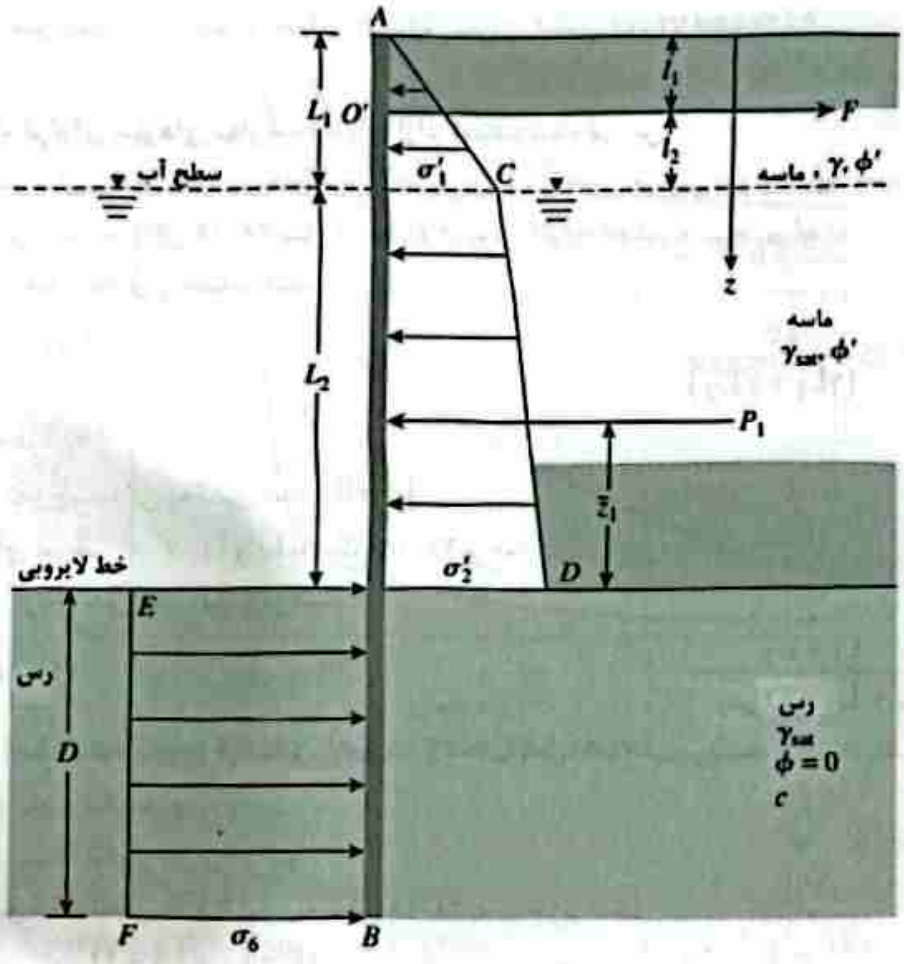
مقایسه نتایج فوق با مقادیر اندازه‌گیری شده، نشان دهنده بزرگتر بودن مقادیر اندازه‌گیری شده است. علت این امر می‌تواند ریزدانه بودن پشته‌ریزی باشد.

Scanned with CamScanner

۱۸-۱۶- سپر مهار شده با پای ساده مدفون در زمین رسی

شکل ۱۸-۳۷ سپر مهار شده‌ای را نشان می‌دهد که پای آن در لایه‌ی رسی مدفون است و دارای خاکریزی دانه‌ای می‌باشد. نمودار فشار در بالای خط لایروبی مشابه شکل ۱۸-۱۳ می‌باشد. توزیع فشار خالص در زیر خط لایروبی (از $z = L_1 + L_2$ تا $z = L_1 + L_2 + D$) می‌تواند به صورت زیر نشان داده شود (رابطه‌ی ۱۸-۴۲):

$$\sigma_6 = 4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$$



شکل ۱۸-۳۷- سپر مهار شده با پای ساده و مدفون در لایه‌ی رسی

برای تعادل استاتیکی، مجموع نیروها در امتداد افق باید مساوی صفر باشد. داریم:

$$P_1 - \sigma_6 D = F \qquad (۱۸-۸۷)$$

که در آن:

P_1 = مساحت سطح ACD در نمودار توزیع فشار

F= نیروی مهار برای واحد طول دیوار

با نوشتن لنگر حول نقطه‌ی O' به دست می‌آید:

$$P_1\left(L_1+L_2-\ell_1-\bar{z}_1\right)-\sigma_6 D\left(\ell_2+L_2+\frac{D}{2}\right)=0$$

با ساده‌سازی رابطه‌ی فوق، نتیجه می‌شود:

$$\sigma_6 D^2+2\sigma_6 D\left(L_1+L_2-\ell_1\right)-2P_1\left(L_1+L_2-\ell_1-\bar{z}_1\right)=0 \qquad (۸۸-۱۸)$$

با استفاده از رابطه‌ی فوق می‌توان عمق نفوذ تئوریک D را تعیین کرد.

همانند بخش ۱۸-۱۱، حداکثر لنگر در این حالت در عمقی در حدفاصل $L_1<z<L_1+L_2$ رخ می‌دهد. عمق نقطه‌ی برش صفر یا حداکثر لنگر را می‌توان از رابطه‌ی ۱۸-۷۴ تعیین کرد.

کاهش لنگر برای سپرهای مهار شده با پای آزاد کوبیده شده در رس

راو[1] روشی برای کاهش لنگر سپرهای مهار شده با پای آزاد مدفون در رس نیز پیشنهاد نمود (۱۹۵۲، ۱۹۵۷). این روش در شکل ۱۸-۳۸ نشان داده شده که روش گام به گام آن به شرح زیر است:

۱- عدد پایداری را حساب کنید:

$$S_n=1.25\frac{c}{\left(\gamma L_1+\gamma' L_2\right)} \qquad (۸۹-۱۸)$$

که در آن:

c = چسبندگی زهکشی نشده $(\phi=0)$

برای تعریف γ، γ'، L_1 و L_2 به شکل ۱۸-۳۷ مراجعه کنید.

۲- ارتفاع بدون بعد دیوار برابر است با:

$$\alpha=\frac{L_1+L_2}{L_1+L_2+D_{\text{واقعی}}} \qquad (۹۰-۱۸)$$

۳- عدد انعطاف‌پذیری ρ مطابق روابط ۱۸-۷۹- الف و یا ۱۸-۷۹-ب می‌باشد.

۴- M_d = لنگر طرح

M_{max} = لنگر نظری حداکثر

روش تعیین لنگر کاهش یافته با توجه به شکل ۱۸-۳۸ به شرح زیر است:

گام ۱: تعیین $H'=L_1+L_2+D_{\text{واقعی}}$

گام ۲: تعیین $\alpha=\left(L_1+L_2\right)/H'$

گام ۳: تعیین S_n (رابطه‌ی ۱۸-۸۹)

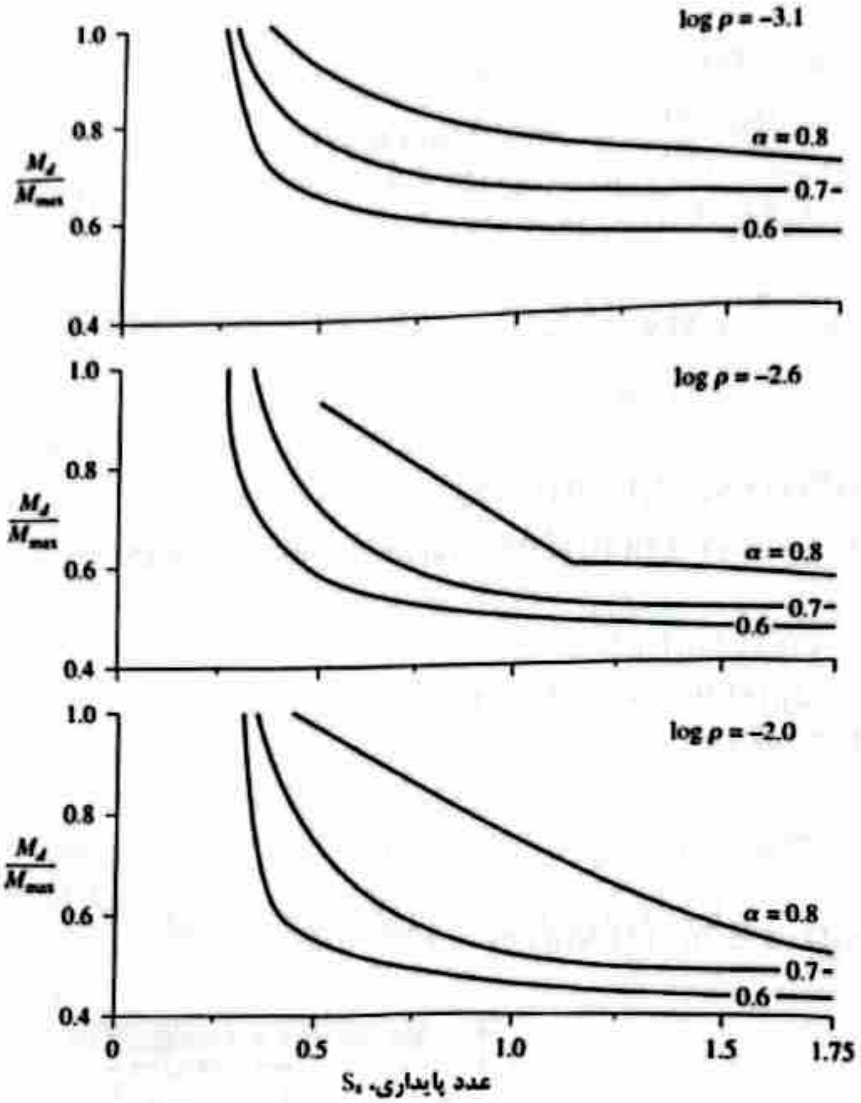
گام ۴: برای مقادیر α و S_n بدست آمده در گام‌های ۲ و ۳، مقادیر M_d/M_{max} را برای مقادیر مختلف $\ell og\rho$ از شکل ۱۸-۳۸ بدست آورده و نمودار M_d/M_{max} را در مقابل $\ell og\rho$ رسم کنید.

گام ۵: گام‌های ۱ تا ۹ مربوط به سپرهای مهار شده‌ی کوبیده شده در ماسه را دنبال کنید. (بخش ۱۸-۱۳)

---

1 - Rowe

Scanned with CamScanner



شکل ۱۸-۳۸- نمودار M_d/M_{max} در مقابل عدد پایداری برای سپرهای مهار شده مدفون در رس

مثال ۱۸-۱۴

در شکل ۱۸-۳۷ داریم:

$L_1 = 3m, L_2 = 6m$ ، $\ell_1 = 1.5m$ ، $\gamma = 17 kN/m^3$ ، $\gamma_{sat} = 20 kN/m^3$ ، $\phi' = 35°$ ، $c = 41 kN/m^2$

مطلوبست تعیین:

الف: عمق مدفون تئوریک سپر

ب: نیروی مهار برای واحد طول دیوار

حل:

قسمت الف:

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{35}{2}\right) = 0.271$$

Scanned with CamScanner

با توجه به نمودار فشار شکل ۱۸-۳۹:

$$\sigma_1' = \gamma L_1 K_a = (17)(3)(0.271) = 13.82\,kN/m^2$$

$$\sigma_2' = (\gamma L_1 + \gamma' L_2)K_a = [(17)(3) + (20-9.81)(6)](0.271) = 30.39\,kN/m^2$$

$$P_1 = \text{مساحت ۱، ۲ و ۳} = 1/2(3)(13.82) + (13.82)(6) + 1/2(30.39-13.82)(6)$$
$$= 20.73 + 82.92 + 49.71 = 153.36\ kN/m$$

و

$$\bar{z}_1 = \frac{(20.73)\left(6+\frac{3}{3}\right) + (82.92)\left(\frac{6}{2}\right) + (49.71)\left(\frac{6}{3}\right)}{153.36} = 3.2m$$

از رابطه‌ی ۱۸-۸۸ داریم:

$$\sigma_6 D^2 + 2\sigma_6 D(L_1 + L_2 - \ell_1) - 2P_1(L_1 + L_2 - \ell_1 - \bar{z}_1) = 0$$

$$\sigma_6 = 4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) = (4)(41) - [(17)(3) + (20-9.81)(6)] = 51.86\,kN/m^2$$

بنابراین:

$$(51.86)D^2 + (2)(51.86)(D)(3+6-1.5)$$
$$-(2)(153.36)(3+6-1.5-3.2) = 0$$

$$D^2 + 15D - 25.43 = 0$$

با

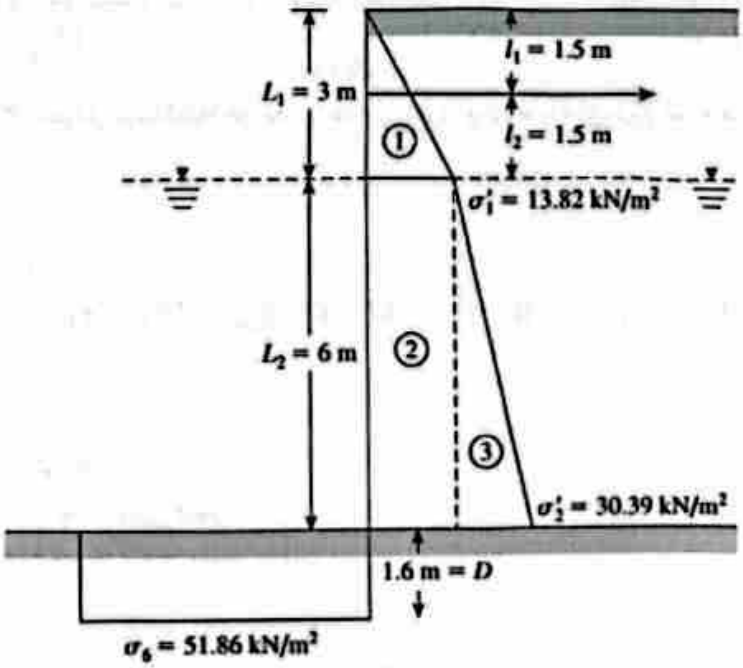
$$D \approx 1.6\,m$$

بنابراین

قسمت ب:

از رابطه‌ی ۱۸-۸۷ داریم:

$$F = P_1 - \sigma_6 D = 153.36 - (51.86)(1.6) = 70.38\,kN/m$$



شکل ۱۸-۳۹- سپر مهار شده با پای آزاد مدفون در لایه‌ی رسی

Scanned with CamScanner

مثال ۱۸-۱۵

با مراجعه به مثال ۱۸-۱۴:

(الف) عمق مدفون واقعی را ۱/۷۵ برابر عمق مدون نظری در نظر بگیرید:

$D_{\text{واقعی}} = 1.75D_{\text{تئوری}}$

(ب) M_{max} را تعیین کنید.

(پ) با استفاده از روش راو (شکل ۱۸-۳۸) لنگر خمشی را تقلیل و اساس مقطع لازم را محاسبه کنید:

$$E = 2.07\times10^5\,N/mm^2$$

$$\sigma_{all} = 172.5\,N/mm^2$$

حل:

قسمت الف:

$$D_{\text{واقعی}} = 1.75D_{\text{تئوری}} = (1.75)\,(1.6) = 2.8m$$

قسمت ب:

از رابطه‌ی ۱۸-۸۷ داریم:

$$F = P_1 - \sigma_6 D_{\text{تئوری}} = 153.36 - (51.86)(1.6) = 70.38kN/m$$

از رابطه‌ی ۱۸-۷۴ محل نیروی برشی صفر محاسبه می‌شود.

$$\frac{1}{2}\sigma_1' L_1 - F + \sigma_1'(z - L_1) + \frac{1}{2}K_a\gamma'(z - L_1)^2 = 0$$

$z - L_1 = x. \Rightarrow$

$$\frac{1}{2}\sigma_1' L_1 - F + \sigma_1' x + \frac{1}{2}K_a\gamma' x^2 = 0$$

یا

$$\left(\frac{1}{2}\right)(13.82)(3) - 70.38 + (13.82)(x) + \left(\frac{1}{2}\right)(0.271)(20 - 9.81)x^2 = 0$$

$$1.38x^2 + 13.82x - 49.65 = 0 \Rightarrow x = 3m$$

با لنگرگیری حول نقطه‌ی فوق داریم:

$$M_{max} = -\frac{1}{2}\sigma_1' L_1\left(x + \frac{L_1}{3}\right) + F(x + \ell_2) - \frac{\sigma_1' x^2}{2} - \frac{1}{2}K_a\gamma' x^2\left(\frac{x}{3}\right)$$

یا

$$M_{max} = -\left(\frac{1}{2}\right)(13.82)\left(3 + \frac{3}{3}\right) + 70.38(3 + 1.5) - \frac{(13.82)(3)^2}{2} - \left(\frac{1}{2}\right)(0.271)(3)^2\left(\frac{3}{3}\right)$$

$$= 225.66kN.m/m$$

Scanned with CamScanner

قسمت پ:

از رابطه‌ی ۱۸-۸۹ داریم:

$$S_n = 1.25\frac{c}{\gamma L_1 + \gamma' L_2} = 1.25\left[\frac{41}{(17\times 3)+(20-9.81)(6)}\right] = 0.457$$

از رابطه‌ی ۱۸-۹۰:

$$\alpha = \frac{L_1 + L_2}{L_1 + L_2 + D_{\text{واقعی}}} = \frac{3+6}{3+6+2.8} = 0.763$$

با مراجعه به (شکل ۱۸-۳۸) برای $\alpha = 0.763$ و $S_n = 0.457$ داریم:

$\ell og\rho$	M_d/M_{max}
-3.1	≈ 0.9
-2.6	≈ 0.9
-2.0	≈ 0.9

$\ell og\rho$ برای تمام مقادیر $\Rightarrow M_d/M_{max} \approx 0.9$

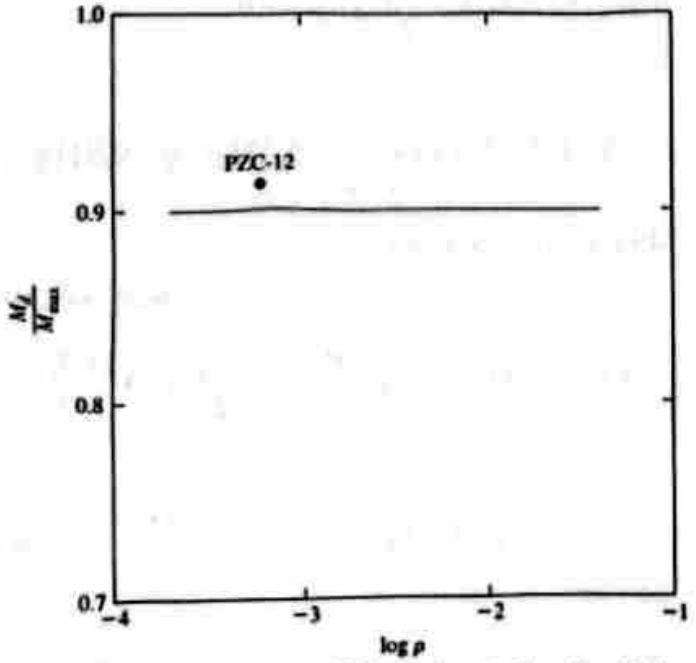
حال می‌توان جدول زیر را تنظیم نمود:

مقطع	$I\left(m^4/m\right)$	H'(m)	$\rho = 10.91\times 10^{-7}\left(\frac{H'^4}{EI}\right)$	$\ell og\rho$	$S\ (m^3/m)$	$M_d = S\sigma_{all}$	$\frac{M_d}{M_{max}}$
PZC-12	192.06×10^{-6}	11.8	5.93×10^{-4}	-3.2	120.42×10^{-5}	207.72	0.92

$$H' = L_1 + L_2 + D_{\text{واقعی}} = 3+6+2.8 = 11.8\,m$$

$$M_{max} = 225.66\,kN.m/m$$

شکل ۱۸-۴۰ نمودار M_d/M_{max} را در مقابل $\ell og\rho$ نشان می‌دهد که نیمرخ PZC-12 در بالای نمودار M_d/M_{max} آن قرار می‌گیرد.



شکل ۱۸-۴۰- نمودار M_d/M_{max} در مقابل $\ell og\rho$

۱۸-۱۷- مهارها

در بخش‌های ۱۸-۱۰ تا ۱۸-۱۶، تحلیل سپرهای مهار شده ارائه گردید. در این بخش‌ها روش محاسبه‌ی نیروی مهاری لازم برای واحد طول دیوار نیز مورد بحث قرار گرفت. در این قسمت، جزییات بیشتری در مورد انواع مختلف مهار و روش محاسبه‌ی ظرفیت باربری نهایی آنها ارائه می‌شود.

انواع مختلف مهارهایی که در سپرهای مهار شده مورد استفاده قرار می‌گیرند، به شرح زیر می‌باشند:

۱- تیرها و صفحات مهاری[1]

۲- میله‌ی مهارها با انتهای تزریق شده[2] (میله مهار کور شده)

۳- شمع‌های مهاری قائم[3]

۴- تیرهای مهاری با شمع‌های مایل[4]

برای صفحات یا تیرهای مهاری معمولاً از قطعات پیش‌ساخته‌ی بتنی استفاده می‌شود (شکل ۱۸-۴۱-الف). مهارها توسط میله‌مهار[5] به سپر وصل می‌شوند. برای اتصال میله مهارها به سپر، کمرکش یا پشت‌بند افقی[6] در جلو و یا پشت سپر قرار داده می‌شود تا تکیه‌گاه مناسب و صلبی برای سپر تامین گردد. برای محافظت میله‌ی مهار در مقابل خوردگی، معمولاً روی آن توسط رنگ یا اپوکسی اندود می‌شود.

در مهار با انتهای تزریق شده (شکل ۱۸-۴۱- ب)، ابتدا سوراخی در زمین حفر شده و داخل آن میله یا کابل مهاری قرار داده شده و انتهای آن تزریق می‌شود (کابل‌ها از نوع فولاد پرمقاومت که در کارهای پیش‌تنیده از آنها استفاده می‌شود، می‌باشند).

در اشکال ۱۸-۴۱-پ و ۱۸-۴۱-ت، استفاده از شمع‌های قائم و شمع‌های مایل برای مهار سپر نشان داده شده است.

نصب مهارها

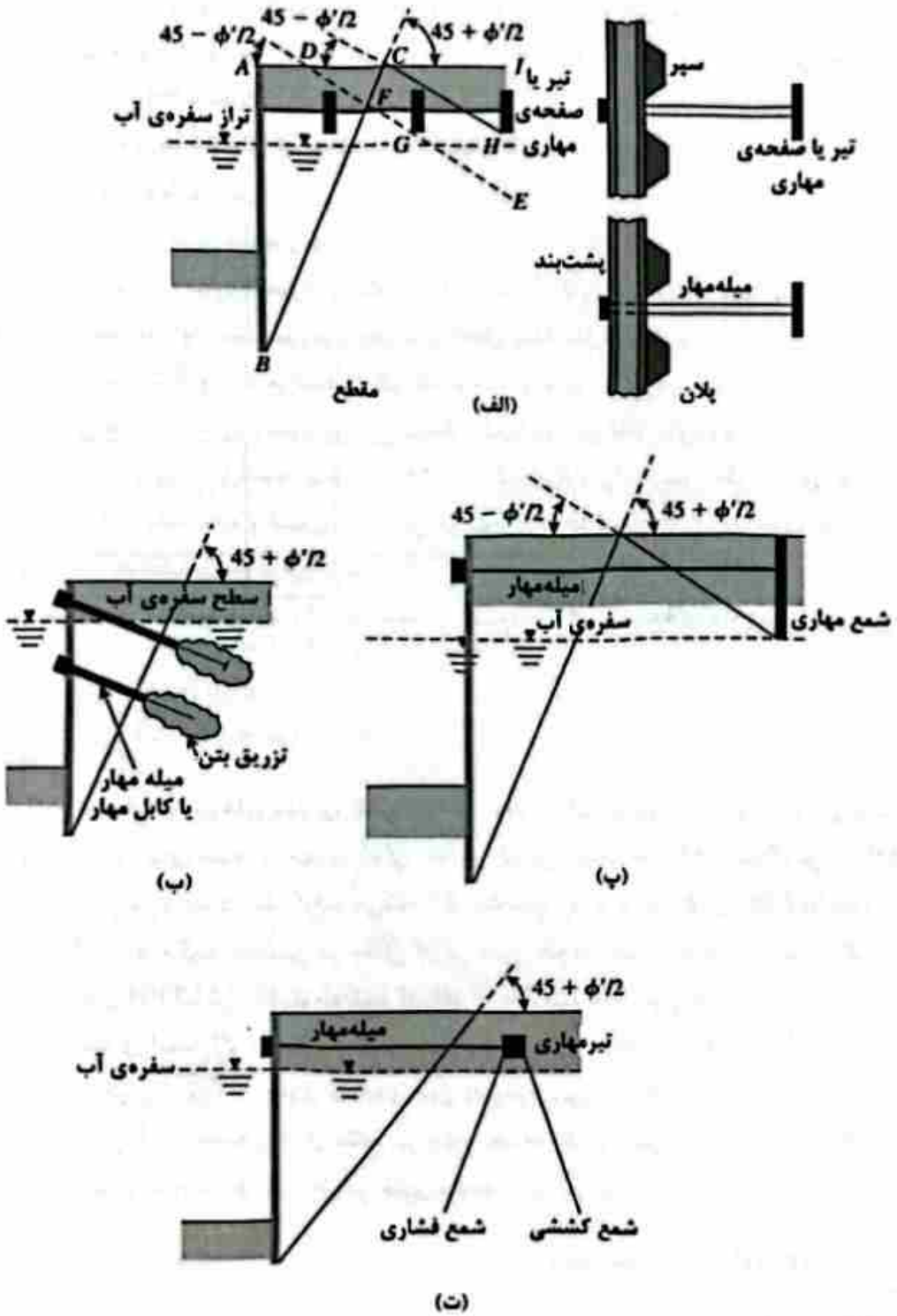
نیروی مقاوم صفحات یا تیرهای مهاری، ناشی از فشار مقاوم خاک موجود در جلوی آنها می‌باشد. برای تعیین بهترین محل برای صفحه‌ی مهاری (برای حداکثر کارایی)، شکل ۱۸-۴۱- الف که در آن AB سپر موردنظر برای مهار می‌باشد، در نظر گرفته می‌شود. اگر صفحه‌ی مهاری داخل گوه‌ی ABC (ناحیه‌ی محرک رانکین) قرار گیرد، هیچگونه مقاومتی در مقابل خرابی دیوار نخواهد داشت. به عنوان روش دیگر، می‌توان مهار را در ناحیه‌ی CFEH قرار داد. توجه شود که خط DFG، خط لغزش برای فشار مقاوم رانکین در مقابل صفحه یا تیر مهاری است. اگر قسمتی از گوه‌ی مقاوم داخل گوه‌ی محرک ABC قرار گیرد، فشار مقاوم کامل در هنگام خرابی دیوار، در جلوی صفحه‌ی مهار به وجود نمی‌آید. حال اگر تیر یا صفحه‌ی مهاری در ناحیه‌ی ICH قرار گیرد، ناحیه‌ی فشار مقاوم در جلوی صفحه یا تیر مهاری کاملاً خارج از ناحیه‌ی فشار محرک قرار گرفته و مقاومت مهاری کامل در جلوی صفحه یا تیر مهاری به وجود می‌آید.

---

1 - Anchor Plates and beams (deadman)
2 - Tie back
3 - Vertical anchor pile
4 - Anchor beams supported by batter
5 - Tie rods
6 - Wale

Scanned with CamScanner

اشکال ۱۸-۴۱-ب، ۱۸-۴۱-پ و ۱۸-۴۱- ت نیز نشان دهنده‌ی محل قرارگیری صحیح میله‌ی مهار با انتهای تزریق شده (کور شده)، شمع مهاری قائم و تیر مهاری با شمع‌های مایل می‌باشند.



شکل ۱۸-۴۱- انواع مختلف مهار سپرها. (الف) تیر یا صفحه‌ی مهاری، (ب) مهار با انتهای تزریق شده، (پ) شمع مهاری قائم، (ت) تیر مهاری با شمع‌های مایل

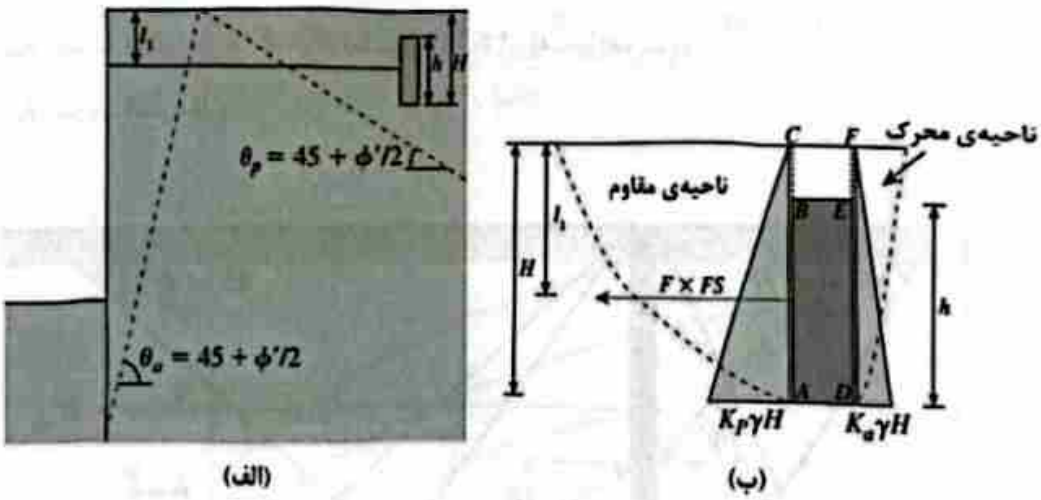
۱۸-۱۸- ظرفیت بلوک مهاری[1]

به منظور عدم قرارگیری ناحیه‌ی مقاوم بلوک مهاری در ناحیه فعال خاک، محل آن مطابق شکل ۱۸-۴۲-الف باید خارج از دو خط‌چین نشان داده شده باشد. در این حالت ناحیه‌ی مقاوم جلوی بلوک مهاری در ناحیه‌ی محرک دیوار قرار نمی‌گیرد.

بلوک مهاری برای نیروی بزرگتری با ضریب اطمینان ۱/۵ تا ۲ طراحی می‌شود. اگر بلوک مهاری در نزدیکی سطح زمین با $h > 0.5H$ قرار گیرد، می‌توان فرض نمود که بلوک مهاری و خاک روی آن بصورت بلوک صلب رفتار می‌کنند و فشار محرک در سمت راست و فشار مقاوم در سمت چپ برای تمام ارتفاع H محاسبه می‌شود. برای بلوک مهاری پیوسته داریم:

$$FS\times T=\left(\frac{1}{2}K_p\gamma H^2-\frac{1}{2}K_a\gamma H^2\right)s=\frac{1}{2}\left(K_p-K_a\right)\gamma H^2 s \qquad (۹۱-۱۸)$$

که در آن T نیروی مهار و S فواصل مهاری‌هاست. با معلوم بودن T عمق مهار را می‌توان از رابطه‌ی ۱۸-۹۱ تعیین نمود.



شکل ۱۸-۴۲- بلوک مهاری: (الف) موقعیت، (ب) تعادل

۱۸-۱۹- ظرفیت بلوک مهاری در ماسه

روش نیمه‌تجربی

اوسن، و استرومان[2] (۱۹۷۲) روشی برای تعیین مقاومت نهایی بلوک مهاری در ماسه ارائه کرده‌اند که گام‌های اساسی در این روش به قرار زیر است:

گام ۱- حالت پایه: طول مدفون H را تعیین نمایید. فرض کنید که صفحه‌ی مهاری دارای ارتفاع H بوده و طول B آن در امتداد عمود بر صفحه‌ی کاغذ بی‌نهایت است (شکل ۱۸-۴۳). این وضعیت، حالت پایه نامیده می‌شود. در شکل ۱۸-۴۳ از علائم زیر استفاده شده است:

---

1 - Deadman
2 - Ovesen and Stromann

P_p = نیروی مقاوم برای واحد طول مهار

P_a = نیروی محرک برای واحد طول مهار

ϕ' = زاویه‌ی اصطکاک موثر خاک

δ' = زاویه‌ی اصطکاک بین صفحه‌ی مهاری و خاک

P'_{uH} = مقاومت نهایی برای واحد طول مهار

W = وزن واحد طول صفحه‌ی مهاری

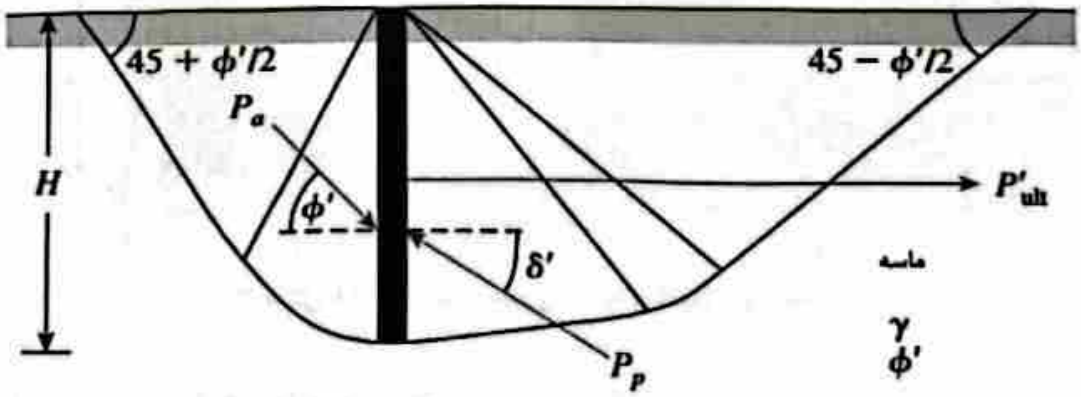
مقدار P'_u را می‌توان به صورت زیر تعریف کرد:

$$P'_{ult} = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p \cos\delta' - P_a \cos\phi' = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_p \cos\delta' - \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a \cos\phi'$$
$$= \frac{1}{2}\gamma H^2 \left(K_p \cos\delta' - K_a \cos\phi'\right) \qquad (۹۲-۱۸)$$

که در آن:

K_a= ضریب فشار فعال با $\delta' = \phi'$ (به شکل ۱۸-۴۴- الف مراجعه شود)

K_p= ضریب فشار مقاوم



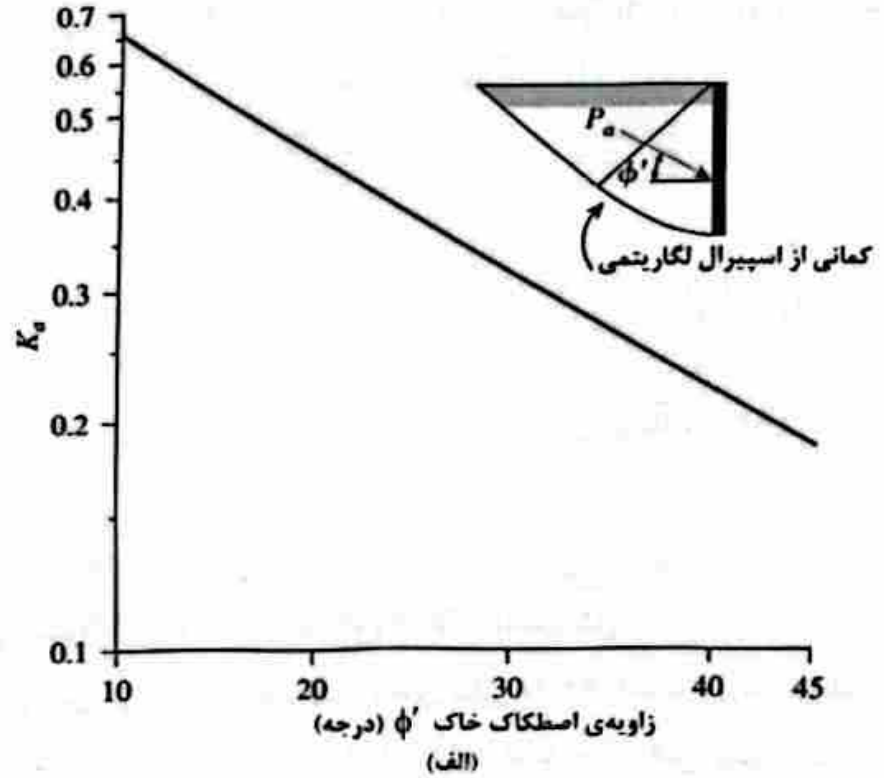
شکل ۱۸-۴۳- حالت پایه- بلوک مهاری قائم در خاک دانه‌ای

برای محاسبه‌ی $K_p \sin\delta'$، ابتدا $K_p \sin\delta'$ را از رابطه‌ی زیر محاسبه نمایید:

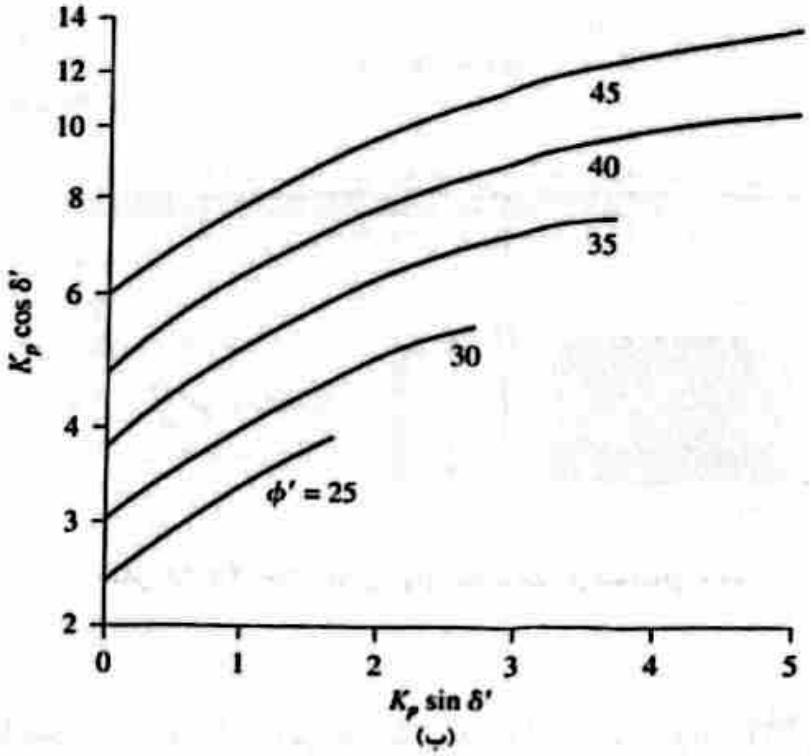
$$K_p \sin\delta' = \frac{W + P_a \sin\phi'}{\frac{1}{2}\gamma H^2} = \frac{W + \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a \sin\phi'}{\frac{1}{2}\gamma H^2} \qquad (۹۳-۱۸)$$

با استفاده از $K_p \sin\delta'$ به دست آمده از رابطه‌ی ۱۸-۹۳، مقدار $K_p \cos\delta'$ را می‌توان از نمودار ارائه شده در شکل ۱۸-۴۴-ب تعیین کرد.

Scanned with CamScanner



(الف)



(ب)

(الف) تغییرات K_a (برای $\delta = \phi$). (ب) تغییرات $K_p \cos\delta'$ با $K_p \sin\delta'$ برپایه‌ی تحلیل اوسن، و استرومان

شکل ۱۸-۴۴

گام ۲- حالت نواری (مهار نواری به ارتفاع h<H): طول واقعی h مهار را که لازم است ساخته شود، تعیین نمایید. اگر مهار پیوسته (با $B = \infty$) به ارتفاع h در عمق H قرار داده شود (شکل ۱۸-۴۵)، مقاومت نهایی آن در واحد طول از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$P'_{us} = \left[\frac{C_{ov} + 1}{C_{ov} + \left(\frac{H}{h}\right)}\right] P'_{ult} \qquad (۹۴-۱۸)$$

رابطه ۱۸-۹۲

که در آن:

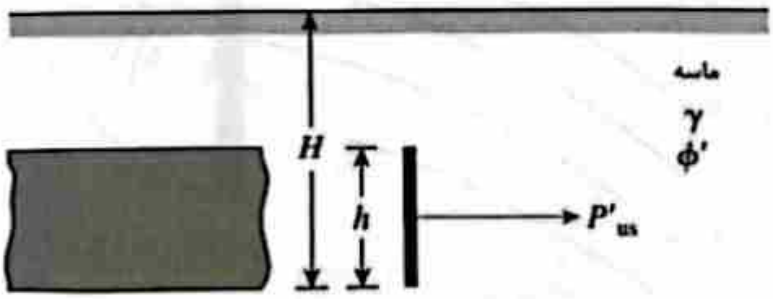
P'_{us} = مقاومت نهایی برای حالت نواری

C_{ov} = ضریبی مساوی ۱۹ برای ماسه‌ی متراکم و ۱۴ برای ماسه‌ی شل

گام ۳- حالت واقعی: در عمل صفحات مهاری مطابق شکل ۱۸-۴۶- الف به صورت صفحات جدا از هم در یک ردیف به فواصل S' قرارداده می‌شوند. برای این حالت که به حالت واقعی موسوم است، مقاومت نهایی هر مهار، P_u، از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

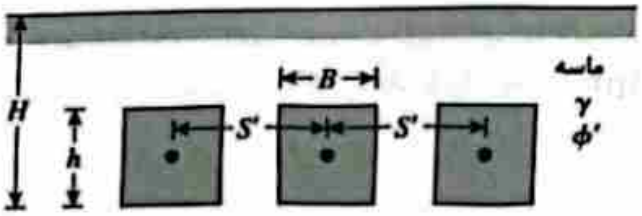
$$P_{ult} = P'_{us} B_e \qquad (۹۵-۱۸)$$

که در آن B_e طول معادل می‌باشد.

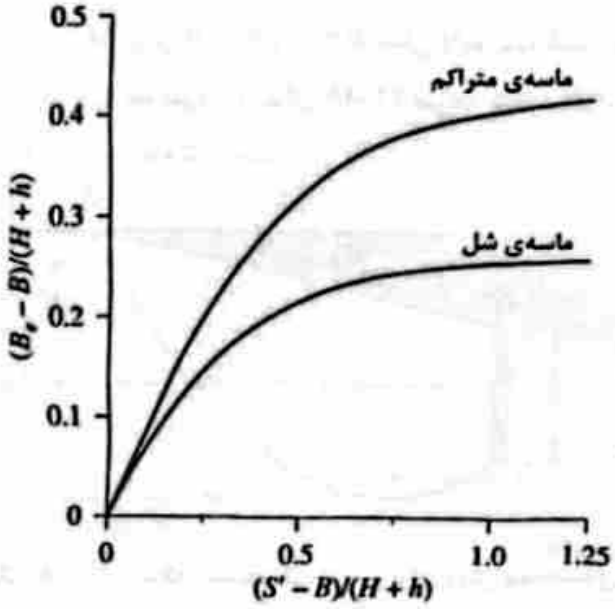


شکل ۱۸-۴۵- حالت نواری برای بلوک مهاری صفحه‌ای قائم

طول معادل B_e تابعی از S'، B، H، و h می‌باشد. شکل ۱۸-۴۶- ب نمودار $(B_e - B)/(H + h)$ را در مقابل $(S' - B)/(H + h)$ برای حالت ماسه‌ی شکل و متراکم نشان می‌دهد. برای مقادیر معلوم S'، B، H، و h، می‌توان مقدار B_e را برای استفاده در رابطه‌ی ۱۸-۹۵ محاسبه نمود.



(الف)



(ب)

شکل ۱۸-۴۶- (الف) آرایش واقعی بلوک‌های مهاری، (ب) تغییرات $(B_e - B)/(H + h)$ برحسب $(S' - B)/(H + h)$ بر پایه‌ی تحلیل اوسن و استرومان

روش مشخصه‌ی تنش

نیلی[1] و همکاران با استفاده از مفهوم سطح آزاد معادل، روشی برای محاسبه‌ی نیروی مقاوم بیرون کشیدگی مهارها که روش مشخصه‌ی تنش نامیده می‌شود، ارائه نمودند. شکل ۱۸-۴۷ سطحی گسیختگی مفروض برای بلوک مهاری پیوسته را نشان می‌دهد. OX سطح آزاد معادل است. تنش برشی s_o که در امتداد OX بسیج می‌شود، از رابطه‌ی زیر حاصل می‌شود:

$$m = \frac{s_o}{\sigma'_o \tan\phi'} \qquad (۹۶-۱۸)$$

که در آن:

m = ضریب بسیج تنش برشی

σ'_o = تنش قائم موثر در امتداد OX

1 - Neely

Scanned with CamScanner

برپایه تحلیل فوق، مقاومت نهایی P_{ult} مهار به طول B و ارتفاع h برابر می‌شود با:

$$P_{ult} = M_{\gamma q}\left(\gamma h^2\right) B F_s \qquad (۹۷-۱۸)$$

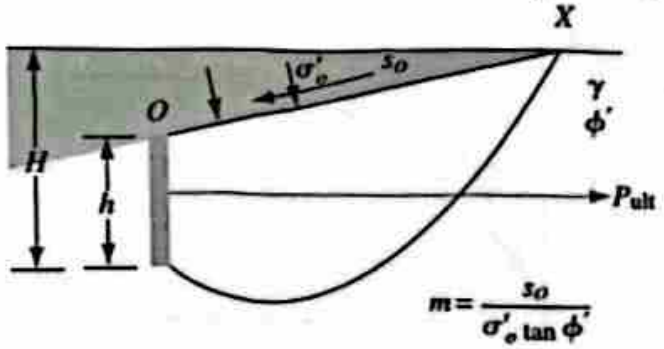
که در آن:

$M_{\gamma q}$ = ضریب نیرو

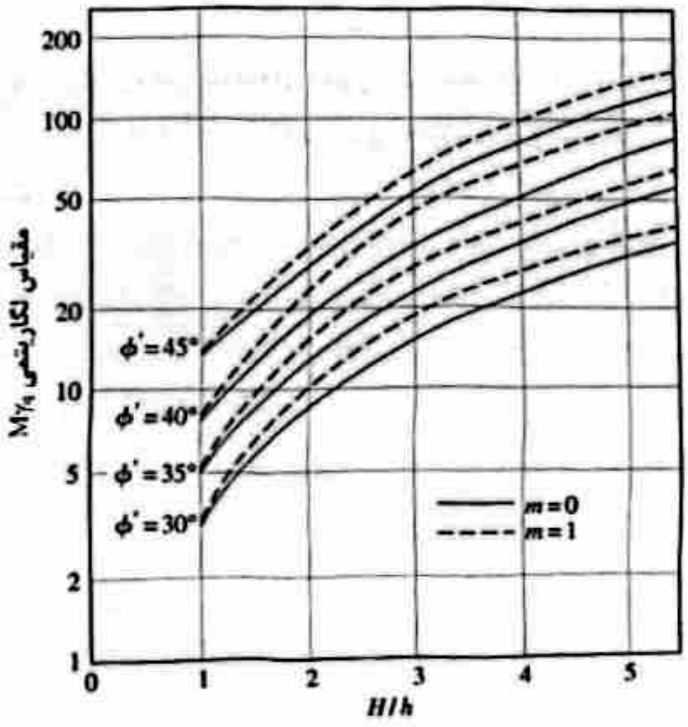
F_s = ضریب شکل

γ = وزن مخصوص موثر خاک

در شکل ۱۸-۴۸ تغییرات $M_{\gamma q}$ برای $m = 0$ و $m = 1$ نشان داده شده است. بطور محافظه‌کارانه می‌توان از $M_{\gamma q}$ مربوط به $m = 0$ استفاده نمود. در شکل ۱۸-۴۹ ضریب شکل F_s که بطور تجربی حاصل شده، بصورت تابعی از B/h و H/h نشان داده شده است.



شکل ۱۸-۴۷- سطح گسیختگی فرضی برای روش مشخصه‌ی تنش



شکل ۱۸-۴۸- تغییرات $M_{\gamma q}$ برحسب H/h و ϕ'

روابط تجربی بر پایه مدل‌های آزمایشی

قالی[1] (۱۹۹۷) بر پایه‌ی ۱۰۴ آزمون آزمایشگاهی، ۱۵ مدل سانتریفوژ و آزمایش میدانی رابطه‌ی زیر را برای نیروی بیرون‌کشیدگی پیشنهاد نمود:

$$P_{ult} = \frac{5.4}{\tan\phi'}\left(\frac{H^2}{A}\right)^{0.28}\gamma AH \qquad (۹۸-۱۸)$$

که در آن:

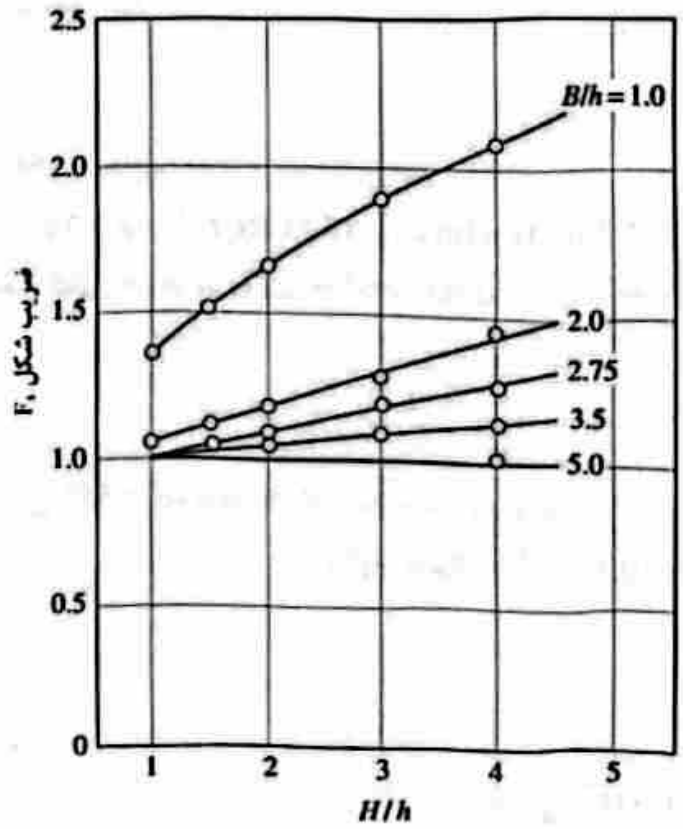
A = مساحت مهار مساوی Bh

قالی بر پایه آزمایش‌های دس و سیلی (۱۹۷۵) رابطه‌ی زیر را برای رابطه‌ی نیرو- تغییرمکان P-u پیشنهاد نمود:

$$\frac{P}{P_{ult}} = 2.2\left(\frac{u}{H}\right)^{0.3} \qquad (۹۹-۱۸)$$

که در آن:

u = تغییرمکان u در مقابل نیروی P



شکل ۱۸-۴۹- تغییرات ضریب شکل برحسب H/h و B/h

1 - Ghaly

روابط ۱۸-۹۸ و ۱۸-۹۹ برای مهار تنها به کار می‌روند (مهارهایی که برای آنها $S'/B = \infty$ است). برای تمام حالات عملی وقتی‌که $S'/B \geq 2$ باشد، مهار را می‌توان تک فرض نمود.

ضریب اطمینان برای بلوک‌های مهاری

مقاومت مجاز هر بلوک مهاری از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$P_{all} = \frac{P_{ult}}{FS}$$

که در آن:

FS= ضریب اطمینان بین ۲ تا ۳

فواصل بلوک‌های مهاری

فواصل بلوک‌های مهاری S'، از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$S' = \frac{P_{all}}{F}$$

که در آن:

F= نیروی مهاری بر واحد طول دیوار

مثال ۱۸-۱۶

با مراجعه به شکل ۱۸-۴۶- الف داریم:

$$B = h = 0.4m\ ,\ S' = 1.2m\ ,\ H = 1m\ ,\ \gamma = 16.51kN/m^3\ ,\ \phi' = 35°$$

مطلوبست تعیین مقاومت نهایی هر بلوک مهاری. بلوک‌های مهاری از بتن ساخته شده‌اند و ضخامت آنها ۱۵۰ میلیمتر است.

حل:

از شکل ۱۸-۴۴- الف برای $\phi' = 35°$، مقدار $K_a = 0.26$ به دست می‌آید:

$$W = Ht\gamma_{\text{بتن}} = (1m)(0.15m)\left(23.5kN/m^3\right)$$
$$= 3.525kN/m$$

از رابطه‌ی ۱۸-۹۳ داریم:

$$K_p \sin\delta' = \frac{W + \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a \sin\phi'}{\frac{1}{2}\gamma H^2}$$

Scanned with CamScanner

$$= \frac{3.525 + (0.5)(16.51)(1)^2(0.26)(\sin 35)}{(0.5)(16.51)(1)^2} = 0.576$$

$K_p \sin\delta' = 0.576 \Rightarrow K_p \cos\delta' = 4.5$ ، $\phi' = 35°$ ⇒ شکل ۱۸-۴۴-ب

از رابطه‌ی ۱۸-۹۲ داریم:

$$P'_{ult} = \frac{1}{2}\gamma H^2 \left(K_p \cos\delta' - K_a \cos\phi'\right)$$

$$= \left(\frac{1}{2}\right)(16.51)(1)^2\left[4.5 - (0.26)(\cos 35)\right] = 35.39\,\text{kN/m}$$

با فرض ماسه‌ی شل ⇒ $C_{ov} = 14$

$$P'_{us} = \left[\frac{C_{ov}+1}{C_{ov}+\left(\frac{H}{h}\right)}\right] P'_{ult} = \left[\frac{14+1}{14+\left(\frac{1}{0.4}\right)}\right](35.39) = 32.17\ \text{kN/m}$$

$$\frac{S'-B}{H+h} = \frac{1.2-0.4}{1+0.4} = \frac{0.8}{1.4} = 0.571$$

با فرض ماسه‌ی شل و $(S'-B)/(H+h) = 0.571$ خواهیم داشت:

$$\frac{B_e - B}{H+h} = 0.229$$

بنابراین

$$B_e = (0.229)(H+h) + B = (0.229)(1+0.4) + 0.4 = 0.72$$

در نهایت از رابطه‌ی ۱۸-۹۵ به دست می‌آید:

$$P_{ult} = P'_{us} B_e = (32.17)(0.72) = 23.16\,\text{kN}$$

مثال ۱۸-۱۷

با مراجعه به مثال ۱۸-۱۶، با استفاده از روش مشخصه‌ی تنش، مقاومت نهایی مهار را محاسبه کنید. در شکل ۱۸-۴۸ از $m = 0$ استفاده کنید.

حل:

$$B = h = 0.4\text{m} \ ,\ H = 1\text{m}$$

$$\frac{H}{h} = \frac{1\text{m}}{0.4\text{m}} = 2.5$$

$$\frac{B}{h} = \frac{0.4\text{m}}{0.4\text{m}} = 1$$

از رابطه‌ی ۱۸-۹۷ داریم:

Scanned with CamScanner

$$P_{ult} = M_{\gamma q}\gamma h^2 B F_s$$

شکل ۱۸-۴۸ $\Rightarrow \phi' = 35^\circ$, $H/h = 2.5, M_{\gamma q} \approx 18.2$

شکل ۱۸-۴۹ $\Rightarrow H/h = 2.5$, $B/h = 1$, $F_s \approx 1.8$

$$P_{ult} = (18.2)(16.51)(0.4)^2(0.4)(1.8) \approx 34.62\ \text{kN}$$

مثال ۱۸-۱۸

مسئله ۱۸-۱۷ را با استفاده از رابطه‌ی ۱۸-۹۸ حل کنید.

حل:

از رابطه‌ی ۱۸-۹۸ داریم:

$$P_{ult} = \frac{5.4}{\tan\phi'}\left(\frac{H^2}{A}\right)^{0.28}\gamma AH$$

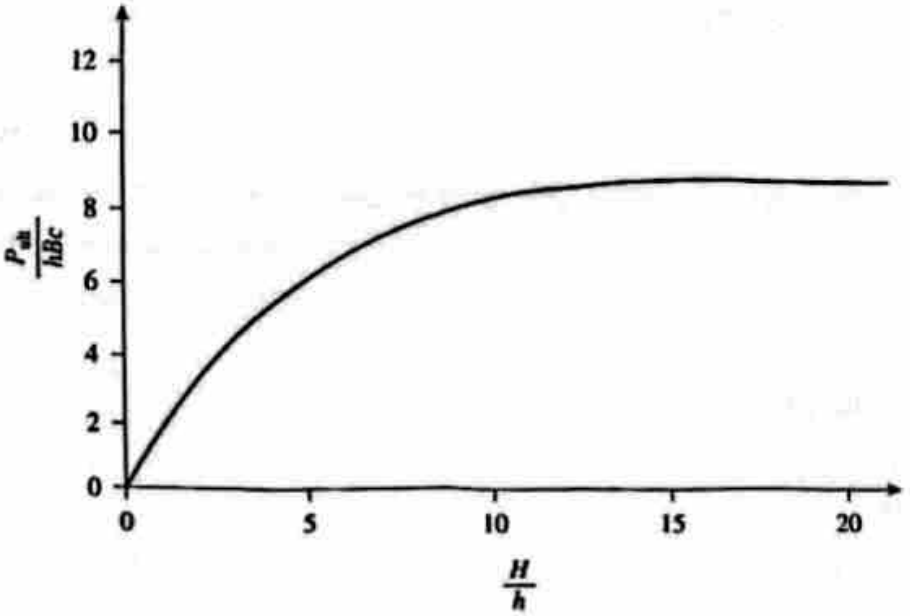
$$H = 1\text{m}$$

$$A = Bh = (0.4 \times 0.4) = 0.16\text{m}^2$$

$$P_{ult} = \frac{5.4}{\tan 35}\left[\frac{(1)^2}{0.16}\right]^{0.28}(16.51)(0.16)(1) \approx 34.03\text{kN}$$

۱۸-۲۰- نیروی مقاوم بلوک مهاری در رس

برپایه مطالعات مدل آزمایشگاهی، مکنزی (۱۹۵۵) و چه بوتاریف (۱۹۷۳) ظرفیت نهایی P_u بلوکی به ابعاد $h \times B$ واقع در عمق لایه‌ی رس با چسبندگی c (شرایط $\phi = 0$) مطابق شکل ۱۸-۵۰ پیشنهاد نمودند.



شکل ۱۸-۵۰- نمودار تجربی P_{ult}/hBc در مقابل H/h برای بلوک مدفون در رس

۱۸-۲۱- مقاومت نهایی میله مهارها با انتهای تزریق شده[1] (کورشده)

مطابق شکل ۱۸-۵۱، مقاومت نهایی میله مهار با انتهای تزریق شده را می‌توان به صورت زیر تعیین کرد:

$$P_{ult} = \pi d \ell \, \bar{\sigma}'_o K \tan\phi' \qquad (۱۸-۱۰۰)$$

که در آن:

P_u = مقاومت نهایی

ϕ' = زاویه‌ی اصطکاک خاک

$\bar{\sigma}'_o$ = تنش قائم موثر متوسط (مساوی γz در ماسه‌ی خشک)

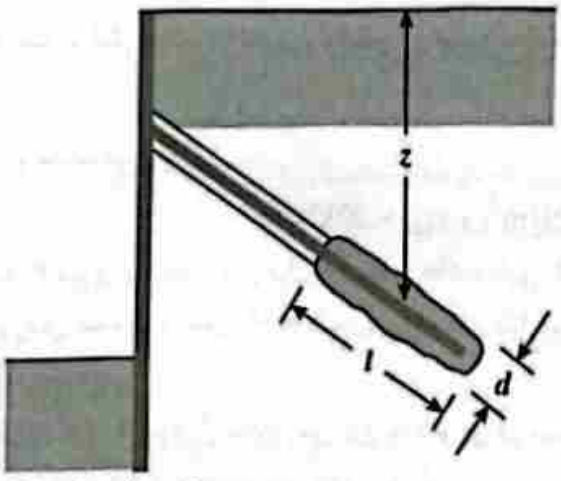
K= ضریب فشار خاک

اگر تزریق تحت فشار صورت گیرد، K را می‌توان مساوی ضریب فشار جانبی در حالت سکون یعنی K_o منظور کرد. کرانه‌ی پایین K مساوی ضریب فشار رانکین در حالت فعال است (K_a) در خاک رس مقاومت نهایی میله‌مهار با انتهای تزریق شده برابر است با:

$$P_{ult} = \pi d \ell c_a$$

c_a = چسبندگی تقریباً مساوی $\frac{2}{3}c_u$ (که در آن c_u = چسبندگی زهکشی نشده).

به مقاومت نهایی ضریب اطمینانی مساوی ۱/۵ تا ۲ اعمال می‌شود.



شکل ۱۸-۵۱- پارامترهای لازم برای تعیین مقاومت نهایی میله مهارها با انتهای تزریق شده

مسائل فصل ۱۸

۱۸-۱- با مراجعه به شکل ۱۸-۹ دیوار سپری طره‌ای، داخل زمین ماسه‌ای کوبیده شده است که در آن تراز آب زیرزمینی در ۲ متری از سطح زمین ماسه‌ای قرار دارد ($L_1 = 2m$). مشخصات خاک ماسه‌ای به قرار زیر است:

$$\phi' = 40^\circ \text{ و } \gamma = 17.5 kN/m^3 \text{ و } \gamma_{sat} = 19 kN/m^3$$

---

1 - Tie Back

عمق خاکبرداری $L = 6m$ است. مطلوبست تعیین عمق مدفون تئوریک D و عمق مدفون واقعی:
تئوری $D = 1.3\ (L_3+L_4)$ واقعی

و عمق کوبش سپر مساوی ($L + D_{\text{تئوری}}$) است.

۱۸-۲- در مسئله ۱۸-۱ لنگر خمشی حداکثر را محاسبه نموده و با تنش مجاز $170\ N/mm^2$ از جدول ۱۸-۱ برای آن مقطع مناسب انتخاب نمایید.

۱۸-۳- مطابق شکل ۱۸-۱۱ قرار است در ماسه‌ی خشک با $\gamma = 17.5 kN/m^3$ و $\phi' = 32°$، ترانشه‌ای به عمق ۵ متر خاکبرداری شود. مطلوبست تعیین عمق مدفون تئوری و عملی و انتخاب نیمرخ مناسب برای سپر.

$\sigma_{all} = 190 N/mm^2$ و تئوری $D = 1.3D$ واقعی

۱۸-۴- با مراجعه به شکل ۱۸-۱۳ داریم:

$L_1 = 1.5m$ و $L_2 = 3m$

برای ماسه: $\phi' = 33°$ و $\gamma = 16.5 kN/m^3$ و $\gamma_{sat} = 19 kN/m^3$

برای رس: $c = 50 kN/m^2$ و $\phi' = 0$ و $\gamma_{sat} = 20 kN/m^3$

مطلوبست عمق مدفون واقعی

تئوری $D = 1.5D$ واقعی

۱۸-۵- در مسئله ۱۸-۴ حداکثر لنگر خمشی را تعیین و براساس آن نیمرخ مناسب سپر را تعیین کنید.

$\sigma_{all} = 190\ N/mm^2$

۱۸-۶- در خاک ماسه‌ای با مشخصات زیر:

$\phi' = 35°$ و $\gamma = 18 kN/m^3$ و $\gamma_{sat} = 20 kN/m^3$

تراز آب زیرزمینی در عمق ۶ متری از سطح زمین قرار دارد. عمق خاکبرداری ۴ متر می‌باشد. مطلوبست عمق مدفون با استفاده از روش ساده شده بخش ۱۸-۸ با ضریب اطمینان ۱/۵ روی مقاومت فشاری مقاوم (پاسیو). از $K_p/1.5$ استفاده نمایید.

۱۸-۷- تراز آب زیرزمینی در عمق ۵ متری از سطح زمین قرار دارد و می‌خواهیم تا این عمق خاکبرداری نماییم. جنس زمین ماسه‌ای است و وزن مخصوص در بالای تراز آب زیرزمینی ۱۷ و در زیر سطح آب زیرزمینی ۲۰ کیلونیوتن برمترمکعب است. زاویه اصطکاک ماسه ۳۷ درجه است. با فرض استفاده از سپر طره‌ای برای حفظ پایداری جدار خاکبرداری:

(الف) با استفاده از روش ساده شده‌ی بخش ۱۸-۸ با ضریب اطمینان ۱/۵ بر مقاومت فشاری مقاوم ($K_p/1.5$)، عمق مدفون سپر را محاسبه نمایید.

(ب) لنگر خمشی حداکثر سپر را تعیین و نیمرخ مناسب برای آن را انتخاب نمایید.

$\sigma_{all} = 190\ N/mm^2$

Scanned with CamScanner

۱۸-۸- در منطقه‌ای که خاک آن بطور کامل ماسه‌ای است، عمق تراز آب زیرزمینی مساوی ۳ متر از سطح زمین است. در نظر است ترانشه‌ای به عمق ۷ متر در این منطقه با استفاده از سپر مهار شده احداث شود. میله مهارها با فواصل ۳ متر در عمق ۱ متری از سطح زمین نصب خواهند شد. وزن مخصوص ماسه در بالا و پایین تراز آب زیرزمینی به ترتیب مساوی ۱۷ و ۲۰ کیلونیوتن برمترمکعب می‌باشد. زاویه اصطکاک آن نیز ۳۵ درجه است.

(الف) با استفاده از ضریب اطمینان ۱/۵ روی مقاومت پاسیو (مقاوم) خاک، عمق مدفون (فرورفت) لازم چقدر است.

(ب) نیروی مهار چقدر است.

از روش ساده شده بخش ۱۸-۱۰ استفاده کنید.

۱۸-۹- با مراجعه به شکل ۱۸-۳۳، داریم:

$$L_1 = 3m, L_2 = 6m, \ell_1 = 1.5m, \gamma = 16.5kN/m^3, \gamma_{sat} = 19kN/m^3, \phi' = 35°$$

(الف) با اعمال ضریب اطمینان ۱/۳ بر عمق مدفون تئوری، عمق مدفون عملی و ارتفاع کل سپر را تعیین کنید.

(ب) با فرض فاصله‌ی مهارها مساوی ۳ متر، نیروی آنها را تعیین کنید.

(پ) حداکثر لنگر خمشی سپر را تعیین کنید.

۱۸-۱۰- مسئله ۱۸-۹ را با استفاده از روش هاگرتی و نوفال در بخش ۱۸-۱۲، دوباره تکرار نمایید.

۱۸-۱۱- در مسئله ۱۸-۹ با استفاده از روش کاهش لنگر راو، نیمرخ لازم برای سپر را تعیین نمایید.

$$\sigma_{all} = 210N/mm^2 \qquad E = 2\times10^5\ N/mm^2$$

۱۸-۱۲- با استفاده از روش نمودار فشار محاسباتی (CPD) (بخش ۱۸-۱۴)، عمق مدفون، نیروی مهار و حداکثر لنگر خمشی را محاسبه کنید. فرض نمایید:

$$C = 0.72\ ,\ R = 0.6$$

۱۸-۱۳- با مراجعه به شکل ۱۸-۳۷ داریم:

$$L_1 = 4m\ ,\ L_2 = 6m\ ,\ \ell_1 = 2m$$

برای ماسه: $\gamma = 17kN/m^3\ ,\ \gamma_{sat} = 19kN/m^3\ ,\ \phi' = 34°$

برای رس: $\gamma = 20kN/m^3\ ,\ c = 40kN/m^2\ ,\ \phi = 0$

مطلوبست تعیین عمق مدفون D و نیروی مهار F

۱۸-۱۴- با مراجعه به مسئله ۱۸-۸ و با استفاده از نتایج آن، بلوک مهاری پیوسته‌ای برای آن طراحی کنید (بخش ۱۸-۱۸) و ابعاد آن را نشان دهید. از ضریب اطمینان FS = 1.5 استفاده کنید.

۱۸-۱۵- میله‌مهار دیوار سپری با استفاده از بلوک‌های مهاری جدا از هم مطابق شکل ۱۸-۴۶- الف، خواهد بود. داریم:

$$H = 2.0m\ ,\ h = 1.25m\ ,\ B = 1.5m\ ,\ S' = 2.5m\ ,\ \phi' = 32°$$

$$\gamma = 17.5kN/m^3$$

Scanned with CamScanner

بلوک‌های مهاری از بتن با وزن مخصوص ۲۴ کیلونیوتن بر مترمکعب و ضخامت ۱۰ سانتیمتر ساخته خواهند شد. با استفاده از روش اوسون و استرومن ظرفیت بلوک‌ها را محاسبه کنید.

۱۸-۱۶- با استفاده از رابطه ۱۸-۹۷ با m = 0.5 مطلوبست تعیین حداکثر ظرفیت بلوک مهاری در ماسه.

$H = 1.2m\ ,\ h = 0.75m\ ,\ B = 0.9m\ ,\ \phi' = 32°$

۱۸-۱۷- اگر فواصل مهارها S' در مسئله ۱۸-۱۶ خیلی بزرگ باشد، ظرفیت آن را با استفاده از رابطه‌ی ۱۸-۹۸ تعیین کنید. اگر نیروی مهار ۱۰۰ کیلونیوتن باشد، تغییرمکان آن چقدر خواهد بود.

مآخذ فصل هجدهم

Casagrande, L. (1973). "Comments on Conventional Design of Retaining Structures," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 99, No. SM2, pp. 181–198.

Das, B. M. and Seeley, G. R. (1975). "Load–Displacement Relationships for Vertical An- chor Plates," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 101, No, GT7, pp. 711–715.

Ghaly, A. M. (1997). "Load–Displacement Prediction for Horizontally Loaded Vertical Plates." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 123, No. 1, pp. 74–76.

Hagerty, D. J. and Nofal, M. M. (1992). "Design Aids: Anchored Bulkheads in Sand," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 29, No. 5, pp. 789–795.

Littlejohn, G. S. (1970). "Soil Anchors," *Proceedings, Conference on Ground Engineering*, Institution of Civil Engineers, London, pp. 33–44.

Mackenzie, T. R. (1955). *Strength of Deadman Anchors in Clay*, M.S. Thesis, Princeton University, Princeton, NJ.

Nataraj, M. S. and Hoadley, P. G. (1984). "Design of Anchored Bulkheads in Sand," *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 110, No. GT4, pp. 505–515.

Neeley, W. J., Stuart, J. G., and Graham, J. (1973). "Failure Loads of Vertical Anchor Plates in Sand," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, No. SM9, pp. 669–685.

Ovesen, N. K. and Stromann, H. (1972). "Design Methods for Vertical Anchor Slabs in Sand," *Proceedings, Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*. American Society of Civil Engineers, Vol. 2.1, pp. 1481–1500.

Rowe, P. W. (1952). "Anchored Sheet-Pile Walls," *Proceedings, Institution of Civil Engineers*, Vol. 1, Issue 1, pp. 27–70.

Rowe, P. W. (1957). "Sheet-Pile Walls in Clay," *Proceedings, Institution of Civil Engineers*, Vol. 7, Issue 3, pp. 654–692.

Tschebotarioff, G. P. (1973). *Foundations, Retaining and Earth Structures*, 2nd ed., McGraw-Hill, New York.

Tsinker, G. P. (1983). "Anchored Sheet Pile Bulkheads: Design Practice," *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 109, No. GT8, pp. 1021–1038.

Scanned with CamScanner

فصل نوزدهم

ترانشه‌های مهارشده[1]

(خاکبرداری در پناه سازه‌ی نگهبان)

۱۹-۱- مقدمه

در کارهای ساختمانی با زمین محدود احتیاج است که خاکبرداری زمین با جداره‌های قائم و یا نزدیک به قائم انجام شود، به عنوان مثال خاکبرداری زیرزمین ساختمانی در منطقه‌ی پرتراکم و یا اجرای سازه‌های زیرزمینی داخل شهر با روش ترانشه باز[2] (مثل تونل‌ها و ایستگاه‌های مترو). در چنین حالتی برای جلوگیری از ریزش جداره‌ها که علاوه بر فشار جانبی خاک، تحت فشار قائم و جانبی ساختمان‌های مجاور نیز هستند، ترانشه را باید محافظت کرد. به چنین ترانشه‌ای، ترانشه‌ی مهار شده و به سازه‌ای که وظیفه مهار ترانشه را دارد، سازه‌ی نگهبان گفته می‌شود.

در شکل ۱۹-۱ دو نوع ترانشه‌ی مهار شده که در کارهای اجرایی مورد استفاده قرار می‌گیرد، نشان داده شده است. شکل ۱۹-۱- الف استفاده از شمع[3] را نشان می‌دهد. در این حالت قبل از خاکبرداری، شمع‌های بتنی یا فولادی در فواصل منظم در طرفین منطقه‌ی موردنظر، روبه‌روی یکدیگر اجرا می‌شوند. با پیشرفت خاکبرداری، در حدفاصل شمع‌ها تخته‌گذاری[4] و یا شات‌کریت می‌شود. تخته‌گذاری و یا شات‌کریت به منظور جلوگیری از ریزش خاک موجود در حدفاصل دو شمع است. پس از اینکه عمق خاکبرداری به حد کافی رسید، تیر پشت‌بند افقی[5] یا کمرکش روی شمع‌ها قرار داده شده و بین دو شمع روبه‌رو، قیدفشاری[6] تعبیه می‌گردد. قرار دادن تیر کمرکش و قید فشاری در اعماق مختلف تا رسیدن به کف گود تکرار می‌گردد.

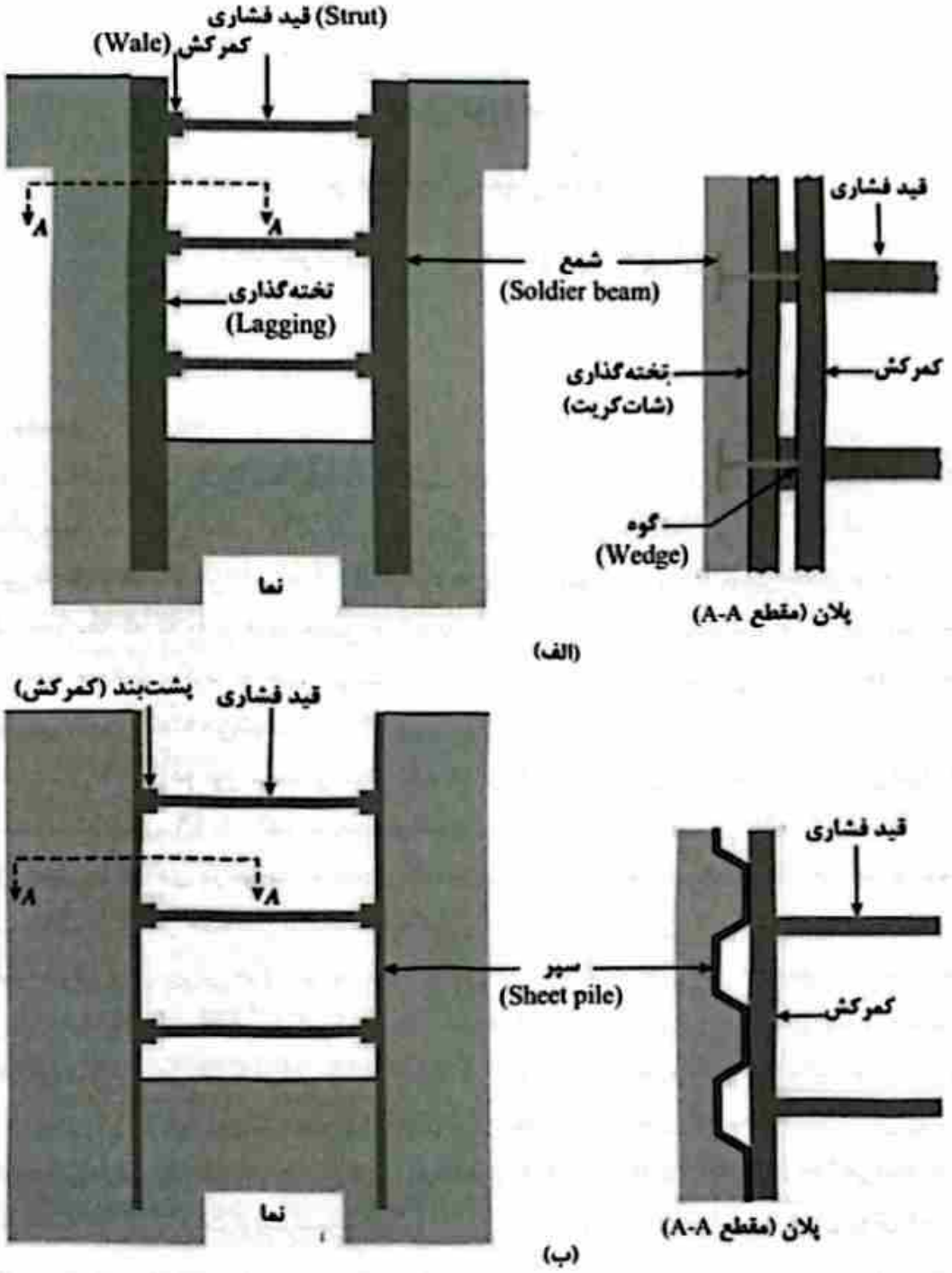
در شکل ۱۹-۱-ب، نوع دوم سازه‌ی نگهبان برای مهار ترانشه نشان داده شده است. در این روش قبل از اجرای خاکبرداری، به جای شمع، سپرکوبی پیوسته در طرفین منطقه‌ی خاکبرداری اجرا می‌شود. بنابراین نیازی به تخته‌گذاری یا شات‌کریت نیست، لیکن نصب کمرکش و قیدهای فشاری به همان روش قبل انجام می‌شود.

برای تحلیل و طراحی سازه‌ی نگهبان، ابتدا لازم است فشار وارد از طرف خاک بر سازه‌ی نگهبان تعیین شود. بحث در این خصوص در بخش ۱۹-۲ انجام می‌شود. در بخش‌های بعدی نیز روش تحلیل و طراحی ارائه می‌گردد.

---

1 - Braced cut
2 - Cut and cover
3 - Soldier pile
4 - Laggings
5 - Wale
6 - Strut

Scanned with CamScanner



شکل ۱۹-۱- انواع سازه‌ی نگهبان. (الف) استفاده از شمع، (ب) استفاده از سپر

در شکل‌های ۱۹-۲ و ۱۹-۳ تصویر واقعی از سازه نگهبان ترانشه مربوط به احداث مترو نشان داده شده است.

Scanned with CamScanner



شکل ۱۹-۲- سازه‌ی نگهبان ترانشه‌ی مربوط به مترو



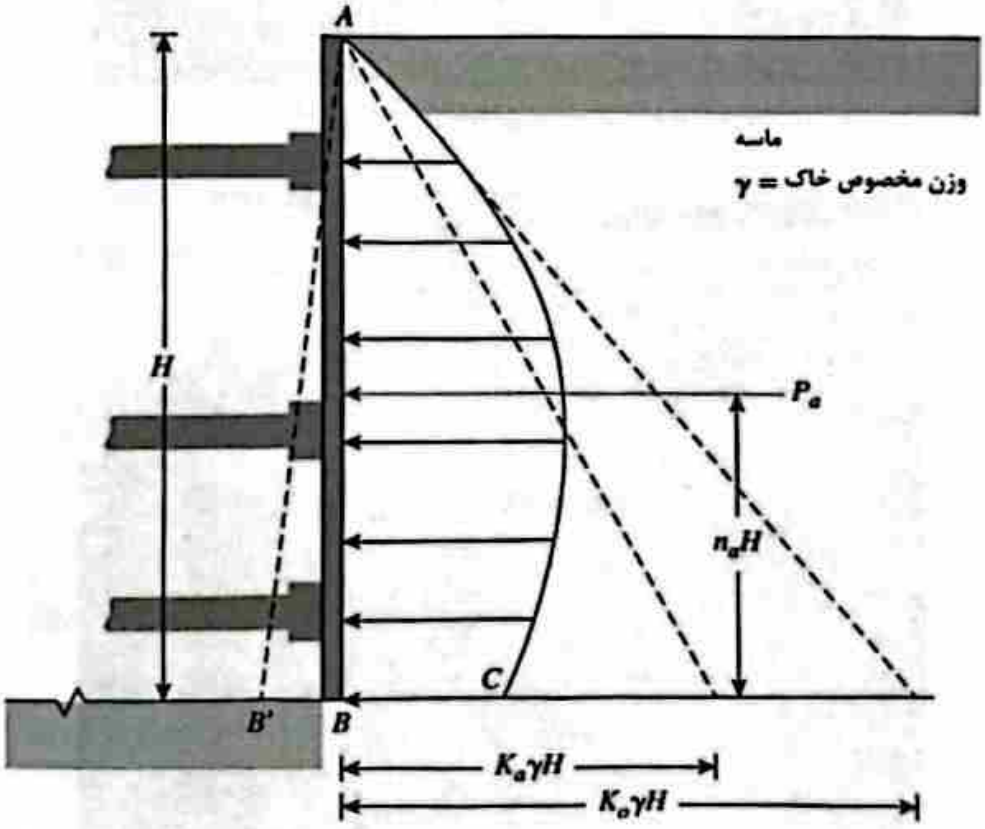
شکل ۱۹-۳- سازه‌ی نگهبان ترانشه‌ی مترو

Scanned with CamScanner

۱۹-۲- تحلیل ترانشه‌ی مهار شده برپایه نظریه عمومی گوه

شکل ۱۹-۴ ترانشه‌ی مهار شده‌ای به ارتفاع H را نشان می‌دهد. فرض کنیم AB جدار بدون اصطکاکی است که حایل خاک دانه‌ای است. حین خاکبرداری که همراه با نصب قیدهای فشاری است، توده‌ی خاک تغییرشکل جانبی قابل ملاحظه‌ای را تحمل نمی‌کند. لیکن با افزایش عمق خاکبرداری و تاخیر در نصب قیدهای فشاری تغییرشکل جانبی شروع به افزایش می‌کند، و جدار قائم AB به AB' تغییر می‌کند. می‌توان انتظار داشت که تغییرات فشار بر جدار AB مطابق شکل باشد. نکات برجسته‌ی نظریه فشار جانبی به قرار زیر است.

- جدار AB حول A دوران می‌یابد (دوران حول بالا).
- در نقطه‌ی A فشار جانبی نزدیک به حالت سکون است (به علت عدم وجود تغییرشکل جانبی).
- در نقطه‌ی B به علت تغییرشکل جانبی زیاد، فشار از حالت محرک کوچکتر است.
- در نتیجه نمودار فشار جانبی شبیه به منحنی ACB در شکل ۱۹-۴ خواهد بود.



ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون = K_o

ضریب فشار محرک خاک رانکین = K_a

شکل ۱۹-۴- فشار جانبی پشت دیوار بدون اصطکاک حایل خاک ماسه‌ای که حول بالای دیوار (A) دوران می‌کند.

محل تاثیر نیروی برآیند فشار جانبی در ارتفاع $n_a H$ از نقطه‌ی B قرار خواهد داشت که n_a بزرگتر از $\frac{1}{3}$ است.

مقدار نیروی جانبی P_a را می‌توان با فرض خطوط گسیختگی متعدد و با استفاده از نظریه‌ی گوه تعیین نمود (ترزاقی ۱۹۴۳). شکل ۱۹-۵ ترانشه‌ی AB را در خاک $c'-\phi'$ نشان می‌دهد. سطح گسیختگی فرضی Bb_1 قوس اسپیرال لگاریتمی می‌باشد که مرکز آن در O_1 است. رابطه‌ی قوس لگاریتمی بصورت زیر است:

$$r = r_0 e^{\theta \tan \phi'} \qquad (۱-۱۹)$$

که در آن:

r = شعاع اسپیرال

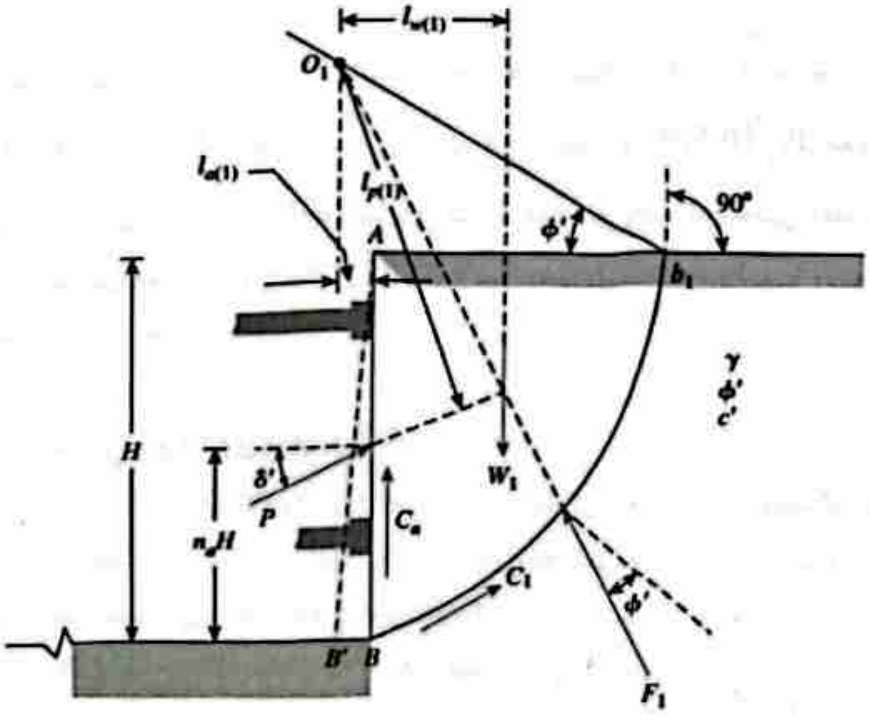
r_0 = شعاع اولیه در $\theta = 0$

ϕ' = زاویه اصطکاک موثر خاک

θ = زاویه بین r و r_0

خاصیت مهم منحنی اسپیرال لگاریتمی فوق این است که هر شعاع آن با خط قائم وارد بر منحنی زاویه‌ی ϕ' می‌سازد. نیروهای وارد بر گوه‌ی خاک عبارتنداز:

- وزن گوه = W_1
- برآیند نیروهای قائم و برشی (اصطکاکی) در امتداد منحنی Bb_1 = F_1



شکل ۱۹-۵- تعیین نیروی محرک بر جدار ترانشه‌ی مهار شده

- نیروی چسبندگی در امتداد $C_1 = Bb_1$
- نیروی چسبندگی در امتداد $C_a = c'_a H = AB$ (چسبندگی واحد $= c'_a$)
- نیروی محرک P که زاویه δ' با عمود بر جدار AB می‌سازد.

حال با گرفتن لنگر نیروها حول O_1 می‌توان نوشت:

$$W_1 \ell_{w(1)} + F_1(0) - C_a \ell_{a(1)} - M_{C(1)} - P\ell_{p(1)} = 0 \qquad (۲-۱۹)$$

که در آن:

$M_{C(1)}$ = لنگر نیروی چسبندگی C_1

$$M_{c(1)} = \frac{c'}{2\tan\phi'}\left(r^2 - r_o^2\right)$$

$$r_o = \overline{O_1 b_1} \qquad (۳-۱۹)$$

$$r = \overline{O_1 B}$$

c' = چسبندگی واحد

بنابراین از رابطه‌ی ۱۹-۲ می‌توان نوشت:

$$P = \frac{W_1 \ell_{w(1)} - C_a \ell_{a(1)} - M_{C(1)}}{\ell_{p(1)}} \qquad (۴-۱۹)$$

با تعیین P برای گوه‌های گسیختگی مختلف، حداکثر آن که مساوی فشار محرک می‌باشد ($P=P_a$)، به دست می‌آید.

با استفاده از نظریه گوه، می‌توان جدول ۱۹-۱ را برای خاک‌های دانه‌ای $(c'=0)$ تنظیم نمود که در آن $P_a/(0.5\gamma H^2)$ برحسب ϕ'، δ'/ϕ' و n_a ارائه شده است. مقدار $P_a/(0.5\gamma H^2)$ حدود ۱۵ تا ۲۰ درصد بزرگتر از مقدار حاصل از نظریه‌ی کولمب برای شرایط مشابه می‌باشد. این تحلیل فقط مقدار نیروی محرک را به دست می‌دهد و توزیع فشار در ارتفاع دیوار را بیان نمی‌کند. به علاوه مقدار n_a بستگی به شرایط مختلفی نظیر نوع خاک و مشخصات محل دارد.

۱۹-۳- پوش فشار برای ترانشه‌ی مهار شده

همانطور که در بخش ۱۹-۱ اشاره شده، فشار جانبی خاک بر جدار ترانشه‌ی مهار شده بستگی به نوع خاک، روش اجرا، و نوع تجهیزات دارد. بنابراین فشار جانبی از محلی به محل دیگر فرق می‌کند. بنابراین طراحی سازه‌ی نگهبان باید برمبنای پوش فشارهای جانبی اندازه‌گیری شده‌ی میدانی باشد. شکل ۱۹-۶ روشی را برای تعیین پوش فشار طراحی ظاهری با توجه به اندازه‌گیری نیروی قیدهای فشاری نشان می‌دهد.

Scanned with CamScanner

جدول ۱۹-۱- فشار محرک (اکتیو) برای دیوار مهار شده- نظریه‌ی گوه (خاکریز دانه‌ای)

زاویه اصطکاک خاک	$P_a/0.5\gamma H^2$				
	δ'/ϕ'	$n_a = 0.3$	$n_a = 0.4$	$n_a = 0.5$	$n_a = 0.6$
25	0	0.371	0.405	0.447	0.499
	1/2	0.345	0.376	0.413	0.460
	2/3	0.342	0.373	0.410	0.457
	1	0.344	0.375	0.413	0.461
30	0	0.304	0.330	0.361	0.400
	1/2	0.282	0.306	0.334	0.386
	2/3	0.281	0.305	0.332	0.367
	1	0.289	0.313	0.341	0.377
35	0	0.247	0.267	0.290	0.318
	1/2	0.231	0.249	0.269	0.295
	2/3	0.232	0.249	0.270	0.296
	1	0.243	0.262	0.289	0.312
40	0	0.198	0.213	0.230	0.252
	1/2	0.187	0.200	0.216	0.235
	2/3	0.190	0.204	0.220	0.239
	1	0.197	0.211	0.228	0.248
45	0	0.205	0.220	0.237	0.259
	1/2	0.149	0.159	0.171	0.185
	2/3	0.153	0.164	0.176	0.196
	1	0.173	0.184	0.198	0.215

اگر P_1، P_2، P_3، P_4 و... نیروهای اندازه‌گیری شده‌ی قیدهای فشاری باشد، فشار افقی ظاهری را می‌توان طبق روابط زیر بیان نمود:

$$\sigma_1 = \frac{P_1}{(s)\left(d_1 + \frac{d_2}{2}\right)}$$

$$\sigma_2 = \frac{P_2}{(s)\left(\frac{d_2}{2} + \frac{d_3}{2}\right)}$$

$$\sigma_3 = \frac{P_3}{(s)\left(\frac{d_3}{2} + \frac{d_4}{2}\right)}$$

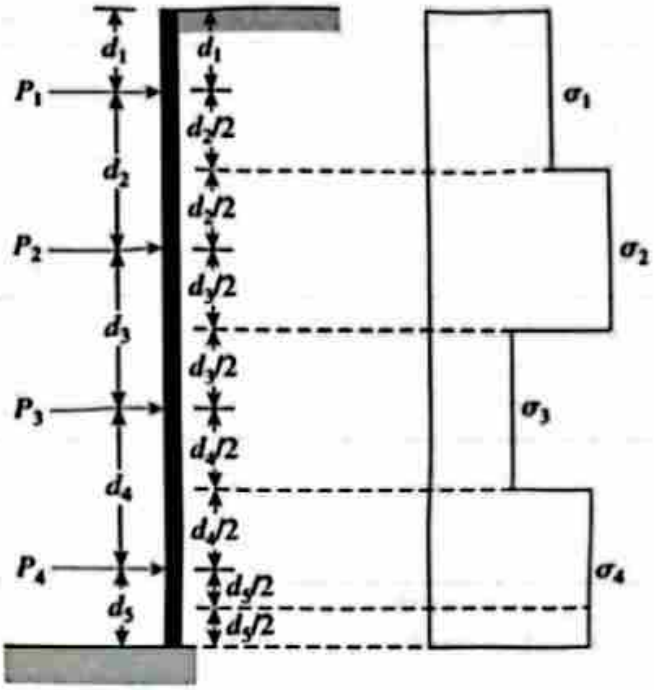
$$\sigma_4 = \frac{P_4}{(s)\left(\frac{d_4}{2} + \frac{d_5}{2}\right)}$$

که در آن:

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4$ = فشارهای ظاهری

s = فاصله‌ی مرکز به مرکز

Scanned with CamScanner



شکل ۱۹-۶- روش محاسبه‌ی نمودار فشار ظاهری با توجه به اندازه‌گیری نیروی قیدهای فشاری

ترانشه در ماسه

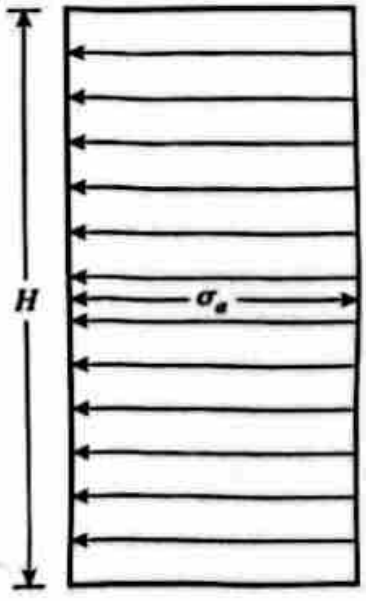
برپایه اطلاعات حاصل از اندازه‌گیری نیروی قیدهای فشاری در پروژه‌های متروی مونیخ و نیویورک، پک (۱۹۶۹) نمودار پوش فشار جانبی ظاهری را برای ترانشه در ماسه پیشنهاد نمود:

$$\sigma_a = 0.65\gamma HK_a \qquad (۵-۱۹)$$

که در آن:

γ = وزن مخصوص — H = ارتفاع ترانشه

K_a = ضریب فشار محرک رانکین = $\tan^2(45-\phi'/2)$ — ϕ' = زاویه‌ی اصطکاک موثر ماسه



شکل ۱۹-۷- پوش فشار ظاهری برای ترانشه در ماسه (پک ۱۹۶۹)

Scanned with CamScanner

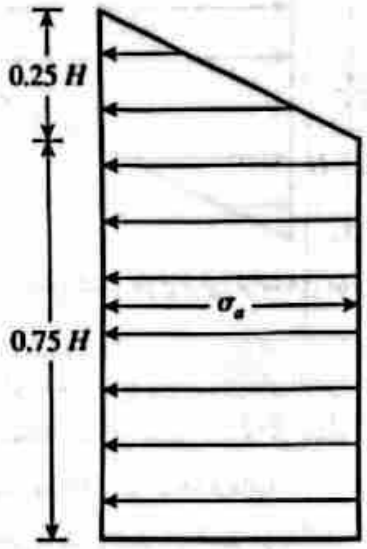
ترانشه در رس نرم و متوسط

نمودار پوش فشار برای ترانشه‌ی مهار شده در رس نرم تا متوسط در شکل ۱۹-۸ نشان داده شده است. این فشار قابل کاربرد برای شرایط زیر می‌باشد:

$$\frac{\gamma H}{c} > 4$$

که در آن c چسبندگی زهکشی نشده (شرایط $\phi = 0$) می‌باشد.

$\gamma H/c$ عدد بی‌بعدی است که برای تمیز دادن رس نرم تا متوسط از رس سفت به کار می‌رود.



شکل ۱۹-۸- نمودار پوش فشار پک برای ترانشه‌ی مهار شده در رس نرم تا متوسط

شدت فشار یکنواخت بزرگترین دو مقدار زیر در نظر گرفته می‌شود:

$$\sigma_a = \gamma H\left[1-\left(\frac{4c}{\gamma H}\right)\right] \qquad (۶-۱۹)$$

و

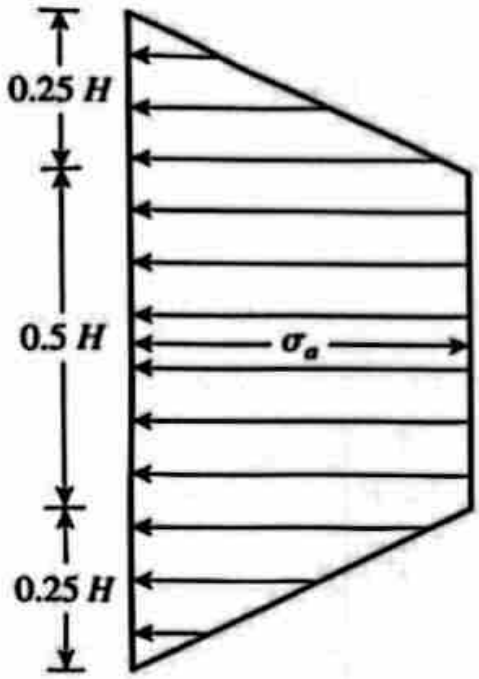
$$\sigma_a = 0.3\gamma H$$

که در آن γ وزن مخصوص رس است.

ترانشه در رس سفت

این حالت برای شرایط $\gamma H/c \le 4$ قابل استفاده می‌باشد. نمودار پوش فشار طراحی در شکل ۱۹-۹ نشان داده شده که در آن شدت فشار یکنواخت برابر است با:

$$\sigma_a = 0.2\gamma H \text{ تا } 0.4\gamma H \qquad (\text{با مقدار متوسط} = 0.3\gamma H) \qquad (۷-۱۹)$$



شکل ۱۹-۹- نمودار پوش فشار طرح برای ترانشه‌ی مهار شده در رس سفت

نمودارهای پوش فشار پک، نمودارهای فشار طرح و یا نمودارهای فشار ظاهری نامیده می‌شوند. نمودار توزیع فشار واقعی تابعی از توالی و اجرا و انعطاف‌پذیری نسبی سپرها می‌باشد.

در هنگام استفاده از روابط پوش فشار به نکات زیر توجه فرمایید:

۱- این روابط برای ترانشه‌هایی با عمق بیش از ۶ متر می‌باشند.

۲- تراز آب زیرزمینی باید پایین‌تر از کف ترانشه باشد.

۳- ماسه زهکشی شده بدون فشار آب حفره‌ای است.

۴- رس زهکشی نشده فرض شده و فشار آب حفره‌ای منظور نشده است.

۱۹-۴- پوش فشار برای ترانشه در خاک‌های لایه‌ای

در احداث ترانشه‌ها، گاهی مواقع با هر دو لایه‌ی رسی و ماسه‌ای برخورد می‌شود. در این حالت، پک (۱۹۴۳) پیشنهاد می‌کند که مقدار چسبندگی معادل (شرایط $\phi = 0$) به صورت زیر محاسبه شود (شکل ۱۹-۱۰-الف):

$$c_{av} = \frac{1}{2H}\left[\gamma_s K_s H_s^2 \tan\phi'_s + (H - H_s) n' q_u\right] \qquad (۸-۱۹)$$

که در آن:

H = ارتفاع کل ترانشه

γ_s = وزن مخصوص ماسه

H_s = ارتفاع لایه‌ی ماسه‌ای

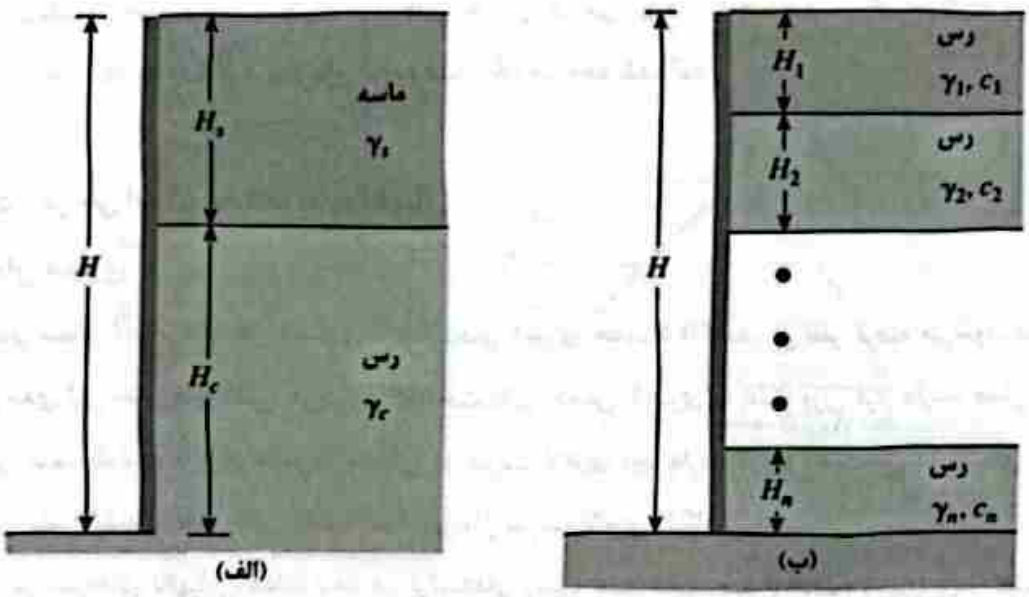
K_s = ضریبی برای فشار جانبی لایه‌ی ماسه‌ای (≈ 1)

Scanned with CamScanner

ϕ'_s = زاویه‌ی اصطکاک ماسه

q_u = مقاومت فشاری محدود نشده‌ی رس

n' = ضریبی بین ۰ تا ۱ با مقدار متوسط ۰/۷۵



شکل ۱۹-۱۰- خاک لایه‌بندی شده در ترانشه‌ی مهار شده

وزن مخصوص متوسط γ_a لایه‌ها نیز به صورت زیر بیان می‌شود:

$$\gamma_a = \frac{1}{H}\left[\gamma_s H_s + (H - H_s)\gamma_c\right] \qquad (۹-۱۹)$$

که در آن γ_c وزن مخصوص اشباع لایه‌ی رسی می‌باشد.

بعد از تعیین چسبندگی و وزن مخصوص معادل، می‌توان از نمودار توزیع فشار رسی برای طراحی مهاربندی ترانشه استفاده کرد.

به روشی مشابه، وقتی که با چند لایه‌ی رسی برخورد شود (شکل ۱۹-۱۰-ب)، مقدار متوسط چسبندگی زهکشی نشده را می‌توان با رابطه‌ی زیر بیان نمود:

$$c_{av} = \frac{1}{H}\left(c_1 H_1 + c_2 H_2 + \ldots + c_n H_n\right) \qquad (۱۰-۱۹)$$

که در آن:

c_n و ... و c_2 و c_1 = چسبندگی زهکشی نشده‌ی لایه‌های ۱، ۲، ... و n

H_n و ... و H_2 و H_1 = ضخامت لایه‌های ۱، ۲، ... و n

وزن مخصوص متوسط نیز از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$\gamma_a = \frac{1}{H}\left(\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 + \gamma_3 H_3 + \ldots + \gamma_n H_n\right) \qquad (۱۱-۱۹)$$

Scanned with CamScanner

نمودارهای پوش فشار چبوتاریف[1]

مشابه نمودار فشارهای توصیه شده توسط پک (اشکال ۱۹-۷، ۱۹-۸ و ۱۹-۹)، شکل دیگری از نمودارهای پوش فشار طراحی توسط چبوتاریف پیشنهاد شده است (۱۹۷۳). این نمودارها در شکل صفحه‌ی بعد نشان داده شده‌اند و گاهی مواقع به جای نمودارهای پک در طراحی مورد استفاده قرار می‌گیرند. البته در این کتاب در حل مثال‌ها فقط از نمودارهای توزیع فشار پک استفاده شده است.

۱۹-۵- طراحی اجزای مختلف سازه نگهبان

قیدهای فشاری[2]

به خاطر مسائل اجرایی، حداقل فاصله‌ی قائم قیدهای فشاری حدود ۲/۷۵ متر در نظر گرفته می‌شود. قیدها در درجه‌ی اول ستون‌های افقی می‌باشند که تحت تاثیر خمش ناچیزی به علت وزن قرار دارند. همان‌طور که می‌دانیم، ظرفیت باربری ستون‌ها بستگی به ضریب لاغری آنها دارد. اگر در حدفاصل دو انتهای قید فشاری، بتوان تکیه‌گاه‌های جانبی تعبیه نمود، می‌توان ضریب لاغری را کاهش داد.

در سازه‌های نگهبان احداث شده در ترانشه‌های رسی، عمق اولین قید از سطح زمین، باید کمتر از عمق ترک کششی z_c باشد. داریم:

$$\sigma'_a = \gamma z K_a - 2c'\sqrt{K_a}$$

که در آن K_a ضریب فشار محرک رانکین می‌باشد.

برای تعیین عمق ترک کششی داریم:

$$\sigma'_a = 0 = \gamma z_c K_a - 2c'\sqrt{K_a}$$

یا

$$z_c = \frac{2c'}{\sqrt{K_a}\gamma}$$

با

$$\phi = 0, K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = 1.$$

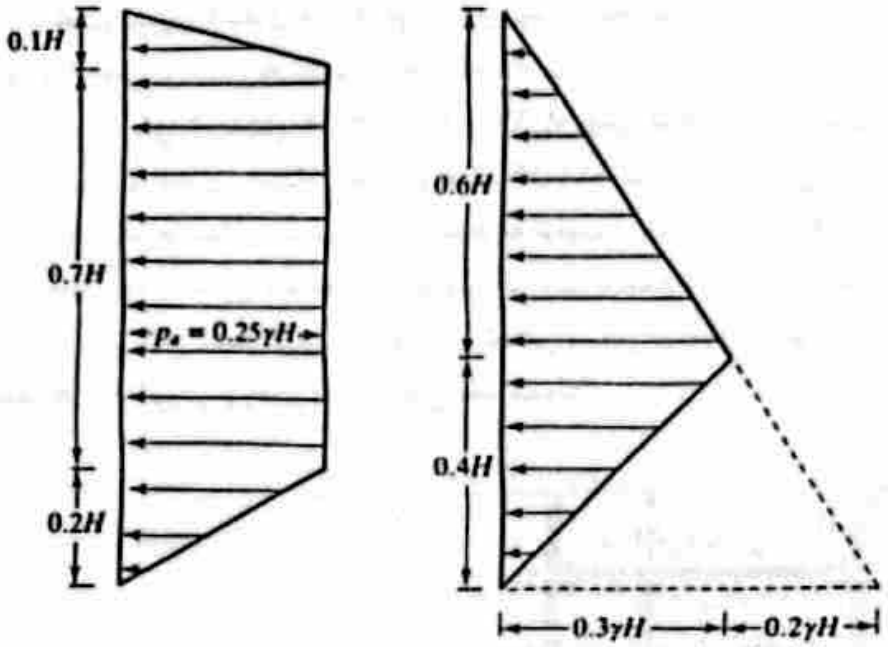
در نتیجه:

$$z_c = \frac{2c}{\gamma}$$

---

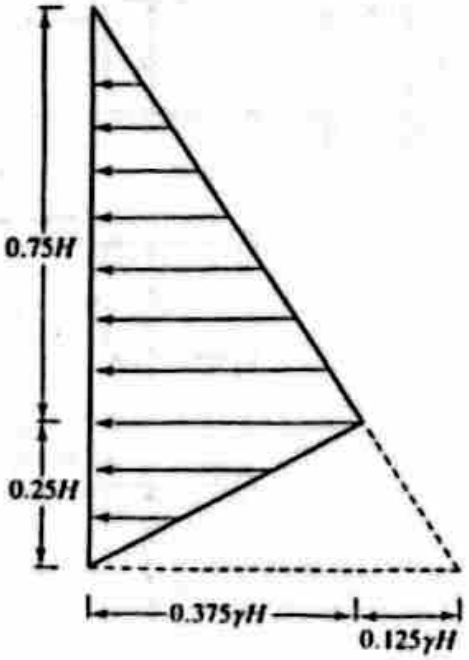
1 - Tschebotarioff
2 - Strut

Scanned with CamScanner



(الف) ماسه

(ب) مهار موقت در رس سفت



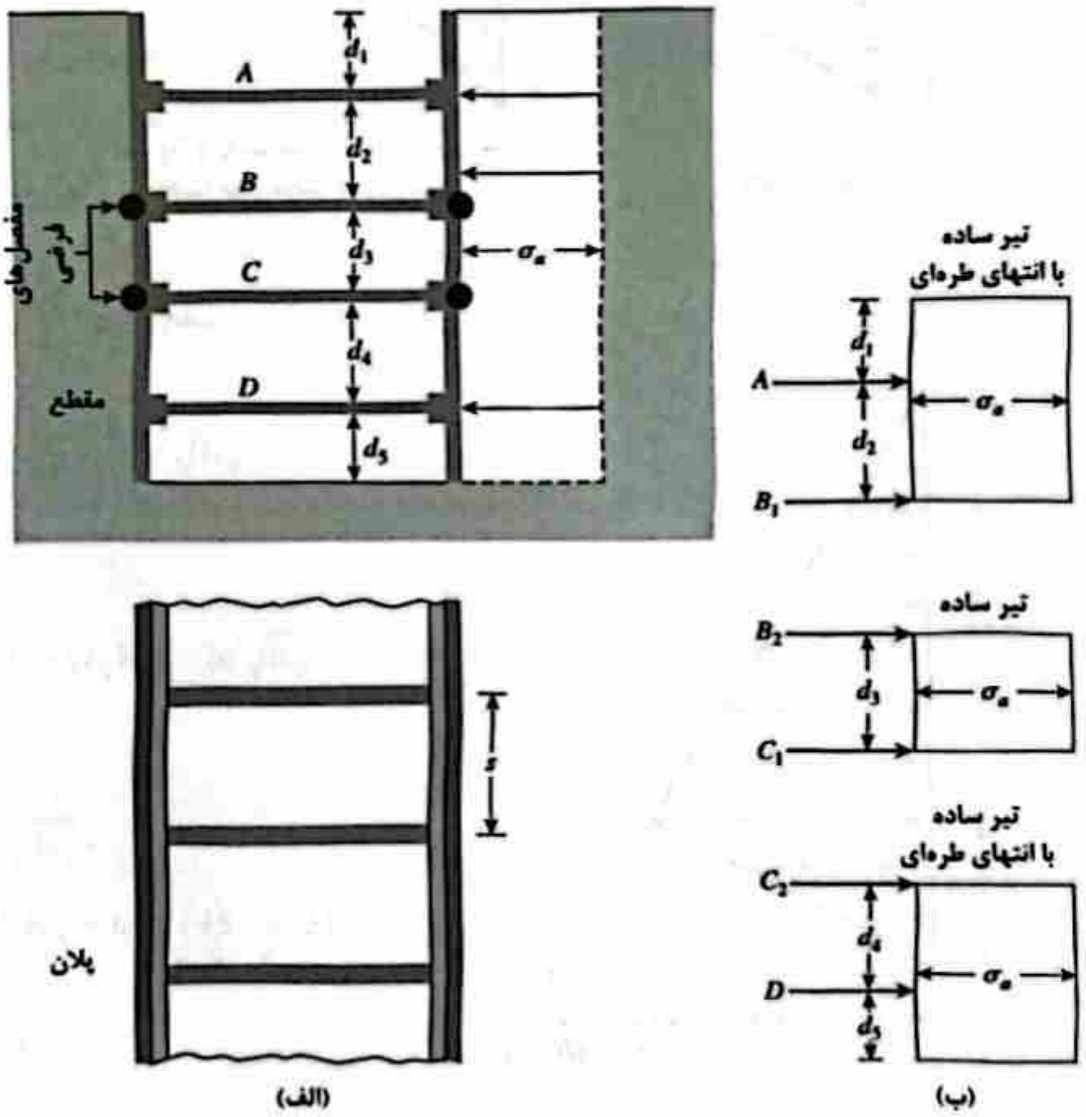
(پ) مهار دائمی در رس متوسط

نمودارهای پوش فشار چبوتاریف

Scanned with CamScanner

برای تعیین نیروهای فشاری قیدهای فشاری می‌توان از روش ساده شده استفاده نمود. با مراجعه به شکل ۱۹-۱۱ گام‌های اساسی این روش به ترتیب زیر می‌باشند:

گام ۱. با استفاده از یکی از اشکال ۱۹-۶، ۱۹-۷ و ۱۹-۸، پوش فشار طرح را رسم نموده و ترازهای پیشنهادی برای قیدهای فشاری را نشان دهید. در شکل ۱۹-۱۱- الف پلان و مقطع ترانشه به همراه توزیع فشار جانبی و فواصل قیدها نشان داده شده است. قیدها به ترتیب از بالا تا پایین با A، B، C و D مشخص شده‌اند. برای تعیین نیروی فشاری قیدها، فرض می‌شود که سپر یا شمع در حدفاصل بین دو قید به صورت دهانه‌ی ساده عمل می‌نماید. البته دو قسمت فوقانی و تحتانی ممکن است دارای طره باشند. در شکل ۱۹-۱۱- الف مفصل‌های فرضی در ترازهای B و C نشان داده شده‌اند.



شکل ۱۹-۱۱- تعیین بار قیدهای فشاری. (الف) مقطع و پلان ترانشه، (ب) روش تعیین نیروی قیدهای فشاری

گام ۲. در این مرحله نمودار آزاد دهانه‌های ساده‌ی فرض شده در گام ۱، مطابق شکل ۱۹-۱۱-ب رسم می‌شوند. واکنش‌های تکیه‌گاهی این تیرها با A، B_1، B_2، C_1، C_2 و D نشان داده شده‌اند.

گام ۳. با توجه به شکل ۱۹-۱۱- الف، نیروی قیدها به صورت زیر قابل محاسبه است:

$$\left.\begin{aligned} P_A &= (A)(s) \\ P_B &= (B_1 + B_2)(s) \\ P_C &= (C_1 + C_2)(s) \\ P_D &= (D)(s) \end{aligned}\right\} \qquad (۱۹-۱۲)$$

که در آن:

P_A, P_B, P_C, P_D = نیروهای قیدهای فشاری در ترازهای D، C، B و A

A, B_1, B_2, C_1, C_2, D = واکنش‌های محاسبه شده در گام ۲ برای واحد طول جدار ترانشه

s = فاصله‌ی افقی قیدها (به پلان شکل ۱۹-۱۱- الف مراجعه شود).

گام ۴. با دانستن بار قیدها در ترازهای مختلف، می‌توان مقطع مناسبی برای قید از جنس فولاد و یا بتن مسلح انتخاب نمود.

سپرها یا شمع‌ها

برای تعیین نیروهای طراحی در سپر یا شمع، گام‌های زیر دنبال می‌شود.

گام ۱. برای هر یک از نمودارهای آزاد شکل ۱۹-۱۱-ب، حداکثر لنگر خمشی را تعیین نمایید.

گام ۲. بزرگترین لنگر حداکثر به دست آمده در گام ۱ را مشخص نمایید. این لنگر برای واحد طول جدار ترانشه می‌باشد و به عنوان مثال برحسب کیلونیوتن متر بر متر تعریف می‌شود.

گام ۳. در صورت استفاده از سپر، اساس مقطع برای واحد طول به صورت زیر به دست می‌آید:

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{all}} \qquad (۱۹-۱۳)$$

که در آن σ_{all} تنش مجاز خمشی مصالح سپر می‌باشد.

گام ۴. نیمرخ سپر با اساس مقطع مناسب انتخاب کنید (جدول ۱۸-۱)

در صورت استفاده از شمع، لنگر به دست آمده در گام ۲، باید در فاصله‌ی طولی s ضرب شود تا کل سطح بارگیر شمع در نظر گرفته شود. پس از این کار می‌توان اساس مقطع لازم شمع را از رابطه‌ی ۱۹-۱۳ محاسبه نمود.

۱- بعضی از کتب در تعیین اساس مقطع لازم سپرها و همچنین پشت‌بندهای افقی، ضریب تقلیلی در حدود $\frac{۲}{۳}$ برای لنگر M پیشنهاد می‌کنند. این ضریب تقلیل در طراحی قیدهای فشاری نباید اعمال شود.

Scanned with CamScanner

کمرکش[1]

گام ۱. در صورت استفاده از وصله‌های تمام ظرفیت، کمرکش‌ها را می‌توان به صورت تیر افقی یکسره در نظر گرفت. در جهت محافظه‌کارانه آنها را می‌توان در حد فاصل دو قید فشاری (در پلان) به صورت دهانه‌ی ساده منظور کرد. برای ترانشه‌ی شکل ۱۹-۱۱- الف، حداکثر لنگر برای کمرکش (با فرض دهانه‌ی ساده) به قرار زیر می‌باشند:

$$\text{در تراز A}: M_{max} = \frac{(A)(s^2)}{8}$$

$$\text{در تراز B}: M_{max} = \frac{(B_1 + B_2)s^2}{8}$$

$$\text{در تراز C}: M_{max} = \frac{(C_1 + C_2)s^2}{8}$$

$$\text{در تراز D}: M_{max} = \frac{(D)(s^2)}{8}$$

که در آن D و C_2 و C_1 و B_2 و B_1 و A واکنش قیدهای فشاری برای واحد طول جدار ترانشه می‌باشند که در گام ۲ طراحی قیدها به دست آمده‌اند.

گام ۲. اساس مقطع لازم برای کمرکش را از رابطه‌ی زیر تعیین نمایید:

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{all}}$$

کمرکش‌ها باید در نقاط لازم به سپرها متصل شوند.

مثال ۱۹-۱

مقطع ترانشه‌ای در شکل ۱۹-۱۲- الف نشان داده شده است. مطلوبست تعیین:

الف: نمودار پوش فشار طراحی خاک

ب: تعیین بارهای قیدهای فشاری در ترازهای A، B و C

پ: تعیین نیمرخ قید فشاری که تحت بزرگترین نیروی داخلی قرار دارد.

ت: تعیین اساس مقطع لازم برای سپر

ث: تعیین اساس مقطع لازم برای کمرکش در تراز B

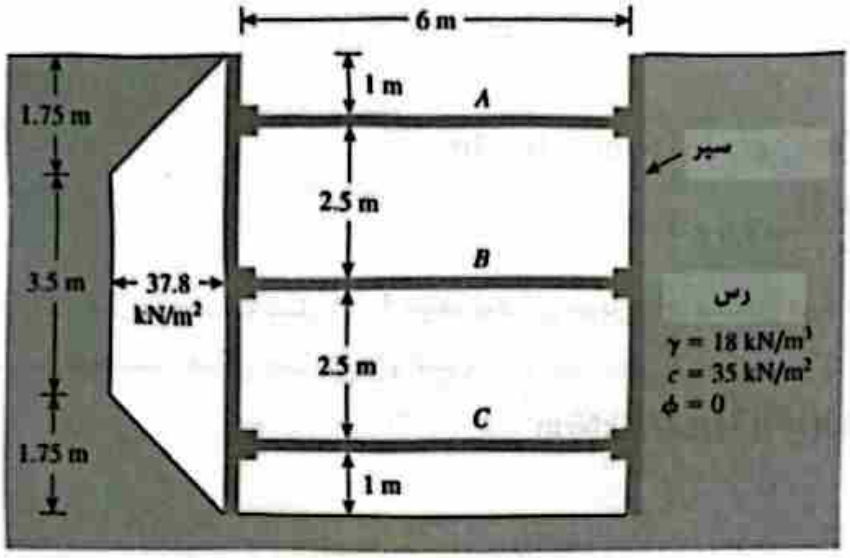
توجه: فواصل مرکز به مرکز قیدها در پلان ۳ متر می‌باشد.

$$\sigma_{all} = 170\,N/mm^2$$

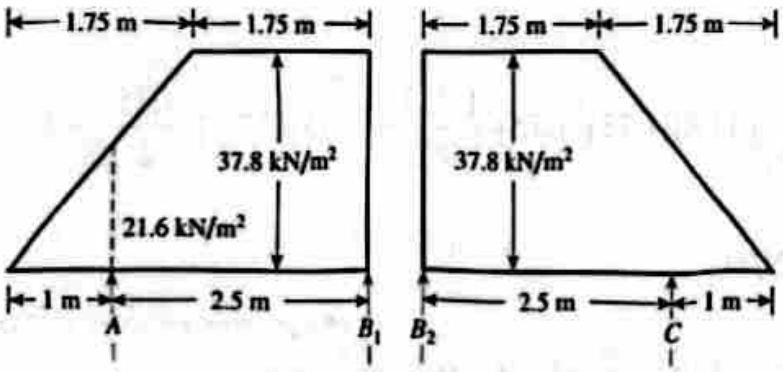
---

1 - Wale

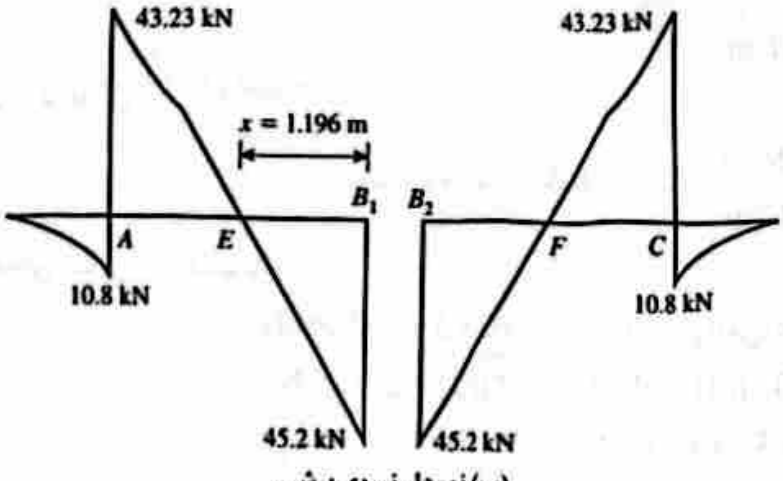
Scanned with CamScanner



(الف) مقطع عرضی



(ب) تعیین عکس‌العمل‌ها



(پ) نمودار نیروی برشی

شکل ۱۹-۱۲

حل:

قسمت الف: داریم:

$$\gamma = 18\,kN/m^3\ ,\ c = 35\,kN/m^2\ ,\ H = 7m$$

$$\frac{\gamma H}{c} = \frac{(18)(7)}{35} = 3.6 < 4$$

بنابراین نمودار پوش فشار طرح مشابه شکل ۱۹-۹ خواهد بود. این نمودار برای مسئله‌ی مورد طرح در شکل ۱۹-۱۲- الف رسم شده است. حداکثر فشار σ_a برابر است با:

$$0.3\gamma H = 0.3(18)(7) = 37.8\,kN/m^2$$

قسمت ب:

برای تعیین بار قید فشاری، شکل ۱۹-۱۲- ب مورد توجه قرار می‌گیرد. با نوشتن لنگر نیروها حول B_1 داریم:

$$\Sigma M_{B1} = 0$$

$$A(2.5) - \left(\frac{1}{2}\right)(37.8)(1.75)\left(1.75 + \frac{1.75}{3}\right) - (1.75)(37.8)\left(\frac{1.75}{2}\right) = 0$$

یا

$$A = 54.02\,kN/m$$

نوشتن تعادل نیروها در امتداد قائم نتیجه می‌دهد:

$$\frac{1}{2}(1.75)(37.8) + (37.8)(1.75) = A + B_1$$

$$33.08 + 66.15 - A = B_1$$

$$B_1 = 45.2\ kN/m$$

و برای سایر واکنش‌ها داریم:

$$B_2 = 45.2\ kN/m$$

$$C = 54.02\ kN/m$$

در نتیجه بار قیدهای فشاری برابر است با:

$$P_A = 54.02 \times \text{(فاصله‌ی افقی)}\ s = 54.02 \times 3 = 162.06\,kN$$

$$P_B = (B_1 + B_2)(3) = (45.2 + 45.2)(3) = 271.2\,kN$$

$$P_C = 54.02 \times 3 = 162.06\,kN$$

قسمت پ:

قید فشاری تراز B تحت بزرگترین نیرو یعنی $P_B = 271.2$ kN قرار دارد. با انتخاب IPB 180 داریم:

Scanned with CamScanner

$$A = 6530\,mm^2 \quad r_x = 76.6\,mm \quad r_y = 45.7\,mm$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1\times 6000}{45.7} = 131 \rightarrow F_a = 61.3\,Mpa$$

$$P = 6530\times 61.3\times 10^{-3} = 400.29\,kN > 271.2$$ خوبست مجاز

قسمت ت:

برای تعیین لنگر خمشی حداکثر ابتدا باید محل نیروی برشی صفر تعیین گردد. برای تعیین محل نیروی برشی صفر، نمودارهای نیروی برشی مطابق شکل ۱۹-۱۲-پ رسم می‌شوند. برای تعیین محل برش صفر داریم:

$$x = \frac{\text{واکنش در } B_1}{37.8} = \frac{45.2}{37.8} = 1.196m$$

$$\text{(حداکثر لنگر)}\quad A = \frac{1}{2}(1)\left(\frac{37.8}{1.75}\times 1\right)\left(\frac{1}{3}\right)$$

$$= 3.6\ \text{kN.m / یک متر طول دیوار}$$

$$\text{(حداکثر لنگر)}\quad E = (45.2\times 1.196) - (37.8\times 1.196)\left(\frac{1.196}{2}\right)$$

$$= 54.06 - 27.03 = 27.03\ \text{kN.m/یک متر طول دیوار}$$

با توجه به یکسان بودن بارها و دهانه‌ها، مقادیر لنگر در نقاط F و C به ترتیب مساوی مقادیر لنگر در نقاط E و A می‌باشند (شکل ۱۹-۱۲-پ). بنابراین حداکثر لنگر مساوی ۲۷/۰۳ کیلونیوتن متر بر متر می‌باشد. اساس مقطع لازم برای سپر برابر است با[1]:

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{all}} = \frac{27.03\times 10^6}{170} = 159000\ mm^3/$$

با توجه به جدول ۱۸-۱، از نیمرخ PZ-22 استفاده می‌شود.

قسمت ث:

مقدار واکنش‌ها در تراز B در قسمت ب محاسبه شده است. بنابراین حداکثر لنگر تیر کمرکش برابر است با:

$$M_{max} = \frac{(B_1 + B_2)s^2}{8} = \frac{(45.2 + 45.2)3^2}{8} = 101.7\,kN.m$$

۱- تنش خمشی مجاز سپرها در فصل ۶ برای انواع مختلف سپر ارائه شده است. مقدار تنش مجاز خمشی سپرها حدود $0.75F_y$ می‌باشد که F_y تنش تسلیم مصالح سپر است.

Scanned with CamScanner

$$S_x = \frac{101.7}{\sigma_{all}} = \frac{101.7}{0.6F_y} = \frac{101.7\times10^6}{170} = 598,235\,mm^3$$

از IPB220 با اساس مقطع $736000\ mm^3$ استفاده می‌شود.

مثال ۱۹-۲

با مراجعه به ترانشه‌ی مهار شده‌ی شکل ۱۹-۱۳ که برای آن:

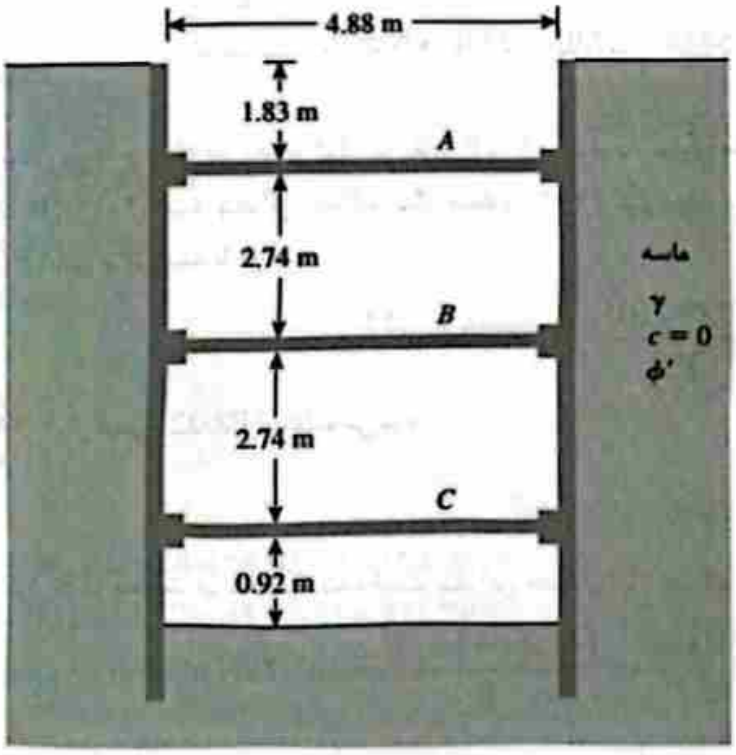
$$\gamma = 17.6\,kN/m^3, \phi' = 32^\circ \text{ و } c' = 0$$

فواصل مرکز به مرکز قیدهای فشاری در پلان ۳/۶۶ متر است. مطلوبست رسم پوش نمودار فشار و تعیین نیروی قید فشاری در ترازهای A، B و C.

حل:

برای این حالت نمودار پوش فشار خاک شکل ۱۹-۷ قابل استفاده است. داریم:

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{32}{2}\right) = 0.307$$



شکل ۱۹-۱۳

از رابطه‌ی ۱۹-۵ داریم:

$$\sigma_a = 0.65\gamma HK_a = (0.65)(17.6)(8.32)(0.307) = 28.9\,kN/m^2$$

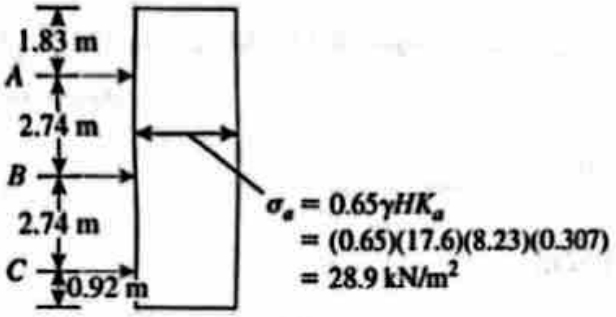
Scanned with CamScanner

شکل ۱۹-۱۴- الف پوش فشار را نشان می‌دهد. اتصال قید فشاری و سپر در B مفصلی فرض می‌شود. با مراجعه به شکل ۱۹-۱۴-ب، نیروی B_1 محاسبه می‌شود:

$$\Sigma M_{B1} = 0$$

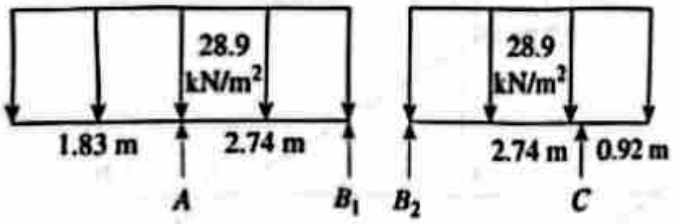
$$A = \frac{(28.9)(4.57)\left(\frac{4.57}{2}\right)}{2.74} = 110.14\,kN/m$$

$$B_1 = (28.9)(4.57) - 110.14 = 21.93\,kN/m$$



(الف)

(ب) تعیین عکس‌العمل‌ها



(ب) (پ)

شکل ۱۹-۱۴- نمودار بار

حال در شکل ۱۹-۱۴- پ، B_2 محاسبه می‌شود:

$$\Sigma M_{B2} = 0$$

$$C = \frac{(28.9)(3.66)\left(\frac{3.66}{2}\right)}{2.74} = 70.64\,kN/m$$

$$B_2 = (28.9)(3.66) - 70.64 = 35.13\,kN/m$$

بارهای قیدهای فشاری برابرند با:

در A : (110.14) (فاصله) $= (110.14)(3.66) = 403.11\,kN$

در B : $(B_1 + B_2)$ (فاصله) $= (21.93 + 35.13)(3.66) = 208.84\,kN$

در C : (4.827) (فاصله) $= (70.64)(3.66) = 258.54\,kN$

Scanned with CamScanner

مثال ۱۹-۳

برای ترانشه مهار شده‌ی مثال ۱۹-۲ مطلوبست تعیین:

(الف) اساس مقطع سپر

(ب) اساس مقطع تیر کمرکش در تراز A.

$$\sigma_{all} = 166\ N/mm^2$$

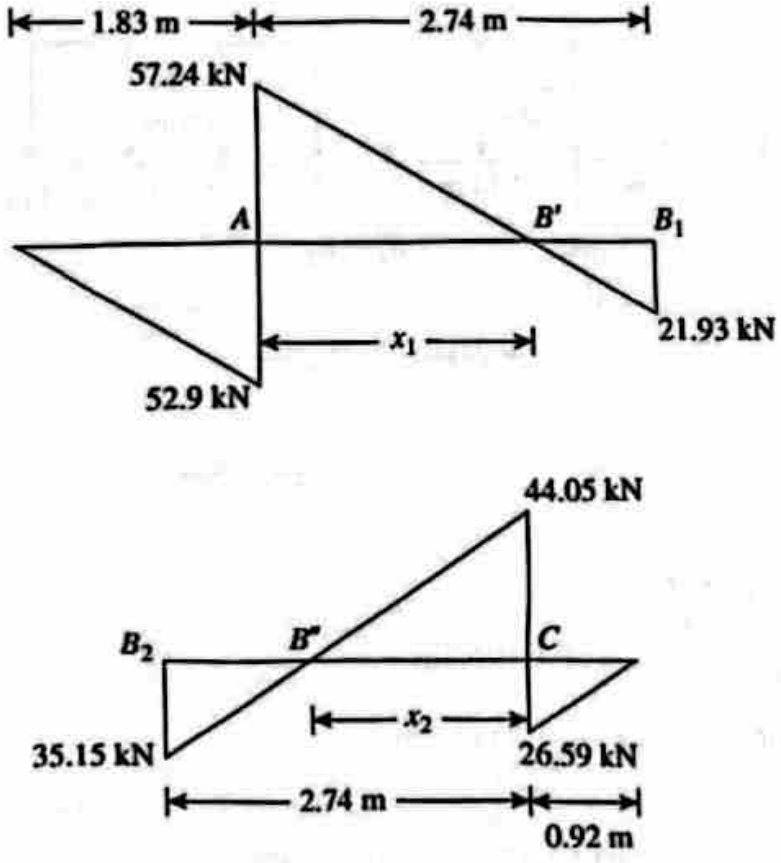
حل:

قسمت الف:

با مراجعه به نمودار بار شکل ۱۹-۱۴-ب و پ، شکل ۱۹-۱۵ نمودار نیروی برشی را برای بار وارده نشان می‌دهد. ابتدا x_1 و x_2 محاسبه می‌شود:

$$x_1 = \frac{57.24}{28.9} = 1.98\,m$$

$$x_2 = \frac{44.05}{28.9} = 1.52\,m$$



شکل ۱۹-۱۵- نمودار نیروی برشی

لنگرها برابرند با:

در A : $\frac{1}{2}(52.9)(1.83)=48.4\,\text{kN.m}$ / ۱ متر طول دیوار

در C : $\frac{1}{2}(26.59)(0.92)=12.23\,\text{kN.m}$ / ۱ متر طول دیوار

در B′ : $\frac{1}{2}(21.93)(0.76)=8.33\,\text{kN.m}$ / ۱ متر طول دیوار

در B″ : $\frac{1}{2}(35.15)(1.22)=21.44\,\text{kN.m}$ / ۱ متر طول دیوار

نتیجه می‌شود M_A حداکثر است.

$$S=\frac{M_{max}}{\sigma_{all}}=\frac{48.4\times10^6}{166}=0.29\ \text{m}^3/\text{m}$$

از جدول ۱۸-۱، نیمرخ PZ-22 انتخاب می‌شود.

قسمت ب:

برای تیر کمرکش در تراز A داریم:

$$M_{max}=\frac{A\left(s^2\right)}{8}$$

$A=110.14\ \text{kN/m}$ (از مثال قبل)

$$M_{max}=\frac{(110.14)(3.66)^2}{8}=184.4\ \text{kN.m/m}$$

$$S=\frac{M_{max}}{\sigma_{all}}=\frac{184.4\times10^6}{166}=1.11\times10^6\ \text{mm}^3$$

۱۹-۶- پژوهش‌های موردی در ترانشه‌های مهار شده

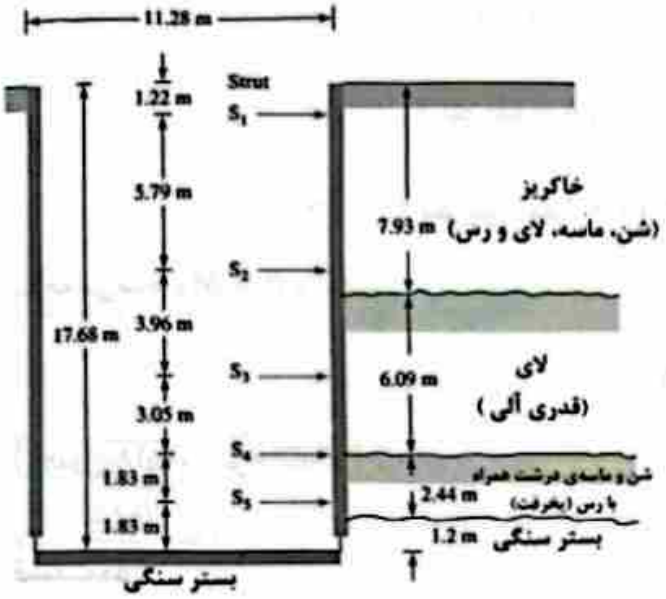
به منظور نشان دادن مشکلات و میزان قضاوت‌های مهندسی لازم برای موفقیت در اتمام پروژه‌های ترانشه‌ی مهار شده، چند پژوهش موردی ارائه می‌شود. روش‌های ارائه شده در بخش‌های قبل وقتی امکان‌پذیر است که پوش نمودار فشار به خوبی تعریف شده باشد.

پروژه‌ی قطار زیرزمینی ماساچوست

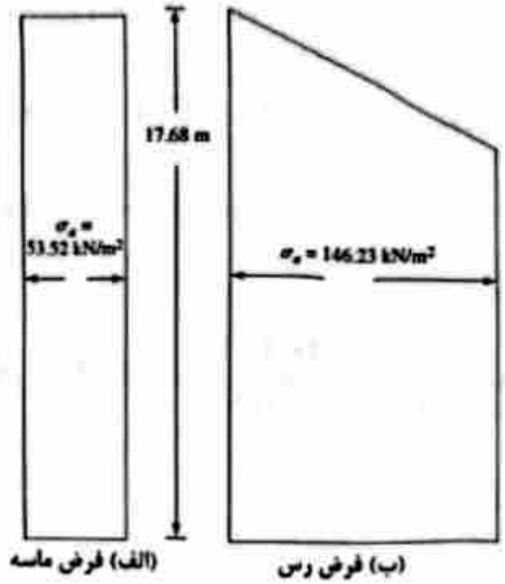
لمب[1] (۱۹۷۰) اصلاحات حاصل از اجرای سه برنامه‌ی آزمایشی ترانشه‌برداری برای اجرای قطار زیرزمینی بوستون (نیمرخ‌های A، B و D) که بطور کامل ابزاربندی شده بودند، ارائه داد. شکل ۱۹-۱۶ جزئیات و

1 - Lambe

اطلاعات ترانشه‌ای به عمق ۱۷/۶۸ مربوط به نیمرخ B را نشان می‌دهد. فواصل قیدهای فشاری در پلان ۳/۶۶ متر می‌باشد.



شکل ۱۹-۱۶- اطلاعات نیمرخ خاک B



شکل ۱۹-۱۷- پوش فشار
(الف) با فرض ماسه، (ب) با فرض رس

شکل ۱۹-۱۷ نمودار پوش حداکثر را برپایه‌ی پیشنهاد پک (۱۹۶۹) با فرض خاک ماسه‌ای و رسی نشان می‌دهد. در حالی که وضعیت خاک منطقه منطبق بر هیچیک از دو فرض فوق نیست.

با فرض خاک ماسه‌ای داریم:

$$\sigma_a = 0.65\gamma H K_a \qquad (۱۴-۱۹)$$

برای $\gamma = 17.92\,kN/m^3$, $H = 17.68m$ و $K_a = 0.26$

$$\sigma_a = (0.65)(17.92)(17.68)(0.26) = 53.52\,kN/m^2$$

با فرض خاک رسی داریم:

$$\sigma_a = \gamma H - 4c \qquad (۱۵-۱۹)$$

برای $c = 42.65\ kN/m^2$

$$\sigma_a = (17.92)(17.68)\left[1 - \frac{(4)(42.65)}{(17.92)(17.68)}\right] = 146.23\ kN/m^2$$

در جدول ۱۹-۲ نیروی قیدهای فشاری برمبنای دو فرض فوق و مقادیر نیروی فشاری اندازه‌گیری شده، ارائه شده است. مقایسه نتایج نشان می‌دهد:

۱- مقادیر فشار اندازه‌گیری شده اختلاف زیادی با فشارهای حاصل از فرض خاک ماسه‌ای و رسی نشان می‌دهد.

Scanned with CamScanner

۲- نیروهای واقعی طراحی قیدهای فشاری، بیشتر از مقادیر اندازه‌گیری شده هستند.

۳- نمودار پوش فشار خاک در دو حالت فرض ماسه‌ای و رسی اختلاف زیادی با هم دارد (شکل ۱۹-۱۷).

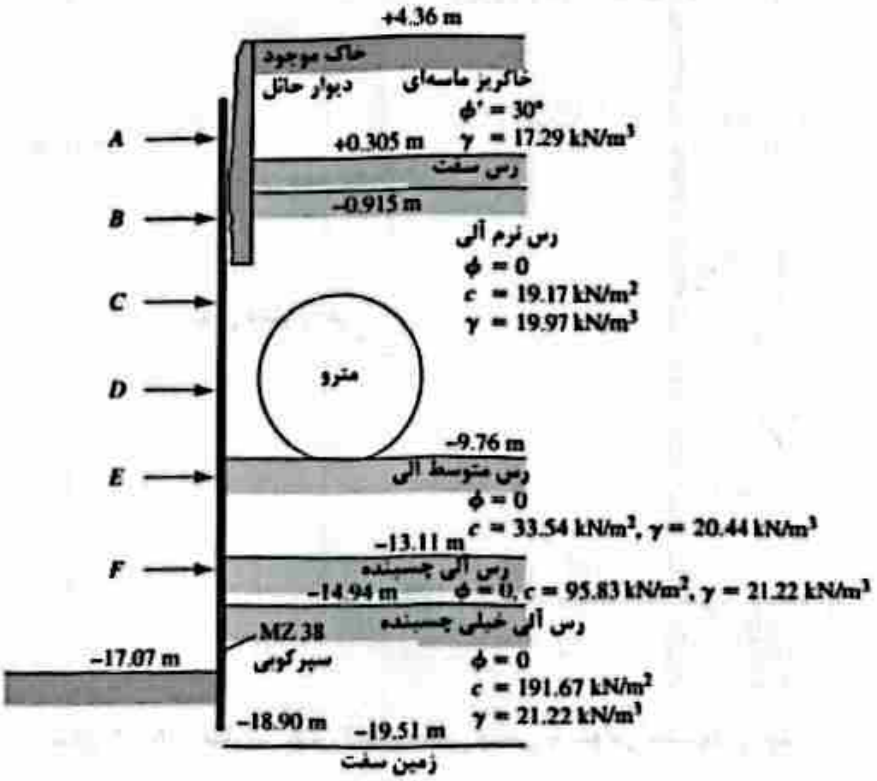
جدول ۱۹-۲- مقایسه‌ی نیروی قیدهای فشاری حاصل از محاسبات و اندازه‌گیری‌های محلی

شماره‌ی قید فشاری	محاسباتی (kN)		اندازه‌گیری (kN)
	خاک ماسه‌ای	خاک رسی	
S-1	810	1023	313
S-2	956	2580	956
S-3	685	1868	1352
S-4	480	1299	1023
S-5	334	974	1219

احداث خاکبرداری ساختمان نشنال پلازا در شیکاگو

شکل ۱۹-۱۸ نیمرخ خاکبرداری با جدار مهار شده برای احداث ساختمان نشنال پلازا را در شیکاگو به عمق ۲۱/۴۳ متر با شش ردیف قید فشاری نشان می‌دهد. در جدول ۱۹-۳ مقادیر نیروهای قیدهای فشاری ارائه شده است.

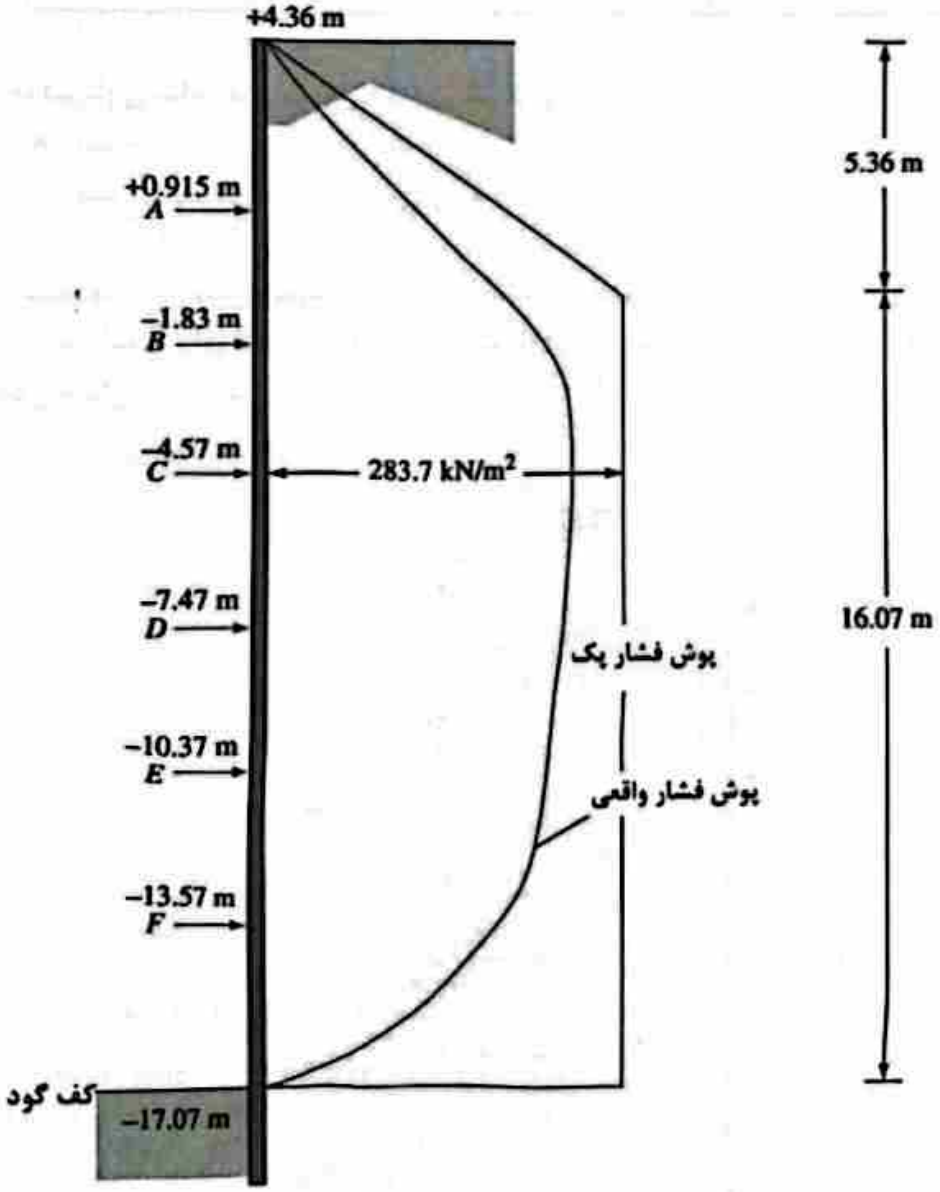
با استفاده از این نتایج، نمودار پوش فشار جانبی خاک در شکل ۱۹-۱۹ در کنار نمودار پوش پک نشان داده شده است. برای انجام این مقایسه، خاک‌های رسی رقوم ۰۰/۳۰۵ تا ۱۷/۰۷- متر با یک لایه‌ی رسی معادل جایگزین شده است (رابطه‌ی ۱۹-۱۰ و جدول ۱۹-۴).



شکل ۱۹-۱۸- مقطع شماتیک ترانشه نشنال پلازا- شیکاگو

جدول ۱۹-۳

تراز قید فشاری	تراز (m)	بار اندازه‌گیری شده (kN/m)
A	+0.915	233.49
B	-1.83	386.71
C	-4.57	423.20
D	-7.47	423.20
E	-10.37	423.20
F	-13.57	448.0
		Σ2337.8



شکل ۱۹-۱۹- مقایسه پوش فشار جانبی واقعی با نمودار پیشنهادی پک

در ادامه با استفاده از رابطه‌ی ۱۹-۸ لایه‌ی ماسه‌ای واقع در تراز ۴/۳۶+ تا ۰/۳۰۵+ هراه با لایه رسی معادل قبل (با ارتفاع ۱۷/۳۷۵ متر)، تبدیل به یک لایه‌ی رسی معادل با عمق کامل ۲۱/۴۳ متر می‌شود:

$$c_{av} = \frac{1}{2H}\left[\gamma_s K_s H_s^2 \tan\phi_s' + (H - H_s) n' q_u\right]$$

$$= \left[\frac{1}{(2)(21.43)}\right]\left[(17.29)(1)(4.055)^2 \tan 30 + (17.375)(0.75)(2\times 51.24)\right] \approx 34.99\,kN/m^2$$

جدول ۱۹-۴- تبدیل لایه‌های مختلف به لایه رسی معادل (رابطه‌ی ۱۹-۱۰)

تراز (m)	ضخامت H (m)	c (kN/m²)	معادل c (kN/m²)
+0.305 تا -9.67	9.975	19.17	$c_{av} = \frac{1}{17.375}[(9.975)(19.17) + (3.35)(33.54) + (1.83)(95.83) + (2.13)(191.67)]$ $= 51.24\ kN/m^2$
-9.76 تا -13.11	3.35	33.54	
-13.11 تا -14.94 m	1.83	95.83	
-14.94 تا -17.07 m	2.13	191.67	
Σ17.375			

از رابطه‌ی ۱۹-۱۱ داریم:

$$\gamma_{av} = \frac{1}{H}(\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 + \ldots + \gamma_n H_n)$$

$$= \frac{1}{21.43}[(17.29)(4.055) + (19.97)(10.065) + (20.44)(3.35) + (21.22)(1.83) + (21.22)(2.13)]$$

$$= 19.77\,kN/m^3$$

با استفاده از لایه رسی معادل داریم:

$$\frac{\gamma_{av} H}{c_{av}} = \frac{(19.77)(21.43)}{34.99} = 12.06 > 4$$

حال با استفاده از رابطه‌ی ۱۹-۶ پوش فشار جانبی حاصل می‌شود که نتیجه در شکل ۱۹-۸ نشان داده شده است:

$$\sigma_a = \gamma H\left[1 - \left(\frac{4c_{av}}{\gamma_{av} H}\right)\right] = (19.77)(21.43)\left[1 - \frac{(4)(34.99)}{(19.77)(12.43)}\right] = 283.7\,kN/m^2$$

ملاحظه می‌شود که دو نمودار پوش فشار اندازه‌گیری شده و محاسباتی با وجود داشتن اختلاف، از نظر ظاهر قابل مقایسه می‌باشند.

Scanned with CamScanner

۱۹-۷- تورم (بالازدگی) کف گود در ترانشه‌های رسی

به علت تورم کف گود، ترانشه‌های احداث شده در خاک‌های رسی می‌توانند ناپایدار شوند. ترزاقی (۱۹۴۳) ضریب اطمینان در مقابل این پدیده را تحلیل کرد. در شکل ۱۹-۲۰ مکانیسم این نوع گسیختگی ارائه شده است. در این شکل داریم:

B= عرض ترانشه، H= عمق ترانشه، T= ضخامت لایه رسی زیر ترانشه، q= سربار

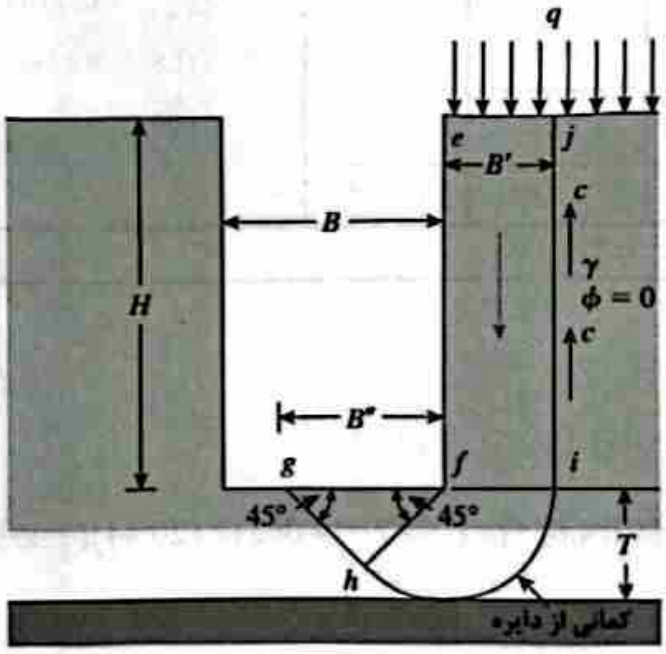
ظرفیت باربری نهایی در کف بلوک خاک fije با عرض B' برابر است با:

$$q_{ult} = cN_c \qquad (۱۹-۱۶)$$

$N_c = 5.7$ (برای شالوده‌ی زیر)

بار قائم بر واحد سطح fi برابر است با:

$$q = \gamma H + q - \frac{cH}{B'} \qquad (۱۹-۱۷)$$



شکل ۱۹-۲۰- تورم کف ترانشه‌ی مهار شده در رس $(\phi = 0)$

در نتیجه ضریب اطمینان در مقابل تورم خاک برابر است با:

$$FS = \frac{q_{ult}}{q} = \frac{cN_c}{\gamma H + q - \frac{cH}{B'}} = \frac{cN_c}{\left(\gamma + \frac{q}{H} - \frac{c}{B'}\right)H} \qquad (۱۹-۱۸)$$

برای ترانشه‌برداری با طول محدود L، ضریب اطمینان به صورت زیر اصلاح می‌شود:

$$FS = \frac{cN_c\left(1 + 0.2\frac{B'}{L}\right)}{\left(\gamma + \frac{q}{H} - \frac{c}{B'}\right)H} \qquad (۱۹-۱۹)$$

Scanned with CamScanner

که در آن:

$B' = T$ یا $B/\sqrt{2}$ (هر کدام که کوچکترند)

در سال ۲۰۰۰ میلادی، چانگ با تغییرات زیر، ویرایش جدیدی از رابطه‌ی ۱۹-۱۹ ارائه داد:

۱- مقاومت برشی در امتداد ij در اثر بارگذاری افزایش می‌یابد.

۲- در شکل ۱۹-۲۰، مقدار fg با عرض B'' در پای خاکبرداری می‌تواند به عنوان شالوده‌ای با بار منفی منظور شود.

۳- مقدار ضریب ظرفیت باربری N_c باید ۵/۱۴ (به جای ۵/۷) برای شالوده با کف صاف منظور شود. (چون در کف شالوده سطح صاف بدون مقاومت داریم.)

با اصلاحات فوق، رابطه‌ی ۱۹-۱۹ به شکل زیر درمی‌آید:

$$FS = \frac{5.14c\left(1+\frac{0.2B''}{L}\right)+\frac{cH}{B'}}{\gamma H + q} \qquad (۱۹-۲۰)$$

که در آن:

$B' = T$ (برای $T \le B/\sqrt{2}$)

$B' = B/\sqrt{2}$ (برای $T > B/\sqrt{2}$)

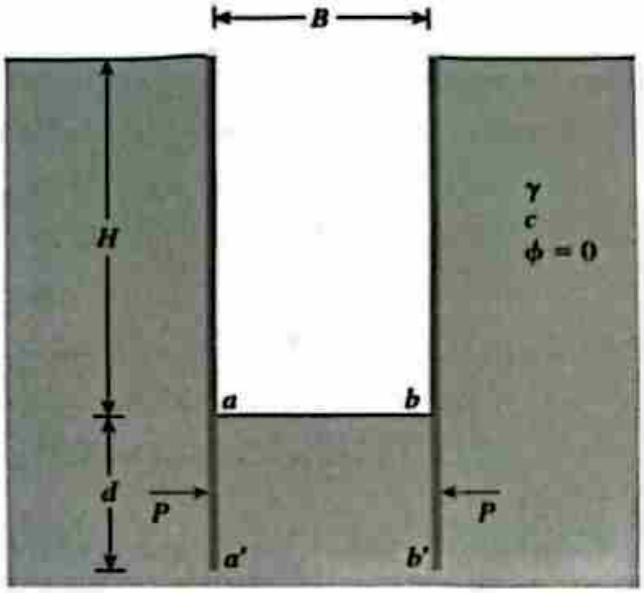
$B'' = \sqrt{2}B'$

جروم و ایدی[1] (۱۹۵۶) داده‌های ثبت شده برای بالازدگی (تورم) کف ترانشه در رس را جمع‌آوری کردند. چانگ (۲۰۰۰) با استفاده از این داده‌ها، FS را به کمک رابطه‌ی ۱۹-۲۰ محاسبه نمود که در جدول ۱۹-۵ ارائه شده است.

جدول ۱۹-۵- ضرایب ایمنی محاسبه شده برپایه‌ی داده‌های جمع‌آوری شده توسط جروم و ایدی و محاسبات چانگ

محل	B (m)	B/L	H (m)	H/B	γ (kN/m³)	c (kN/m²)	q (kN/m²)	FS [رابطه‌ی ۱۹-۲۰]	نوع خرابی
Pumping station, fornebu, Oslo	5.0	1.0	3.0	0.6	17.5	7.5	0	1.05	خرابی کلی
Storehouse, drammen	4.8	0	2.4	0.5	19.0	12	15	1.05	خرابی کلی
Sewerage tank, drammen	5.5	0.69	3.5	0.64	18.0	10	10	0.92	خرابی کلی
Excavation, grey wedels plass, Oslo	5.8	0.72	4.5	0.78	18.0	14	10	1.07	خرابی کلی
Pumping station, jernbanetorget, Oslo	8.5	0.70	6.3	0.74	19.0	22	0	1.26	خرابی موضعی
Storehouse, Freia, Oslo	5.0	0	5.0	1.00	19.0	16	0	1.10	خرابی موضعی
Subway, Chicago	16	0	11.3	0.70	19.0	35	0	1.00	آستانه خرابی

1 - Bjerrum and Eide



شکل ۱۹-۲۱- نیروهای موثر بر طول مدفون سپرها

مطالعه‌ی جدول، انطباق خوب داده‌های میدانی و نتایج حاصل از رابطه‌ی ۱۹-۲۰ را نشان می‌دهد. برای استفاده از رابطه‌ی ۱۹-۲۰، ضریب اطمینان ۱/۵ توصیه می‌شود.

در رس همگن اگر ضریب اطمینان کمتر از ۱/۵ باشد، سپرها به عمق بیشتری کوبیده می‌شوند (شکل ۱۹-۲۱).

معمولاً عمق مدفون d کمتر یا مساوی B/2 منظور می‌شود. در این حالت نیروی P وارد بر واحد طول مدفون (aa' و bb') را می‌توان از رابطه‌ی زیر تعیین نمود:

$$P = 0.7(\gamma HB - 1.4cH - \pi cB) \qquad (d > 0.47B \text{ برای}) \qquad (۱۹-۲۱)$$

و

$$P = 1.5d\left(\gamma H - \frac{1.4cH}{B} - \pi c\right) \qquad (d < 0.47B \text{ برای}) \qquad (۱۹-۲۲)$$

مثال ۱۹-۴

برای ترانشه‌ی مهار شده در شکل ۱۹-۲۲ داریم:

$$B = 4m\ ,\ L = 15m\ ,\ H = 6m\ ,\ T = 1.5m\ ,\ \gamma = 17kN/m^3\ ,\ c = 40kN/m^2\ ,q = 0$$

با استفاده از رابطه‌ی ۱۹-۲۰ ضریب اطمینان را محاسبه کنید.

حل:

از رابطه‌ی ۱۹-۲۰ داریم:

$$FS = \frac{5.14c\left(1 + \frac{0.2B'}{L}\right) + \frac{cH}{B'}}{\gamma H + q}$$

Scanned with CamScanner

$$T = 2\,m$$

$$\frac{B}{\sqrt{2}} = \frac{4}{\sqrt{2}} = 2.83\,m$$

بنابراین:

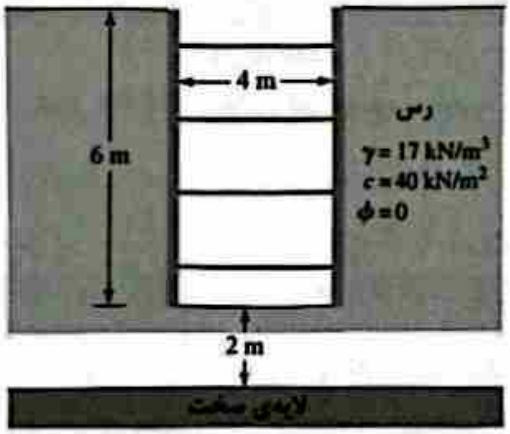
$$T \le \frac{B}{\sqrt{2}}$$

$$\Rightarrow B' = T = 2m$$

$$B'' = \sqrt{2}B' = \left(\sqrt{2}\right)(2) = 2.83$$

و

$$FS = \frac{(5.14)(40)\left[1 + \frac{(0.2)(2.83)}{15}\right] + \frac{(40)(6)}{2}}{(17)(6)} = 2.55$$



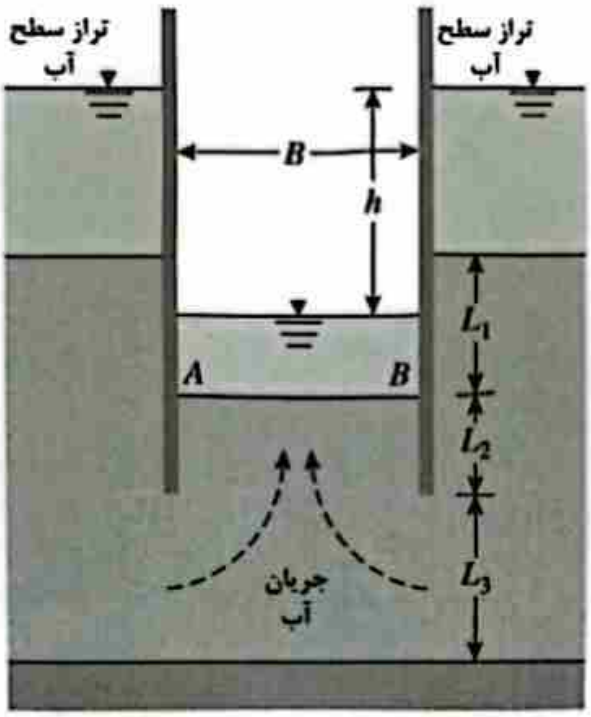
شکل ۱۹-۲۲- ضریب اطمینان در مقابل تورم (بالاآمدگی) برای ترانشه‌ی مهار شده

۱۹-۸- پایداری کف ترانشه در خاکبرداری در ماسه

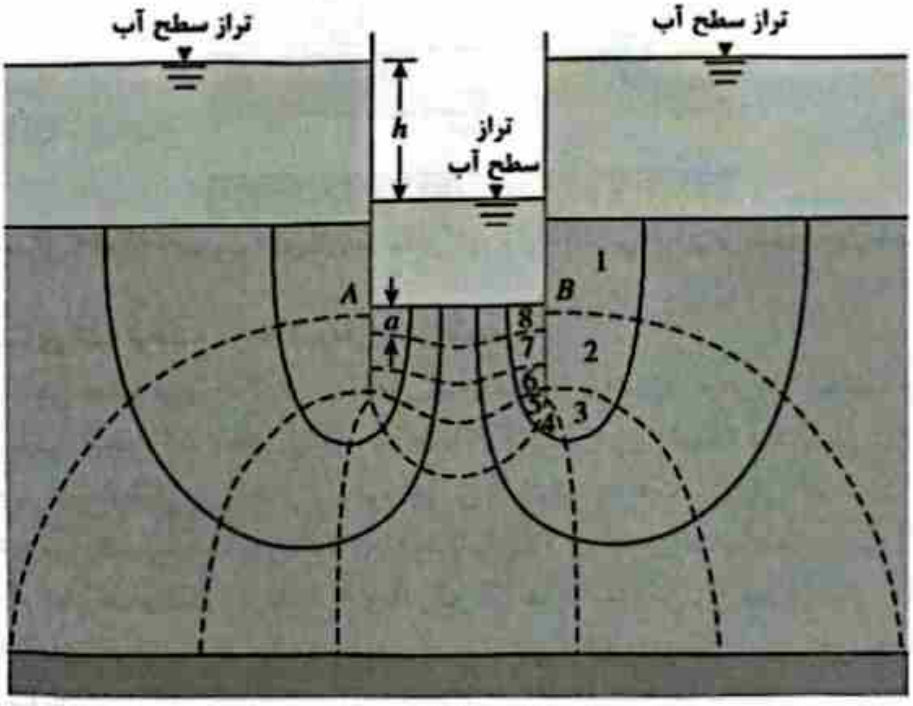
از سپرکوبی گاهی مواقع برای خاکبرداری داخل آب یا مناطق با آب زیرزمینی بالا استفاده می‌شود (شکل ۱۹-۲۳). با پایین آوردن آب داخل ترانشه، به علت افزایش گرادیان (شیب) هیدرولیکی در کف، احتمال وقوع پدیده‌ی رگاب افزایش می‌یابد. رگاب نوع خاصی از خرابی به علت بالازدگی کف است. همان‌طور که گفته شد، پدیده‌ی رگاب به علت وقوع گرادیان هیدرولیکی بالا در تراوش آب به داخل ترانشه است.

برای تعیین گرادیان هیدرولیکی در نقاط A و B واقع در کف ترانشه، می‌توان مطابق شکل ۱۹-۲۴ شبکه‌ی جریان را در لایه‌ی نفوذپذیر زیر ترانشه رسم نمود. حداکثر گرادیان موجود در شبکه‌ی جریان نشان داده شده برابر است با:

$$i_{max(exit)} = \frac{\frac{h}{N_d}}{a} = \frac{h}{N_d a} \qquad (۱۹-۲۳)$$



شکل ۱۹-۲۳- پایداری کف ترانشه در ماسه



شکل ۱۹-۲۴- تعیین ضریب اطمینان در مقابل پدیده‌ی رگاب با رسم شبکه‌ی جریان

Scanned with CamScanner

که در آن:

a = طول چشمه‌ی جریان در A (یا B)

N_d = تعداد افت‌ها (توجه: در شکل ۱۹-۲۴، $N_d = 8$ می‌باشد.)

ضریب اطمینان در مقابل پدیده‌ی رگاب به صورت زیر بیان می‌شود:

$$FS = \frac{i_{cr}}{i_{max(exit)}} \qquad (۱۹-۲۴)$$

که در آن i_{cr} گرادیان هیدرولیکی بحرانی می‌باشد.

گرادیان هیدرولیکی بحرانی از رابطه‌ی زیر حاصل می‌شود:

$$i_{cr} = \frac{G_s - 1}{e + 1}$$

برای اغلب خاک‌ها مقدار i_{cr} بین ۰/۹ تا ۱/۱ با متوسطی در حدود ۱ متغیر است. مقدار ضریب اطمینان لازم نیز در حدود ۱/۵ می‌باشد.

مقدار گرادیان هیدرولیکی حداکثر موجود برای سپرکوبی در ماسه با $L_3 = \infty$ را می‌توان به صورت نظری محاسبه نمود (هار ۱۹۶۲[1]). گام‌های اساسی برای محاسبه‌ی حداکثر گرادیان موجود، با توجه به اشکال ۱۹-۲۵ و ۱۹-۲۶، به شرح زیر می‌باشد:

گام ۱. با محاسبه‌ی $2L_2/B$ (یا $B/2L_2$) و $2L_1/B$، مدول m را از شکل ۱۹-۲۵ تعیین نمایید.

گام ۲. با مقادیر معلوم مدول و $2L_1/B$، از شکل ۱۹-۲۶ مقدار $L_2 i_{(max)exit}/h$ را تعیین نمایید.

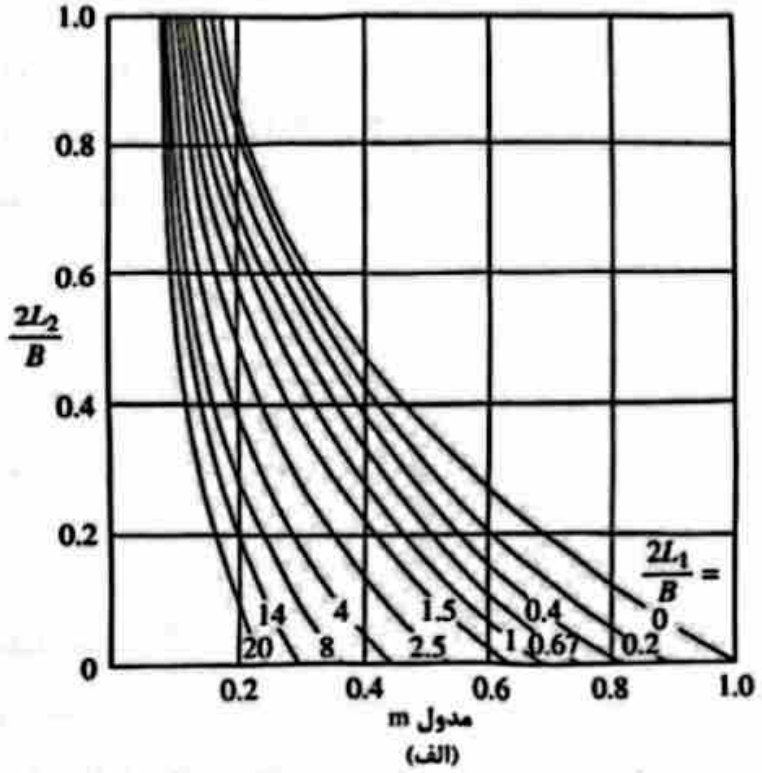
با توجه به معلوم بودن L_2 و h، مقدار $i_{(max)exit}$ قابل محاسبه خواهد بود.

گام ۳. حال می‌توان ضریب اطمینان را با استفاده از رابطه‌ی ۱۹-۲۴ محاسبه نمود.

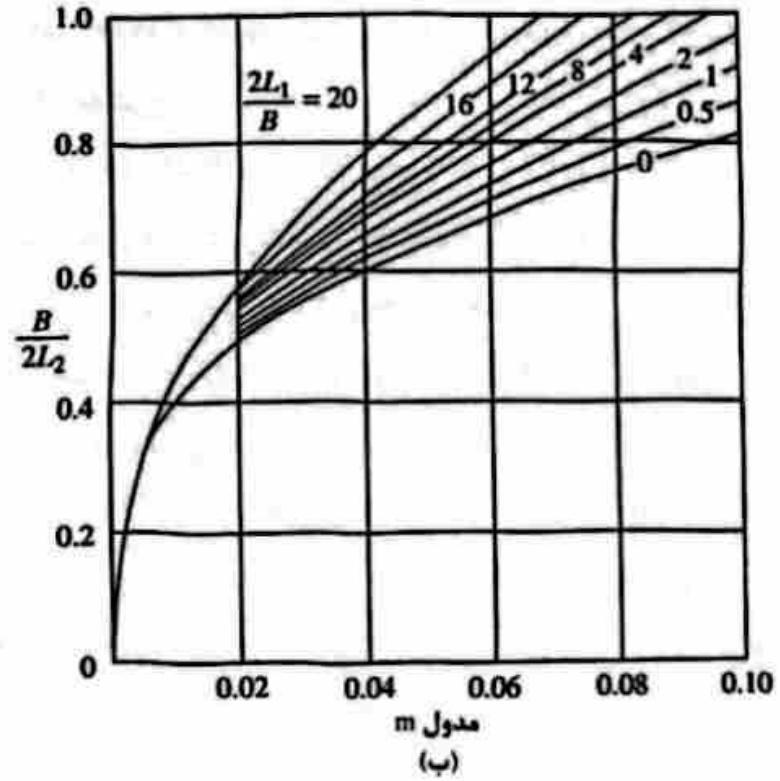
مارس‌لند[2] (۱۹۵۸) نتایج روش مدول را برای بررسی تاثیر نشت در پایداری خاکبرداری در پناه سپر، مورد آزمایش قرار دارد. نتایج کارهای وی در اشکال ۱۹-۲۷- الف، ب و پ خلاصه شده است. شکل ۱۹-۲۷- ب برای تعیین عمق نفوذ سپر (L_2) به منظور تامین ضریب اطمینان لازم در مقابل رگاب، در حالتی که عمق لایه نفوذپذیر ماسه نامحدود می‌باشد، مورد استفاده قرار می‌گیرد. شکل ۱۹-۲۷- پ نیز همین کار را برای حالتی که عمق لایه‌ی نفوذپذیر محدود و مساوی $L_3 + L_2$ است، انجام می‌دهد.

۱- علی کاوه: آب‌های زیرزمینی و نشت- مرکز نشر دانشگاهی

2 - Marsland

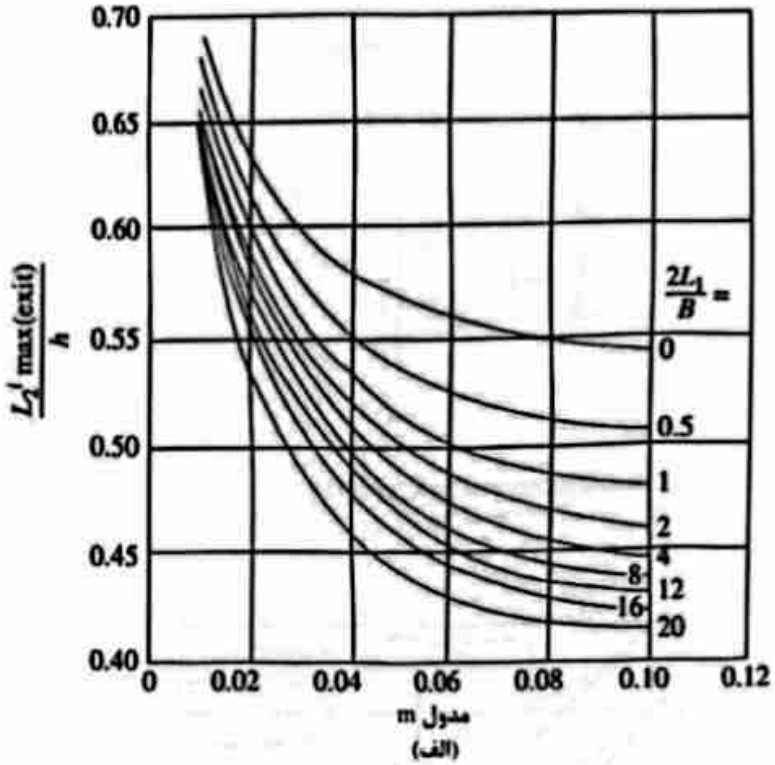


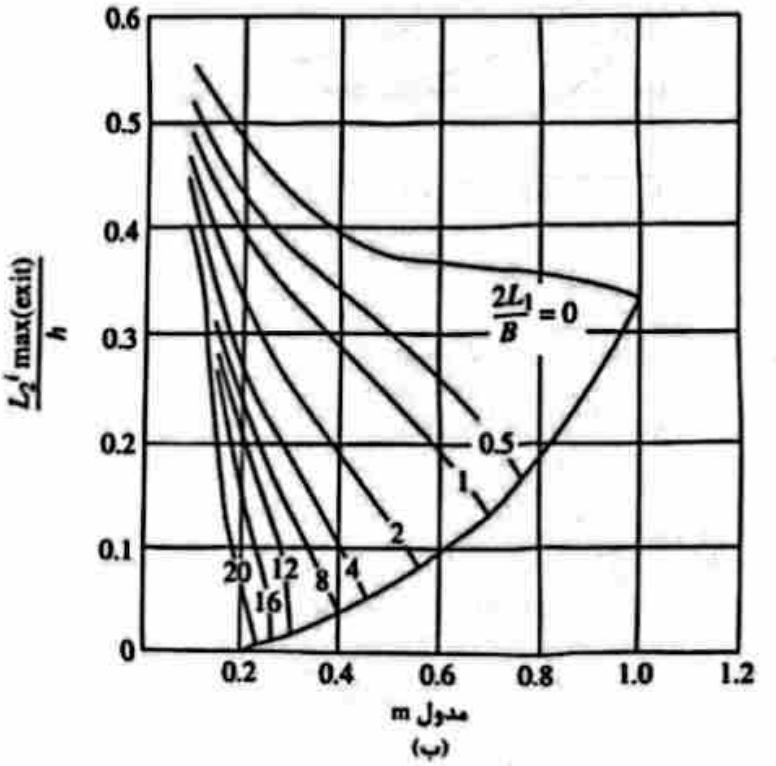
(الف)



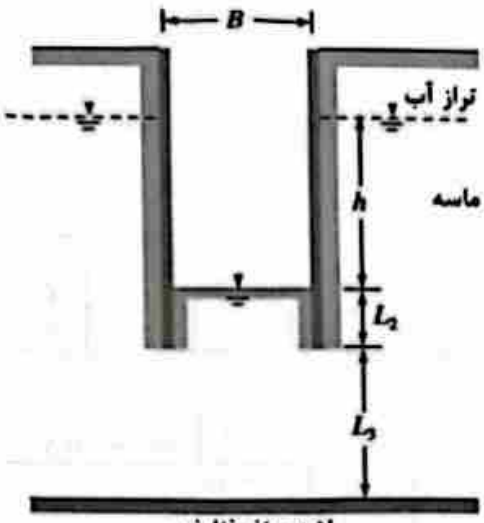
(ب)

شکل ۱۹-۲۵- تغییرات مدول m

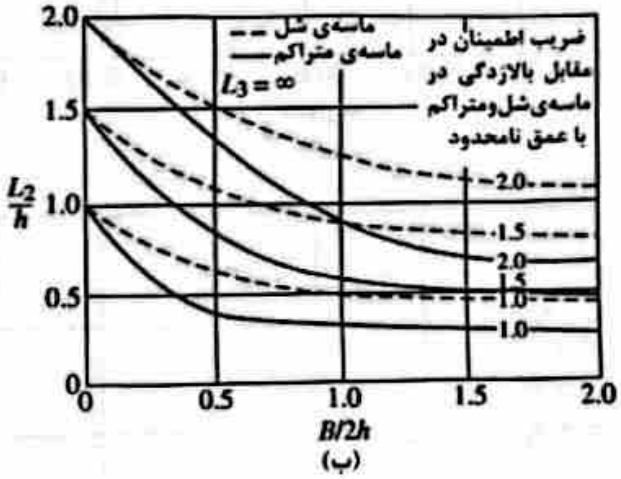




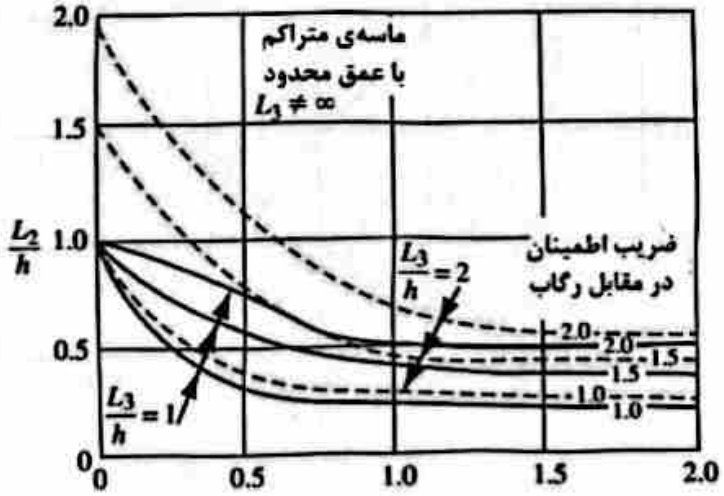
شکل ۱۹-۲۶- تغییرات حداکثر گرادیان موجود با مدول m



(الف)



(ب)



(پ)

شکل ۱۹-۲۷- تاثیر تراوش در پایداری خاکبرداری در پناه سپر

مثال ۱۹-۵

برای شکل ۱۹-۲۳ اطلاعات زیر در دست است:

$$h = 4.5m\ ,\ L_1 = 5m\ ,\ L_2 = 4m\ ,\ B = 5m\ ,\ L_3 = \infty$$

مطلوبست تعیین ضریب اطمینان در مقابل رگاب.

$$\frac{2L_1}{B} = \frac{2(5)}{5} = 2$$

$$\frac{B}{2L_2} = \frac{5}{2(4)} = 0.625$$

حل:

طبق شکل ۱۹-۲۵-ب برای $2L_1/B=2$ و $B/2L_2=0.625$، مقدار $m \approx 0.033$ به دست می‌آید. حال با مراجعه به شکل ۱۹-۲۶- الف برای $m = 0.033$ و $2L_1/B=2$ مقدار $L_2 i_{(max)exit}/h=0.54$ به دست می‌آید. بنابراین:

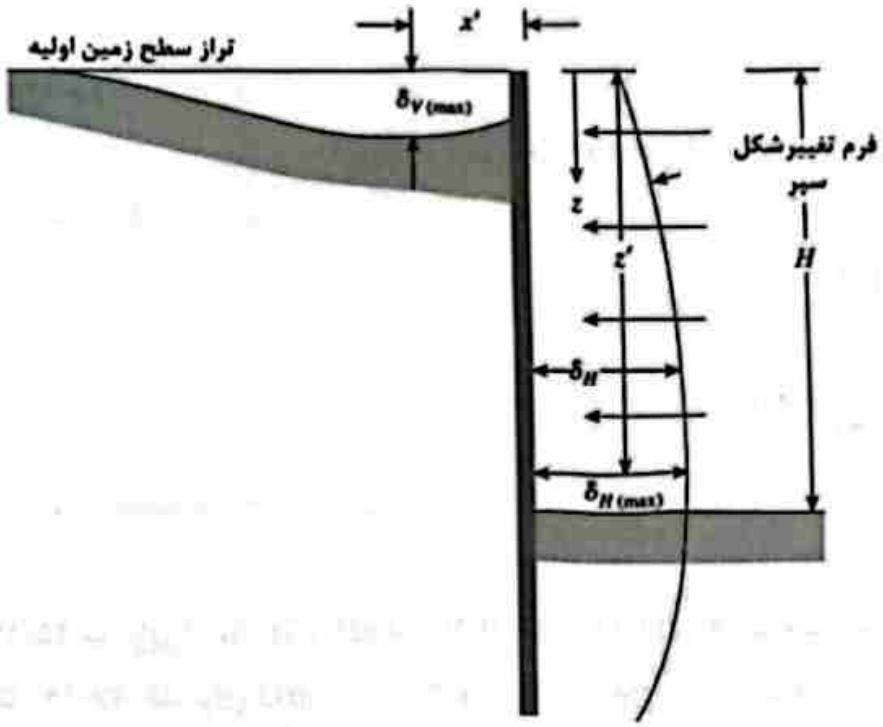
$$i_{(max)exit} = \frac{0.54(h)}{L_2} = 0.54(4.5)/4 = 0.608$$

$$FS = \frac{i_{cr}}{i_{max(exit)}} = \frac{1}{0.608} = 1.645$$

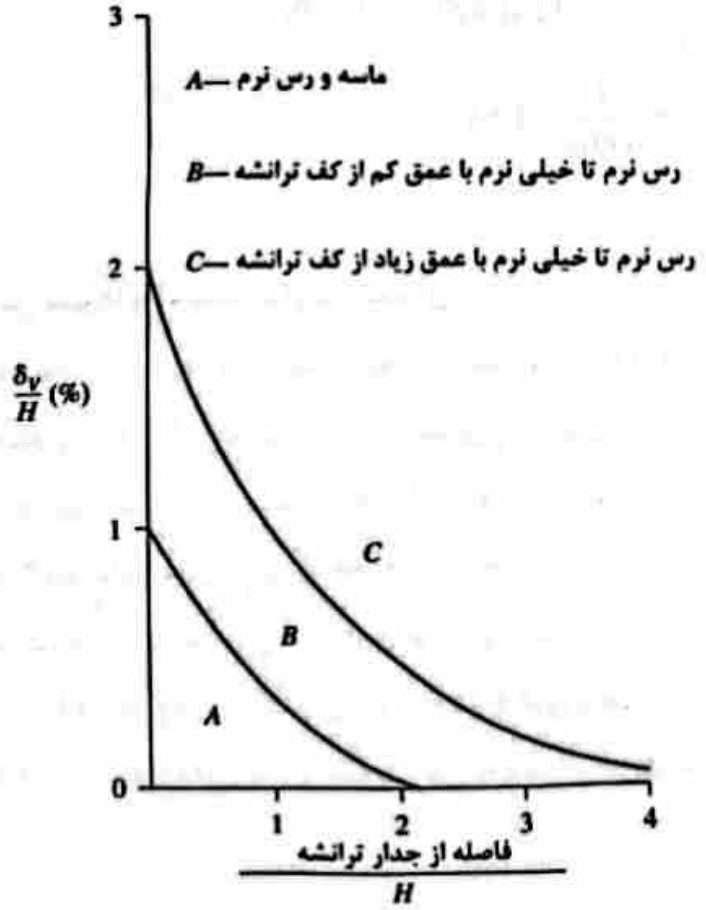
۱۹-۹- تغییرشکل جانبی سپرها و نشست خاکریز پشت آن

در ترانشه‌های مهار شده، تغییرشکل‌های جانبی سپرها محتمل است (شکل ۱۹-۲۸). مقدار تغییرشکل جانبی δ_H به عوامل مختلفی بستگی دارد که مهمترین آن فاصله‌ی زمانی بین خاکبرداری و نصب قیدهای فشاری و کمرکش‌هاست. همانطور که قبلاً ذکر شد، سپرها (و یا شمع‌ها) در عمقی بیش از عمق کف ترانشه کوبیده می‌شوند. علت امر کاهش تغییرشکل جانبی هنگام آخرین مرحله گودبرداری است. تغییرشکل جانبی سپرها (و یا شمع‌ها) باعث نشست خاک پیرامونی ترانشه می‌شود. میزان تغییرشکل جانبی، بستگی به جنس لایه‌ی خاک زیرکف ترانشه دارد. اگر لایه‌ی خاک رس کف ترانشه تا عمق زیادی ادامه داشته و $\gamma H/C$ کمتر از حدود ۶ باشد، با افزایش عمق مدفون سپر و شمع می‌توان به مقدار زیادی از تغییرشکل جانبی سپر کاست.

Scanned with CamScanner



شکل ۱۹-۲۸- تغییرشکل جانبی سپرها و نشست خاک پشت آن



شکل ۱۹-۲۹- تغییرات نشست زمین برحسب فاصله از جدار ترانشه

Scanned with CamScanner

لیکن اگر در شرایط مشابه $\gamma H/C$ در حدود ۸ باشد، افزایش عمق نفوذ سپر (یا شمع) تاثیر قابل توجهی در کاهش تغییرشکل جانبی نخواهد داشت. در چنین حالتی انتظار تغییرشکل جانبی بزرگتری داریم که می‌تواند باعث خرابی کلی سپر نیز گردد. اگر لایه‌ی خاک سختی زیر لایه‌ی رسی وجود داشته باشد، توصیه می‌شود سپر (شمع) به این لایه نفوذ نماید که نتیجه‌ی آن تغییرشکل جانبی کمتر است.

تغییرشکل جانبی دیوار می‌تواند باعث نشست خاک محیطی شود که به آن گودافتادگی زمین می‌گویند. بر پایه مشاهدات میدانی، پک (۱۹۶۹) نمودار شکل ۱۹-۲۹ را برای تخمین نشست خاک‌های مختلف پیشنهاد می‌کند که استفاده از آن می‌تواند به عنوان راهنمای کلی مورد توجه قرار گیرد.

مورمان (۲۰۰۴) نتایج ۱۵۳ گزارش میدانی از ترانشه در خاک رس نرم (مقاومت برشی زهکشی نشده، کوچکتر از ۷۵ کیلونیوتن برمترمربع) را مطالعه نمود که نتیجه‌ی آن برای محاسبه‌ی $\delta_{V(max)}$، x و $\delta_{H(max)}$ و z' به قرار زیر است (شکل ۱۹-۲۸):

- حداکثر نشست قائم $\left(\delta_{V(max)}\right)$

رس نرم: (با مقدار متوسط 1.07%) $\delta_{V(max)}/H \approx 0.1$ تا 10.1%

رس سخت : (با مقدار متوسط 0.18%) $\delta_{V(max)}/H \approx 0$ تا 0.9%

خاک غیرچسبنده: (با مقدار متوسط 0.33%) $\delta_{V(max)}/H \approx 0$ تا 2.43%

- محل $\delta_{V(max)}$ یعنی x' (شکل ۱۹-۲۸)

برای ۷۰ درصد حالات: $x' \le 0.5H$

برای رس نرم، x' می‌تواند تا $2H$ باشد.

- حداکثر تغییرشکل افقی سپر یا شمع $\delta_{H(max)}$

برای ۴۰ درصد ترانشه‌ها در رس نرم: $0.5\% \le \delta_{H(max)} / H \le 1\%$

مقدار متوسط $\delta_{H(max)} / H$ حدود 0.87% می‌باشد.

مسائل فصل نوزدهم

۱۹-۱- در ترانشه‌ی مهار شده‌ی شکل، اطلاعات زیر در دست است:

$$\gamma = 18.5 kN/m^3 \ , \ \phi' = 0 \ , \ c = 20$$

فواصل قیدها در پلان ۵ متر می‌باشد. مطلوبست:

الف- رسم نمودار پوش فشار خاک

ب- تعیین بار قیدهای فشاری در ترازهای A، B و C.

پ- نیمرخ مناسب برای سپر

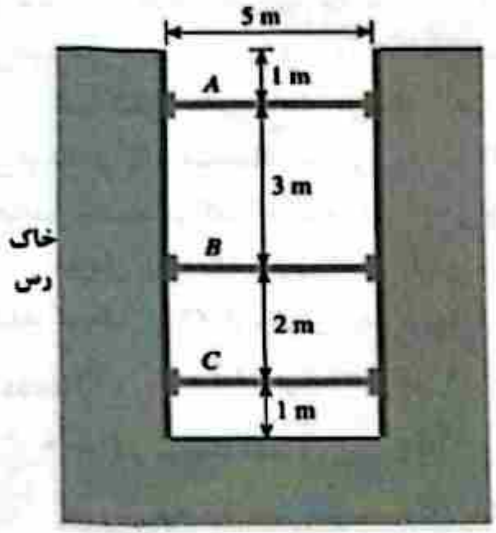
ت- اساس مقطع لازم برای تیر کمرکش در تراز B و C

تنش مجاز را ۱۷۰ نیوتن بر میلیمتر مربع (مگاپاسکال) در نظر بگیرید.

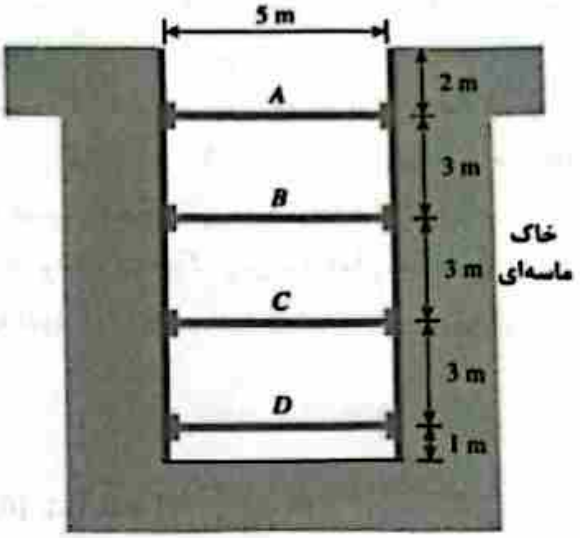
۱۹-۲- مسئله ۱ را برای شکل مسئله ۲ تکرار نمایید.

Scanned with CamScanner

$\gamma = 18\,kN/m^3$ و $\phi' = 37°$ و فواصل افقی قیدها = 2.25m



شکل مسئله ۱۹-۱

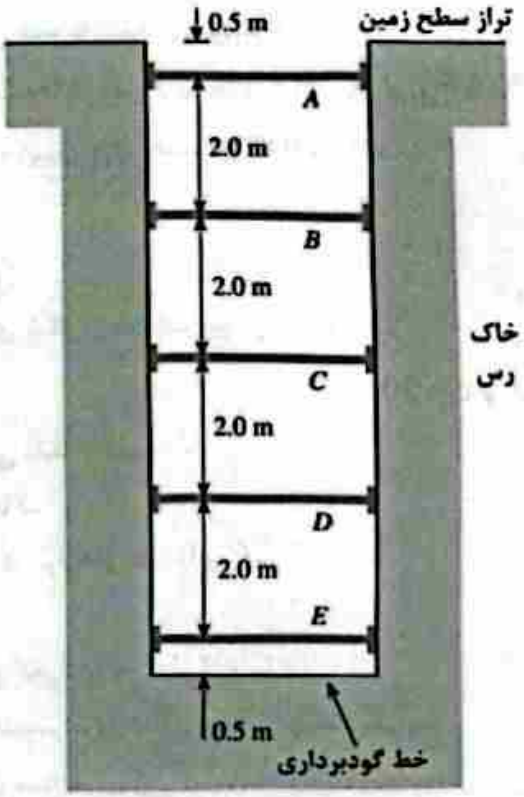


شکل مسئله ۱۹-۲

۱۹-۳- مسئله ۱۹-۱ را با اطلاعات زیر تکرار کنید:

$\gamma = 17.65\,kN/m^3$, $c = 0\,kN/m^2$

فواصل مرکز به مرکز قیدها در پلان ۳ متر می‌باشد.



شکل مسئله ۱۹-۳

۱۹-۴- در شکل ۱۹-۱۰-الف اطلاعات زیر در دست است:

$H = 8m$

ماسه $H_s = 3m$, $\gamma_s = 17.5 kN/m^3$, $\phi_s = 34°$

رس $H_c = 5m$, $\gamma_c = 18.2 kN/m^3$, $q_u = 55 kN/m^2$ (مقاومت فشاری محدود نشده)

الف: مطلوبست تخمین چسبندگی متوسط (c_{av}) و وزن مخصوص متوسط (γ_{av}) برای رسم منحنی پوش فشار خاکی

ب: رسم منحنی پوش فشار خاک

۱۹-۵- شکل ۱۹-۱۰-ب را که ترانشه‌ی مهار شده در رس می‌باشد، در نظر بگیرید، داریم:

$H = 7.5m$, $H_1 = 1.5m$, $c_1 = 105 kN/m^2$, $\gamma_1 = 17.8 kN/m^3$

$H_2 = 3m$, $c_2 = 80 kN/m^2$, $\gamma_2 = 17.1 kN/m^3$, $H_3 = 3m$

$c_3 = 83.5 kN/m^2$, $\gamma_3 = 17.44 kN/m^3$

مطلوبست تعیین:

الف: چسبندگی متوسط (c_{av}) و وزن مخصوص متوسط (γ_{av}) برای محاسبه‌ی نمودار پوش فشار خاک.

ب: رسم نمودار پوش فشار خاک

۱۹-۶- برای ترانشه‌ی مهار شده در مسئله ۱۹-۱، ضریب ایمنی در مقابل بالازدگی کف را محاسبه نمایید. از روابط ۱۹-۲۰ استفاده کنید. سطح کف ترانشه صاف و لایه‌ی سخت در زیر آن وجود ندارد.

۱۹-۷- مسئله ۱۹-۶ را با رابطه‌ی ۱۹-۱۹ تکرار کنید. سطح کف ترانشه صاف و $N_c = 5.14$ است.

۱۹-۸- در مسئله ۱۹-۳ اگر عرض ترانشه ۳ متر باشد، ضریب اطمینان در مقابل بالازدگی را محاسبه نمایید. سطح کف ترانشه زبر و از رابطه‌ی ۱۹-۱۹ با $q=0$ و $L=25m$ و T خیلی بزرگ استفاده کنید.

منابع فصل نوزدهم

Bjerrum, L. and Eide, O. (1956). "Stability of Strutted Excavation in Clay," *Geotechnique*, Vol. 6, No. 1, pp. 32–47.

Chang, M. F. (2000). "Basal Stability Analysis of Braced Cuts in Clay," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 126, No. 3, pp. 276–279.

Harr, M. E. (1962). *Groundwater and Seepage*, McGraw-Hill, New York.

Lambe, T. W. (1970). "Braced Excavations." *Proceedings of the Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth-Retaining Structures*, American Society of Civil Engineers, pp. 149–218.

Moormann, C. (2004). "Analysis of Wall and Ground Movements Due to Deep Excava- tions in Soft Soil Based on New Worldwide Data Base," *Soils and Foundations*, Vol. 44, No. 1, pp. 87–98.

Peck, R. B. (1943). "Earth Pressure Measurements in Open Cuts, Chicago (ILL.) Subway," *Transactions*, American Society of Civil Engineers, Vol. 108, pp. 1008–1058.

Peck, R. B. (1969). "Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground," *Proceedings, Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico City, State-of-the-Art Volume, pp. 225–290.

Swatek, E. P., Jr., Asrow, S. P., and Seitz, A. (1972). "Performance of Bracing for Deep Chicago Excavation," *Proceedings of the Specialty Conference on Performance of Earth*

Scanned with CamScanner

and Earth Supported Structures, American Society of Civil Engineers, Vol. 1, Part 2, pp. 1303–1322.
Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, New York.
U.S. Department of the Navy (1971). "Design Manual—Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures." NAVFAC DM-7, Washington, DC.

Scanned with CamScanner

فصل بیستم

شالوده‌ی ماشین‌آلات

(تحت بارهای دینامیکی)

۲۰-۱- مقدمه

۲۰-۱-۱- بارهای استاتیکی و دینامیکی

شالوده‌ها می‌توانند تحت تاثیر بارهای استاتیکی و دینامیکی و یا ترکیبی از آنها قرار گیرند. بار استاتیکی، باری است که به آرامی و به تدریج بر شالوده تاثیر نماید، به طوری که هیچگونه ارتعاشی در سیستم شالوده- خاک به وجود نیاید. بار دینامیکی به باری اتلاق می‌شود که باعث ارتعاش کل سیستم شود. در هر دو حالت تحت تاثیر بارگذاری، در سیستم خاک- شالوده تنش ایجاد می‌شود. تا این فصل شالوده‌ها فقط تحت تاثیر بارهای استاتیکی مورد مطالعه قرار گرفتند. هدف از ارائه‌ی این فصل، مطالعه شالوده‌ها تحت تاثیر بارهای دینامیکی می‌باشد.

بارهای دینامیکی به علل مختلف به وجود می‌آیند. بی‌قاعده‌ترین بارهای دینامیکی، بارهای ناشی از زلزله و انفجار می‌باشند. زلزله باعث تکان‌های اتفاقی زمین می‌شود و در صورتی که سیستم خاک- شالوده تحت تاثیر این تکان‌ها قرار گیرد، ارتعاش اتفاقی و بی‌قاعده در آن به وجود می‌آید. در اثر این ارتعاش، شالوده ممکن است نشست نماید و سازه‌ی متکی بر آن فرو ریزد. در صورتی که شالوده متکی بر لایه‌ی ماسه‌ای اشباع باشد، صدمات وارده شدیدتر خواهد بود. در لایه‌های ماسه‌ای اشباع به علت ارتعاش، پدیده‌ی روانگرایی[1] به وجود آمده و در نتیجه خاک مقاومت خود را از دست می‌دهد و ظرفیت باربری شالوده‌ی متکی بر آن از بین می‌رود.

عوامل دیگر ایجاد ارتعاش در شالوده عبارتند از کوبیدن شمع در زمین‌های مجاور، فرود هواپیماهای سنگین، تاثیر اثر باد و امواج روی سازه.

ارتعاش به وجود آمده به علت عوامل فوق‌الذکر آنی و گذرا هستند. هرچند که بعضی از مطالب مقدماتی این فصل می‌توانند شروعی برای بحث در مورد این عوامل باشند، لیکن باید توجه داشت که هدف اصلی از ارائه مطالب مقدماتی، پرداختن به ارتعاش ناشی از ماشین‌آلات است.

۲۰-۱-۲- بارهای دینامیکی به علت ارتعاش ماشین‌آلات

ارتعاش مورد توجه در این فصل، ارتعاش به وجود آمده به علت کارکرد ماشین‌آلاتی نظیر موتورهای پیستونی[2]، دورانی[3] یا ضربه‌ای[4] است. ارتعاش تحمیلی به سیستم خاک- شالوده توسط این ماشین‌ها، با

---

1 - Liquefaction

* این فصل در کتاب اصلی نیست و از کتاب زیر انتخاب شده است:

V.N.S. MURTHY- Soil Mechanics and foundation engineering, Vol2, 3rd edition, SAI KRIPA-INDLA

2 - Reciprocating

3 - Rotary

4 - Hammer

Scanned with CamScanner

استفاده از اصول حرکت هارمونیک قابل تحلیل است. رفتار سیستم خاک- شالوده با مدل کردن آن به مدل جرم متمرکز قابل پیش‌بینی می‌باشد. ساده‌ترین سیستم، مدل جرم متمرکز یک درجه آزادی متشکل از جرم متمرکز[1]، فنر[2] و میراکننده[3] است. تجربه نشان داده است که این مفهوم مدل رضایت‌بخشی برای تحلیل دینامیکی شالوده‌ها تحت بار ارتعاشی به دست می‌دهد. منظور از درجه‌ی آزادی، تعداد پارامتر مستقل لازم برای تشریح حرکت سیستم است. تحلیل مدل جرم متمرکز بر این فرض قرار دارد که ارتعاش تحمیلی به سیستم خاک- شالوده توسط ماشین، از حرکت هارمونیک ساده تبعیت می‌کند.

برای بعضی سیستم‌ها، مدل یک درجه‌ی آزادی نمی‌تواند پاسخ دینامیکی خاک را به دقت نشان دهد. در این حالت ممکن است به مدل‌هایی با ۲ تا ۳ درجه‌ی آزادی نیاز باشد که تحلیل آنها پیچیده‌تر بوده و ممکن است استفاده از مدل کامپیوتری لازم گردد.

۲۰-۱-۳- روش تحلیل

در این فصل روش‌های زیر برای تحلیل ارتعاش شالوده‌ی ماشین‌آلات مورد بررسی قرار می‌گیرد:

۱- مدل یک درجه‌ی آزادی متشکل از جرم متمرکز، فنر الاستیک و میراگر ویسکوز (لزج)[4]

۲- مدل شالوده‌ی متکی بر محیط نیمه بی‌نهایت الاستیک.

در حال حاضر، مشکل تحلیل محیطی شالوده، تعیین پارامترهای لازم خاک برای قراردادن در معادله‌ی دیفرانسیل حاکم بر حرکت ارتعاشی است. در این فصل روش تعیین این پارامترها نیز به طور خلاصه مورد بحث قرار می‌گیرد.

محصول نهایی روش طراحی، تعیین سیستم خاک- شالوده می‌باشد که به طور رضایت‌بخشی ارتعاشات ماشین را تحمل نماید. دو فلسفه می‌تواند در پیش گرفته شود. (الف) طراحی شالوده به نحوی که بتواند حرکت ارتعاشی را تحمل کند. (ب) جدا کردن شالوده از حرکت ارتعاشی ماشین. در هر حالت، معیارهای لازم برای عملکرد رضایت‌بخش دستگاه، احتیاجات طراحی را دیکته می‌کند. بحث مختصری از معیارهای طراحی نیز به میان می‌آید.

وقتی که چند ماشین در کنار یکدیگر کار می‌کنند، ارتعاشات آنها می‌تواند روی یکدیگر و روی سازه‌ی مجاور آنها اثر بگذارد. روش محافظت شالوده‌ها از القای متقابل ارتعاشات، از موضوعات دیگر این فصل خواهد بود.

۲۰-۲- تئوری‌های پایه در ارتعاشات

مطالعه ارتعاش مدل متشکل از جرم متمرکز، فنر، و میراکننده در مراحل زیر صورت می‌گیرد:

۱- ارتعاش آزاد سیستم جرم متمرکز- فنر بدون میراکننده

۲- ارتعاش آزاد سیستم جرم متمرکز- فنر با میراکننده

۳- ارتعاش تحمیلی سیستم جرم متمرکز- فنر بدون میراکننده

---

1 - Mass
2 - Spring
3 - Dashpot
4 - Viscous damper

Scanned with CamScanner

۴- ارتعاش تحمیلی سیستم جرم متمرکز- فنر با میراکننده

قبل از شروع مطالعه‌ی تئوری‌های ارتعاش، بهتر است ابتدا مشخصات حرکت هارمونیک ساده مورد مطالعه قرار گیرد.

۲۰-۳- حرکت هارمونیک ساده

۲۰-۳-۱- شرح تصویری روابط تغییرمکان

ساده‌ترین شکل حرکات تناوبی[1]، حرکت هارمونیک[2] است. حرکت هارمونیک ساده، به صورت حرکت یک نقطه در روی خط مستقیم تعریف می‌شود، به طوری که شتاب نقطه متناسب با فاصله‌ی آن از یک مبدا ثابت باشد. مثال ساده، حرکت وزنه‌ی آویزان از فنر (شکل ۲۰-۱-ب) می‌باشدکه از وضعیت تعادل کشیده شده و رها گردد. اگر فنر بدون اصطکاک و وزن باشد، وزنه‌ی W تا ابد حول وضعیت تعادل OO نوسان خواهد کرد. حداکثر تغییرمکان نسبت به وضعیت تعادل OO، یعنی z_{max} دامنه‌ی[3] A و تغییرمکان کل وزنه در حدفاصل دو حد پایین و بالا، که مساوی 2A می‌باشد، دامنه‌ی مضاعف[4] خوانده می‌شود (شکل ۲۰-۱-ث). تغییرمکان در هر وضعیت دلخواه نیز با z نشان داده می‌شود. (توجه شود که نقطه‌ی معیار برای اندازه‌گیری حرکت، نقطه‌ی p واقع در نوک فنر می‌باشد).

روش ترسیمی برای نشان دادن حرکت وزنه، که با حرکت هارمونیک ساده نوسان می‌کند، در شکل ۲۰-۱-ج نشان داده شده است. فاصله‌ی قائم نقطه‌ی p از وضعیت استاتیک OO، مساوی ارتفاع نقطه‌ی a در شکل ۲۰-۱-ج می‌باشد که با سرعت یکنواختی در امتداد دایره‌ای به مرکز O دوران می‌کند. نمودار تغییرمکان- زمان نیز در سمت راست شکل ۲۰-۱-ج نشان داده شده است.

رابطه‌ی حرکت تابع سینوسی می‌باشد که به صورت زیر نمایش داده می‌شود:

$$z = A \sin \omega t \qquad (۱-۲۰)$$

که در آن ω سرعت زاویه‌ای[5] برحسب رادیان برثانیه است. در شکل ۲۰-۱-ج سرعت زاویه‌ای نقطه‌ی a نیز با ω نمایش داده می‌شود. زمان لازم برای یک دور کامل حرکت نقطه‌ی a به صورت زیر به دست می‌آید:

$$\omega t = 2\pi$$

یا

$$t = T = \frac{2\pi}{\omega} \qquad (۲-۲۰)$$

که در آن T زمان تناوب[6] یا پریود حرکت است. تعداد نوسان در واحد زمان برحسب تعداد دور در ثانیه به صورت زیر به دست می‌آید.

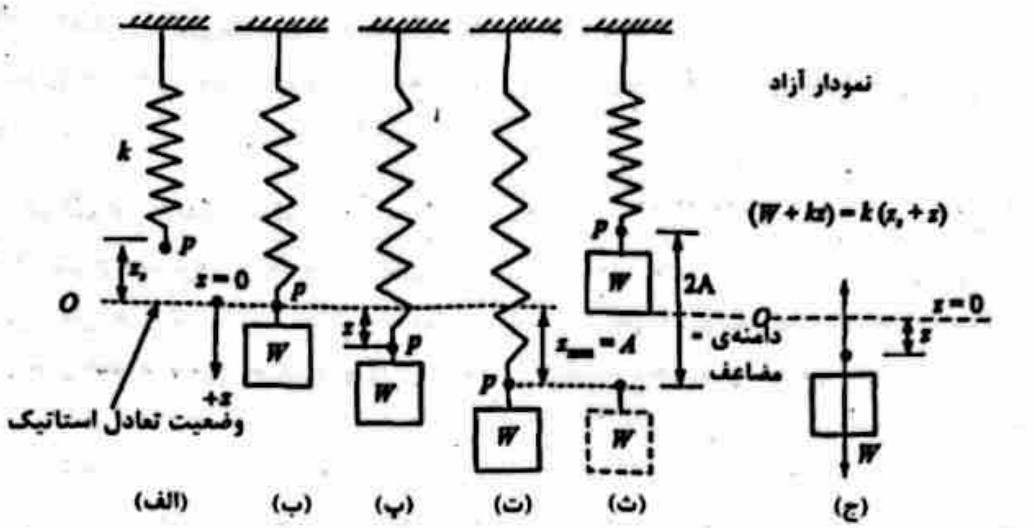
$$f = \frac{1}{T} = \frac{\omega}{2\pi} \qquad (۳-۲۰)$$

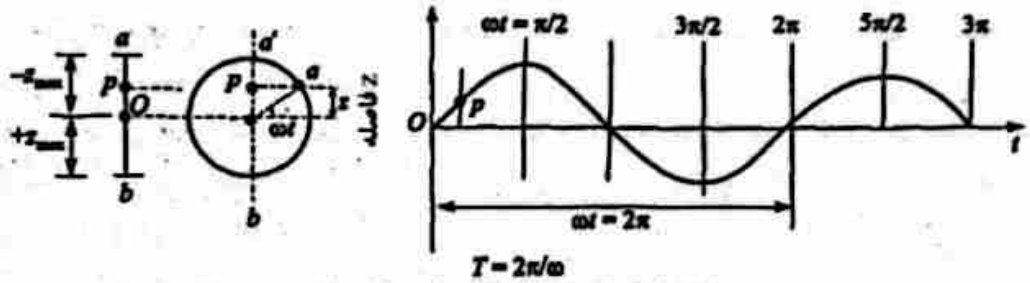
که به آن فرکانس یا بسامد گویند و واحد آن برحسب هرتز (سیکل بر ثانیه- CPS) می‌باشد.

---

1 - Periodic motion
2 - Harmonic motion
3 - Ampiltude
4 - Double amplitude
5 - Angular velocity
6 - Period

Scanned with CamScanner





(ج) نمایش ترسیمی حرکت هارمونیک ساده

(الف) فنر کشیده نشده، (ب) وضعیت تعادل استاتیک فنر با وزنه، (پ) وزنه‌ی در حال حرکت، (ت) وزنه در حداکثر وضعیت تحتانی (تعریف دامنه)، (ث) وزنه در حداکثر وضعیت فوقانی (تعریف دامنه‌ی مضاعف)، (ج) نمودار آزاد، (چ) نمایش حرکت هارمونیک (i) مسیر واقعی p در حرکت هارمونیک ساده (ii) حرکت p به صورت تصویر قائم حرکت یکنواخت نقطه‌ی a در حول محیط دایره با سرعت زاویه‌ای ثابت (iii) نمودار تغییرمکان- زمان حرکت نقطه‌ی p

شکل ۲۰-۱- اصول ارتعاش آزاد بدون میرایی

۲۰-۳-۲- نمایش‌برداری حرکت هارمونیک

نمایش حرکت هارمونیک به وسیله‌ی بردارهای دوران کننده، کمک می‌کند تا درک فیزیکی‌تری از حرکت هارمونیک به وجود آید.

رابطه‌ی تغییرمکان (رابطه‌ی ۲۰-۱) را در نظر بگیرید:

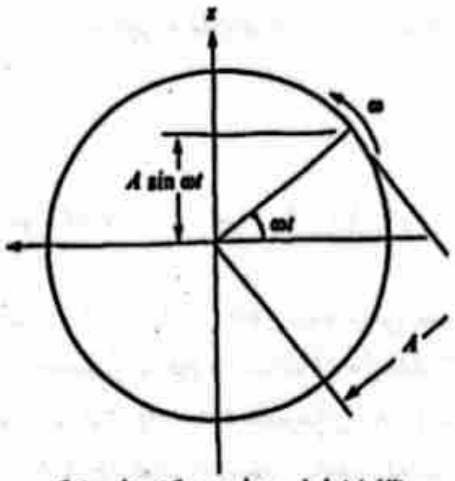
$$z = A\sin\omega t \qquad \text{(۲۰-۱- تکراری)}$$

با دو بار مشتق‌گیری از رابطه‌ی فوق، معادلات سرعت و شتاب به دست می‌آید:

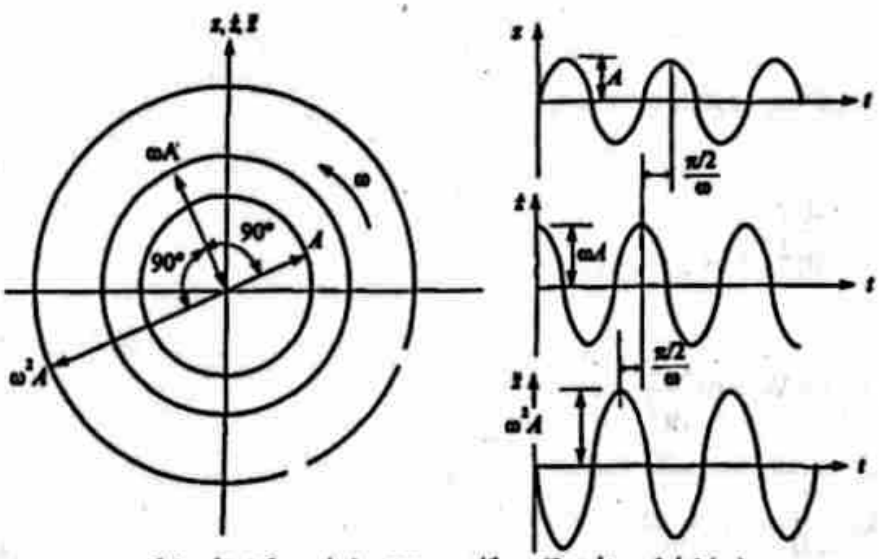
$$\text{سرعت } \frac{dz}{dt} = \dot{z} = \omega A\cos\omega t = \omega A\sin\left(\omega t + \pi/2\right) \qquad \text{(۲۰-۴-الف)}$$

$$\text{سرعت } \frac{d^2z}{dt^2} = \ddot{z} = -\omega^2 A\sin\omega t = \omega^2 A\sin\left(\omega t + \pi\right) \qquad \text{(۲۰-۴-ب)}$$

Scanned with CamScanner



(الف) نمایش برداری حرکت هارمونیک



(ب) نمایش برداری تغییرمکان، سرعت و شتاب حرکت هارمونیک

شکل ۲۰-۲- روش‌برداری برای نمایش حرکت هارمونیک

از روابط فوق روشن است که سرعت ۹۰ درجه و شتاب ۱۸۰ درجه از تغییرمکان جلوتر است (تقدم فاز دارد). اگر مطابق شکل ۲۰-۲-الف برداری به طول A در خلاف ساعتگرد حول مرکز مختصات دوران نماید، تصویر آن روی محور قائم مساوی $A \sin \omega t$ خواهد شد که دقیقاً همان رابطه‌ی تغییرمکان (رابطه‌ی ۲۰-۱) می‌باشد. سرعت را می‌توان به وسیله‌ی تصویر قائم‌برداری به طول ωA که ۹۰ درجه جلوتر از بردار تغییرمکان می‌باشد، نشان داد. به طور مشابه شتاب نیز تصویر قائم برداری بطول $\omega^2 A$ می‌باشد که ۱۸۰ درجه جلوتر از بردار تغییرمکان می‌باشد.

۲۰-۴- ارتعاش آزاد سیستم جرم و فنر بدون میرایی

شکل ۲۰-۱ وضعیت‌های مختلف سیستم نوسان کننده تحت ارتعاش آزاد را نشان می‌دهد. شکل الف نشان دهنده‌ی وضعیت فنر بدون وزنه‌ی W و شکل ب نشان‌دهنده‌ی وضعیت فنر همراه با وزنه‌ی تحت شرایط

تعادل استاتیکی می‌باشد. در این حالت فنر به اندازه‌ی z_s کشیده می‌شود که آن را می‌توان طبق رابطه‌ی زیر به ثابت فنر (k) ربط داد:

$$k = \frac{W}{z_s} \qquad (۵-۲۰)$$

از رابطه‌ی فوق مشاهده می‌شود که ثابت فنر، نیروی استاتیک لازم برای ایجاد تغییر طول واحد در فنر می‌باشد.

معادله‌ی دیفرانسیل حرکت را می‌توان از قانون دوم نیوتن به دست آورد. طبق این قانون برآیند نیروهای وارده بر جسم، مساوی حاصلضرب جرم در شتاب آن می‌باشد. اگر سیستم نشان داده شده در شکل ۲۰-۱ به اندازه‌ی z از وضعیت سکون (z = 0) تغییرمکان یابد (شکل ۲۰-۱-پ)، نیروی فنر مساوی (W + kz) خواهد شد (شکل ۲۰-۱-ج). تعادل سیستم ایجاب می‌نماید که:

$$\sum F = m\ddot{z}$$

که در آن:

$\sum F$ = جمع جبری نیروهای قائم

m = جرم سیستم

$\ddot{z}$ = شتاب = $\frac{d^2z}{dt^2}$

بنابراین:

$$-(W + kz) + W = m\frac{d^2z}{dt^2}$$

یا:

$$\frac{d^2z}{dt^2} + \frac{kz}{m} = 0 \qquad (۶-۲۰)$$

حل عمومی رابطه‌ی فوق به صورت زیر است:

$$z = C_1 \sin\sqrt{\frac{k}{m}}t + C_2 \cos\sqrt{\frac{k}{m}}t \qquad (۷-۲۰)$$

ثابت‌های C_1 و C_2 را می‌توان از شرایط اولیه‌ی سیستم تعیین نمود. مقدار $\sqrt{k/m}$ سرعت زاویه‌ای طبیعی بدون میرایی سیستم می‌باشد که به صورت زیر نوشته می‌شود.

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \qquad \text{rad/sec} \qquad (۸-۲۰)$$

فرکانس طبیعی بدون میرایی نیز برابر است با:

$$f_n = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{k}{m}} \qquad \text{ثانیه/سیکل} \qquad (۹-۲۰)$$

زمان لازم برای یک سیکل کامل (یک دور کامل) پریود طبیعی نامیده شده و به صورت زیر بیان می‌شود:

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \qquad (۱۰-۲۰)$$

Scanned with CamScanner

با قراردادن W/g به جای m و z_s (تغییرمکان الاستیک) به جای W/k، از رابطه‌ی ۲۰-۹ به دست می‌آید:

$$f_n = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{g}{z_s}} \qquad (۲۰-۱۱)$$

و

$$T_n = \frac{1}{f_n} = 2\pi\sqrt{\frac{z_s}{g}} \qquad (۲۰-۱۲)$$

که در آن g شتاب جاذبه‌ی زمین مساوی ۹۸۱ سانتیمتر بر مجذور ثانیه می‌باشد.

از رابطه‌ی فوق روشن است که برای ارتعاش آزاد سیستم یک درجه‌ی آزادی بدون میرایی، حرکت به صورت هارمونیک با فرکانس طبیعی f_n می‌باشد. دامنه‌ی حرکت از شرایط اولیه به دست می‌آید. می‌توان نوشت:

$$\text{در } t = 0, \qquad z = z_0 \text{ و } \dot{z} = v_o \qquad (۲۰-۱۳)$$

با قراردادن شرط فوق در رابطه‌ی ۲۰-۷، و نوشتن $\sqrt{k/m} = \omega_n$ به دست می‌آید:

$$C_1 = \frac{v_0}{\omega_n}, C_2 = z_0 \qquad (۲۰-۱۴)$$

حال رابطه‌ی ۲۰-۷ را می‌توان به صورت زیر بیان نمود:

$$z = \frac{v_0}{\omega_n}\sin\omega_n t + z_0\cos\omega_n t \qquad (۲۰-۱۵)$$

مثال

جرمی متصل به فنر، تغییرمکان استاتیکی مساوی ۱/۵ میلیمتر ایجاد کرده است. تعیین کنید فرکانس طبیعی این جرم را پس از رها شدن.

حل:

از رابطه‌ی ۲۰-۱۱ داریم:

$$f_n = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{g}{z_s}} = \frac{1}{2\times 3.14}\sqrt{\frac{981\times 10}{1.5}}$$
$$= 12.89\,\text{cycles/sec} = 12.89\,\text{Hz}$$

۲۰-۵- ارتعاش آزاد با میرایی ویسکوز[1]

شکل ۲۰-۳- الف، ترکیب شماتیک از سیستم جرم- فنر- میراکننده[2] را تحت ارتعاش آزاد نشان می‌دهد. ساده‌ترین مدل ریاضی برای میرایی، میراکننده‌ی ویسکوز می‌باشد که اصطلاحاً کمک فنر[3] نامیده می‌شود. در میراکننده‌ی ویسکوز، نیروی میرایی متناسب با سرعت جرم می‌باشد. میراکننده (کمک فنر) همواره

1 - Viscous damping
2 - Damper
3 - Dashpot

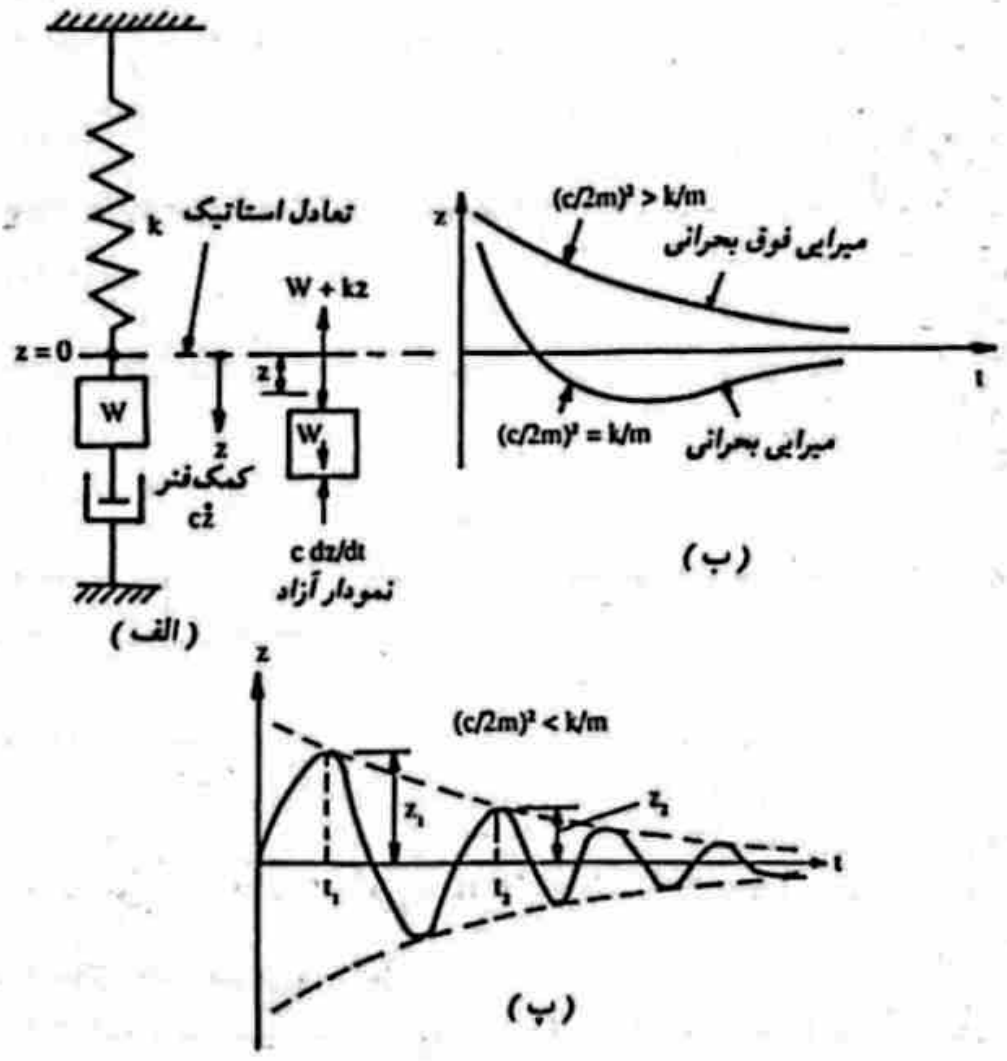
Scanned with CamScanner

نیرویی ایجاد می‌نماید که با حرکت مخالفت نماید. نمودار آزاد جرم برای این حالت در شکل ۲۰-۳-الف نشان داده شده که برای آن رابطه‌ی حرکت به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\sum F = m\ddot{z}$$

یا:

$$-(W + kz) - c\frac{dz}{dt} + W = m\frac{d^2z}{dt^2}$$



(الف) نیروهای موثر بر سیستم یک درجه‌ی آزادی با میرایی، (ب) تغییرات دامنه‌ی نوسان در سیستم با میرایی بحرانی و میرایی فوق بحرانی، (پ) تغییرات دامنه نوسان در سیستم با میرایی زیربحرانی.

شکل ۲۰-۳- ارتعاش آزاد سیستم یک درجه‌ی آزادی با میرایی

که در آن:

c= ثابت میرایی ویسکوز که برحسب نیرو بر سرعت واحد بیان می‌شود ($FL^{-1}T$).

در نتیجه رابطه‌ی دیفرانسیل برای ارتعاش آزاد با میراکننده‌ی ویسکوز به صورت زیر درمی‌آید:

$$\frac{d^2z}{dt^2}+\frac{c}{m}\frac{dz}{dt}+\frac{kz}{m}=0 \qquad (۲۰-۱۶)$$

حل رابطه‌ی فوق برابر است با:

$$z=e^{\lambda t} \qquad (۲۰-۱۷)$$

که رابطه‌ی ۲۰-۱۶ را اقناع می‌نماید. در رابطه‌ی فوق λ ثابتی است که باید تعیین شود و e پایه‌ی لگاریتم طبیعی نپرین می‌باشد.

با قراردادن $e^{\lambda t}$ به جای z در رابطه‌ی ۲۰-۱۶ به دست می‌آید:

$$\left(\lambda^2+\frac{c}{m}\lambda+\frac{k}{m}\right)e^{\lambda t}=0 \qquad (۲۰-۱۸)$$

که نتیجه می‌دهد:

$$\lambda^2+\frac{c}{m}\lambda+\frac{k}{m}=0 \qquad (۲۰-۱۹)$$

با حل معادله‌ی فوق ریشه‌های λ نتیجه می‌شود:

$$\lambda_1=-\frac{c}{2m}+\sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2-\frac{k}{m}} \qquad (۲۰-۲۰\text{-الف})$$

$$\lambda_2=-\frac{c}{2m}-\sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2-\frac{k}{m}} \qquad (۲۰-۲۰\text{-ب})$$

با توجه به ریشه‌های به دست آمده مشاهده می‌شود که سه نوع میرایی می‌تواند وجود داشته باشد. این انواع عبارتنداز:

حالت ۱- ریشه‌های حقیقی اگر داشته باشیم: $\left(\frac{c}{2m}\right)^2>\frac{k}{m}$

حالت ۲- ریشه‌های موهومی اگر داشته باشیم: $\left(\frac{c}{2m}\right)^2=\frac{k}{m}$

حالت ۳- ریشه‌های موهومی اگر داشته باشیم: $\left(\frac{c}{2m}\right)^2<\frac{k}{m}$

حالت ۱: وقتی که $\left(\frac{c}{2m}\right)^2>\frac{k}{m}$ باشد.

Scanned with CamScanner

برای این حالت، هر دو ریشه‌ی معادله ۲۰-۱۹ حقیقی و منفی می‌باشند و حل عمومی رابطه‌ی ۲۰-۱۶ می‌تواند به صورت زیر بیان شود:

$$z = C_1 \exp(\lambda_1 t) + C_2 \exp(\lambda_2 t) \qquad (۲۰-۲۱)$$

در این حالت چون λ_1 و λ_2 هر دو منفی می‌باشند، همانند شکل ۲۰-۳-ب، مقدار z به صورت نمایی و بدون تغییر علامت کاهش پیدا خواهد کرد. در این حالت هیچگونه ارتعاشی رخ نمی‌دهد و سیستم فوق بحرانی[1] نامیده می‌شود.

حالت ۲: وقتی که $\left(\frac{c}{2m}\right)^2 = \frac{k}{m}$ باشد.

در این حالت ریشه‌ها مساوی هستند. جواب به دست آمده مشابه حالت فوق بحرانی است با این استثناء که همانند شکل ۲۰-۳-ب تغییر علامت در مقدار دامنه رخ می‌دهد. مقدار ضریب میرایی c لازم برای اقناع شرایط فوق، ضریب میرایی بحرانی c_c نامیده می‌شود. چون $\left(\frac{c}{2m}\right)^2 = \frac{k}{m}$ می‌باشد می‌توان نوشت:

$$c = c_c = 2\sqrt{km} \qquad (۲۰-۲۲-الف)$$

با قراردادن $k = \omega_n^2 m$ از رابطه‌ی ۲۰-۸ در رابطه‌ی فوق به دست می‌آید:

$$c_c = 2m\omega_n \qquad (۲۰-۲۲-ب)$$

حالت ۳- وقتی که $\left(\frac{c}{2m}\right)^2 < \frac{k}{m}$ می‌باشد.

برای سیستم‌هایی که میرایی آنها کوچکتر از میرایی بحرانی باشد، ریشه‌های رابطه‌ی ۲۰-۱۹ موهومی (مختلط) خواهند بود. با استفاده از رابطه‌ی به دست آمده برای c_c، ریشه‌های λ_1 و λ_2 به صورت زیر درمی‌آیند:

$$\lambda_1 = \omega_n\left(-D + i\sqrt{1-D^2}\right) \qquad (۲۰-۲۳-الف)$$

و

$$\lambda_2 = \omega_n\left(-D - i\sqrt{1-D^2}\right) \qquad (۲۰-۲۳-ب)$$

که در آن $D = \frac{c}{c_c}$ ضریب یا نسبت میرایی[2] نامیده می‌شود.

با قراردادن رابطه‌ی ۲۰-۲۳ در رابطه‌ی ۲۰-۲۱ و ساده کردن، حل عمومی به صورت زیر به دست می‌آید:

$$z = \exp(-\omega_n D t)\left[C_3 \sin\omega_n t\sqrt{1-D^2} + C_4 \cos\omega_n t\sqrt{1-D^2}\right] \qquad (۲۰-۲۴)$$

---

1 - Overdamped
2 - Damping factor or damping ratio

Scanned with CamScanner

که در آن C_3 و C_4 ثابت‌های دلخواه می‌باشند.
رابطه‌ی ۲۰-۲۴ دلالت بر این دارد که حرکت به صورت متناوب است که دامنه‌ی آن متناسب با $\exp(-\omega_n D t)$ کاهش می‌یابد (شکل ۲۰-۳-پ). بررسی رابطه‌ی ۲۰-۲۴ نشان می‌دهد که فرکانس ارتعاش آزاد سیستم همراه با میرایی، کمتر از فرکانس ارتعاش آزاد سیستم بدون میرایی است. فرکانس ارتعاش آزاد همراه با میرایی برحسب فرکانس ارتعاش آزاد بدون میرایی به صورت زیر قابل بیان است:

$$\omega_{dn} = \omega_n \sqrt{1 - D^2} \qquad (۲۰-۲۵)$$

که در آن ω_{dn} فرکانس طبیعی با میرایی است. توجه شود در صورتی که ضریب (یا نسبت) میرایی D مساوی ۱ شود، فرکانس طبیعی همراه با میرایی، مساوی صفر می‌شود.
شکل ۲۰-۳-پ نشان می‌دهد که در ارتعاش آزاد سیستم همراه با میرایی، کاهش متوالی در دامنه‌ی نوسان وجود دارد. با استفاده از رابطه‌ی ۲۰-۲۴ می‌توان رابطه‌ای برای نسبت بین دو دامنه‌ی متوالی به دست آورد. اگر z_1 و z_2 دامنه‌های دو نوسان متوالی در زمان‌های t_1 و t_2 باشند (شکل ۲۰-۳-پ)، نسبت دو دامنه‌ی متوالی برابر خواهد شد با:

$$\frac{z_1}{z_2} = \exp\left(\frac{2\pi D}{\sqrt{1 - D^2}}\right) \qquad (۲۰-۲۶)$$

با توجه به رابطه‌ی فوق، کاهش لگاریتمی به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$\delta = \ln\frac{z_1}{z_2} = \frac{2\pi D}{\sqrt{1 - D^2}} \approx 2\pi D \qquad (۲۰-۲۷)$$

که عبارت سمت راست برای مقادیر کوچک D صادق است.
از رابطه‌ی ۲۰-۲۷ این‌طور می‌توان نتیجه‌گیری کرد که یکی از خواص میرایی لزج (ویسکوز)، ثابت بودن نسبت دامنه‌ی نوسان برای هر دو قله‌ی متوالی می‌باشد. کاهش لگاریتمی بین دو دامنه‌ی نوسان z_1 و z_{1+n} را می‌توان طبق رابطه‌ی زیر تعریف کرد:

$$\delta = \frac{1}{n}\ln\frac{z_1}{z_{1+n}} \qquad (۲۰-۲۸)$$

۲۰-۶- ارتعاش تحمیلی سیستم جرم- فنر بدون میرایی

اگر جرم متصل و یا متکی به فنر، تحت تاثیر نیروی متناوب قرار گیرد، جرم به نوسان درمی‌آید. پریود (زمان تناوب) و دامنه‌ی چنین نوسانی متاثر از پریود و دامنه‌ی نیروی محرک خواهد بود. مثال‌هایی از نیروهای متناوب، نیروی اعمال شده از یک ماشین دورانی غیربالانس بر شالوده و یا نیروی اینرسی ناشی از پیستون‌های یک کمپرسور می‌باشد.
نیروی متناوب با رابطه‌ی زیر تعریف می‌شود:

$$Q = Q_0 \sin \omega t \qquad (۲۰-۲۹)$$

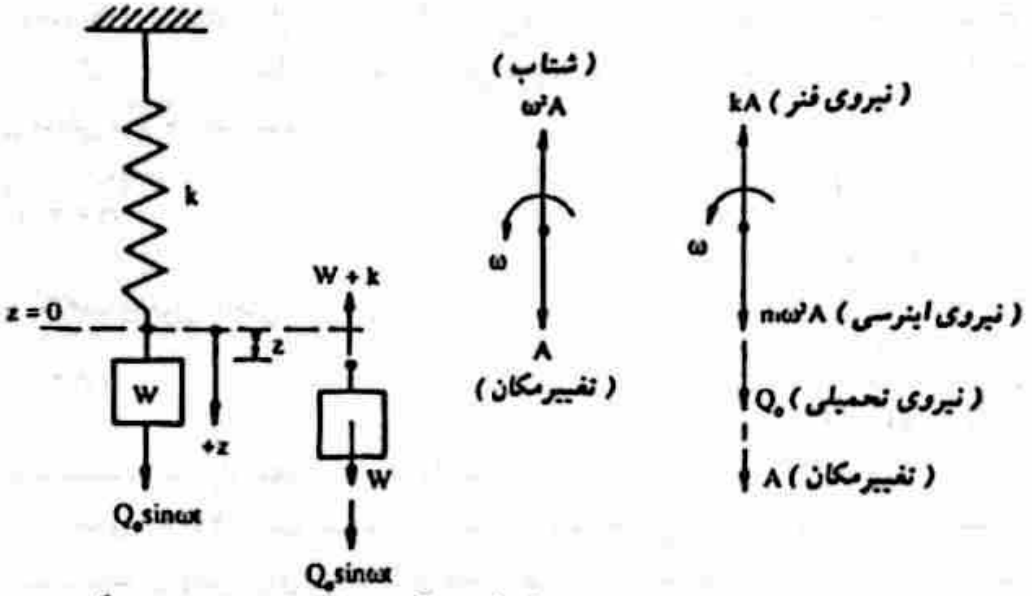
Scanned with CamScanner

که در آن Q_0 دامنه و ω سرعت زاویه‌ای نیروی محرک برحسب رادیان برثانیه می‌باشد. در شکل ۲۰-۴-الف، نمودار آزاد جرم m نشان داده شده است. با استفاده از رابطه‌ی $\Sigma F = m\ddot{z}$، رابطه‌ی حرکت این سیستم به صورت زیر نوشته می‌شود:

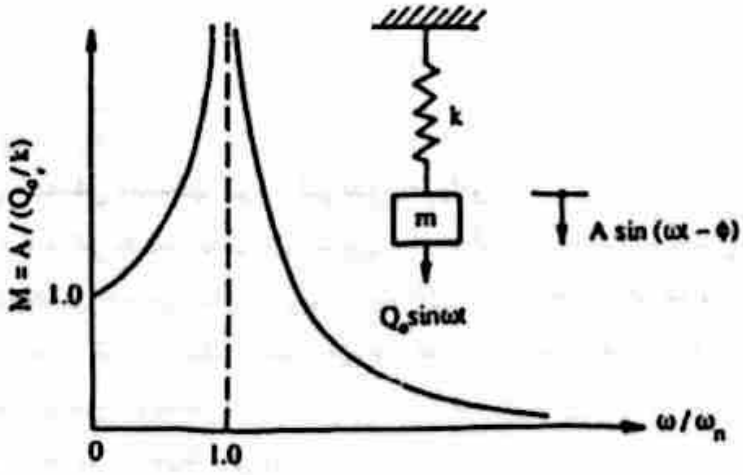
$$W - (W + kz) + Q_0 \sin \omega t = m\frac{d^2z}{dt^2}$$

در نتیجه رابطه‌ی دیفرانسیل حرکت برابر خواهد شد با:

$$m\frac{d^2z}{dt^2} + kz = Q_0 \sin \omega t \qquad (۲۰-۲۰)$$



(ب) بردارهای حرکت (الف) نمودار جسم آزاد (پ) بردارهای نیرو



(ت) ضریب تشدید در مقابل ω/ω_n

شکل ۲۰-۴- ارتعاش تحمیلی سیستم جرم- فنر

حل معادله‌ی دیفرانسیل فوق، مجموع حل عمومی ارتعاش آزاد (رابطه‌ی ۲۰-۷) و حل خصوصی اقناع کننده‌ی سمت راست رابطه‌ی ۲۰-۳۰ می‌باشد. برای تعیین جواب خصوصی از مفهوم بردار دوران‌کننده که درک فیزیکی خوبی هم از مسئله ارائه می‌دهد، استفاده می‌شود.

چون نیروی تحمیلی به صورت هارمونیک است، جواب خصوصی سیستم به صورت هارمونیک طبق معادله‌ی زیر در نظر گرفته می‌شود:

$$z = A\sin\omega t \qquad (۲۰-۳۱)$$

که به وسیله‌ی بردارهای حرکتی در شکل ۲۰-۴-ب نشان داده شده است.

نیروهای موثر بر جرم، توسط بردارهای نیرو در شکل ۲۰-۴-پ نشان داده شده‌اند. قابل ذکر است که نیروی فنر در جهت مخالف تغییرمکان، و نیروی اینرسی در جهت مخالف شتاب تاثیر می‌نماید. بردار نیروی تحمیلی با دامنه‌ی Q_0 همفاز با بردار تغییرمکان نشان داده شده است. برای تعادل داریم:

$$Q_0 + m\omega^2 A - kA = 0 \qquad (۲۰-۳۲)$$

که از آن به دست می‌آید:

$$A = \frac{Q_0}{k - m\omega^2} = \frac{\frac{Q_0}{k}}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2} \qquad (۲۰-۳۳)$$

با استفاده از حل عمومی رابطه‌ی ۲۰-۷ و حل خصوصی روابط ۲۰-۳۱ و ۲۰-۳۳، حل کامل ارتعاش تحمیلی سیستم یک درجه‌ی آزادی بدون میرایی به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$z = \frac{\frac{Q_0}{k}}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2}\sin\omega t + C_1\sin\omega_n t + C_2\cos\omega_n t \qquad (۲۰-۳۴)$$

به علت میرایی در سیستم واقعی، دو جمله‌ی آخر رابطه‌ی ۲۰-۳۴ حذف شده و رابطه‌ی دامنه‌ی حرکت دائمی به صورت زیر درمی‌آید:

$$z = \frac{\frac{Q_0}{k}}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2}\sin\omega t \qquad (۲۰-۳۵)$$

در رابطه‌ی فوق، دامنه‌ی A برابر است با:

$$z_{max} = A = \frac{\frac{Q_0}{k}}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2} \qquad (۲۰-۳۶)$$

Scanned with CamScanner

یا:

$$M=\frac{A}{\frac{Q_0}{k}}=\frac{1}{1-\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2} \qquad (۳۷-۲۰)$$

که در آن:

M = ضریب تشدید دینامیک

$\frac{Q_0}{k}$ = تغییرمکان استاتیک سیستم تحت تاثیر Q_0

اگر زاویه‌ی اختلاف فاز[1] ϕ بین نیرو و تغییرمکان در نظر گرفته شود، رابطه‌ی ۲۰-۳۱ به صورت زیر نوشته می‌شود.

$$z=A\sin(\omega t-\phi) \qquad (۳۸-۲۰)$$

شکل ۲۰-۴-ت نشان دهنده‌ی رابطه‌ی بین ضریب تشدید M و نسبت ω/ω_n می‌باشد. این شکل نشان می‌دهد در صورتی که سرعت زاویه‌ای نیروی تحریک کننده یعنی ω مساوی سرعت زاویه‌ای طبیعی سیستم یعنی ω_n شود، مقدار ضریب تشدید M مساوی بی‌نهایت می‌شود. در این حالت بین نیروی تحریک کننده و سیستم، همگامی به وجود آمده است.

۲۰-۷- ارتعاش تحمیلی سیستم جرم- فنر با میرایی ویسکوز

مشخصات اغلب سیستم‌های خاک- شالوده[2] را می‌توان با اضافه کردن میراگر ویسکوز به مدل جرم- فنر، تقریب زد. شکل ۲۰-۵-الف نشان دهنده‌ی چنین مدلی همراه با نمودار آزاد آن می‌باشد. رابطه‌ی حرکت این سیستم به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\sum F=m\ddot{z}$$

یا

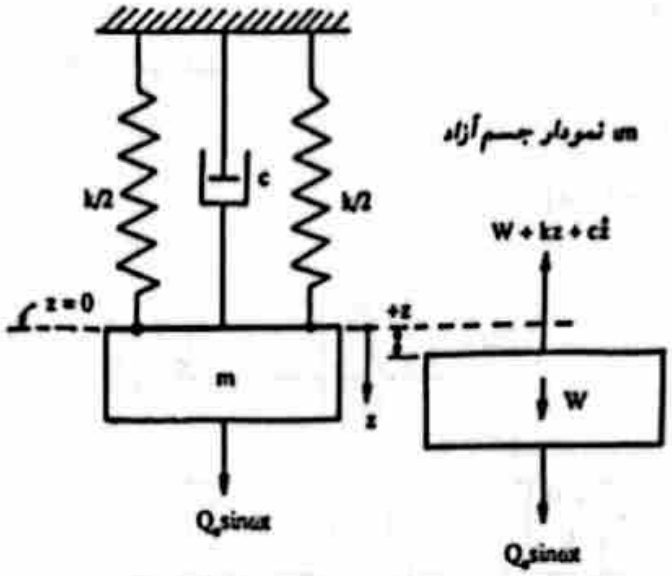
$$W-(W+kz)-c\frac{dz}{dt}+Q_0\sin\omega t=m\frac{d^2z}{dt^2}$$

که به صورت زیر ساده می‌شود:

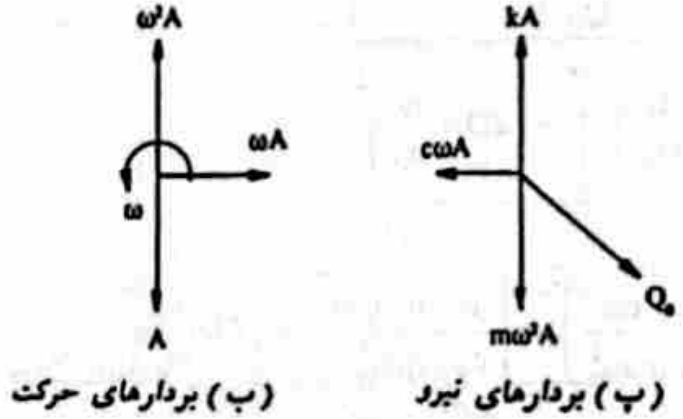
$$m\frac{d^2z}{dt^2}+c\frac{dz}{dt}+kz=Q_0\sin\omega t. \qquad (۳۹-۲۰)$$

۱- این زاویه در بخش بعد تعریف می‌شود.

2 - Foundation-soil system



(الف) سیستم جرم ـ فنر ـ میراکننده (کمک‌فنر)



(ب) بردارهای حرکت (پ) بردارهای نیرو

شکل ۲۰-۵- سیستم جرم- فنر- میراکننده

با استفاده از روش به کار گرفته شده برای حالت بدون میرایی، حل رابطه‌ی فوق را می‌توان با استفاده از مفهوم بردارهای دورانی تعیین نمود.

از آنجایی که بردار نیروی تحریک‌کننده‌ی Q_0 با اختلاف فاز ϕ در جلوی بردار تغییرمکان A قرار دارد، رابطه‌ی تغییرمکان را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$z = \sin(\omega t - \phi) \qquad (۴۰-۲۰)$$

وضعیت نسبی بردارهای حرکت در شکل ۲۰-۵-ب و بردارهای نیرو در شکل ۲۰-۵-پ نشان داده شده‌اند. بردارهای نیرو در خلاف جهت بردارهای حرکت تاثیر می‌نمایند و بردار نیروی Q_0 با تقدم فاز ϕ در جلوی بردار تغییرمکان A نشان داده شده است. با جمع‌زدن بردارهای نیرو در امتدادهای افقی و قائم به دست می‌آید:

$$kA - m\omega^2 A - Q_0 \cos\phi = 0 \qquad (۴۱-۲۰\text{-الف})$$

$$c\omega A - Q_0 \sin\phi = 0 \qquad (۲۰-۴۱-ب)$$

با حل دو معادله برای A و ϕ خواهیم داشت:

$$A = \frac{Q_0}{\sqrt{\left(k - m\omega^2\right)^2 + \left(c\omega\right)^2}} \qquad (۲۰-۴۲)$$

$$\tan\phi = \frac{c\omega}{k - m\omega^2} \qquad (۲۰-۴۳)$$

رابطه‌ی ۲۰-۴۲ را می‌توان به شکل دیگری به صورت زیر نوشت:

$$A = \frac{Q_0/k}{\sqrt{\left(1 - \frac{m}{k}\omega^2\right)^2 + \left(\frac{c\omega}{k}\right)^2}}$$

یا:

$$A = \frac{Q_0/k}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2\right]^2 + \left[2D \times \frac{\omega}{\omega_n}\right]^2}} \qquad (۲۰-۴۴)$$

حال با در نظر گرفتن:

$$\left(\frac{c\omega}{k}\right)^2 = \left(\frac{c}{c_c}\frac{c\omega}{m\omega_n^2}\right)^2 = \left[\frac{c}{c_c}\frac{2m\omega_n\omega}{m\omega_n^2}\right]^2 = \left[2D\frac{\omega}{\omega_n}\right]^2$$

و:

$$\frac{m}{k} = \frac{1}{\omega_n^2}$$

$\frac{Q_0}{k} = z_s = Q_0$ تغییرمکان استاتیک سیستم تحت تاثیر نیروی

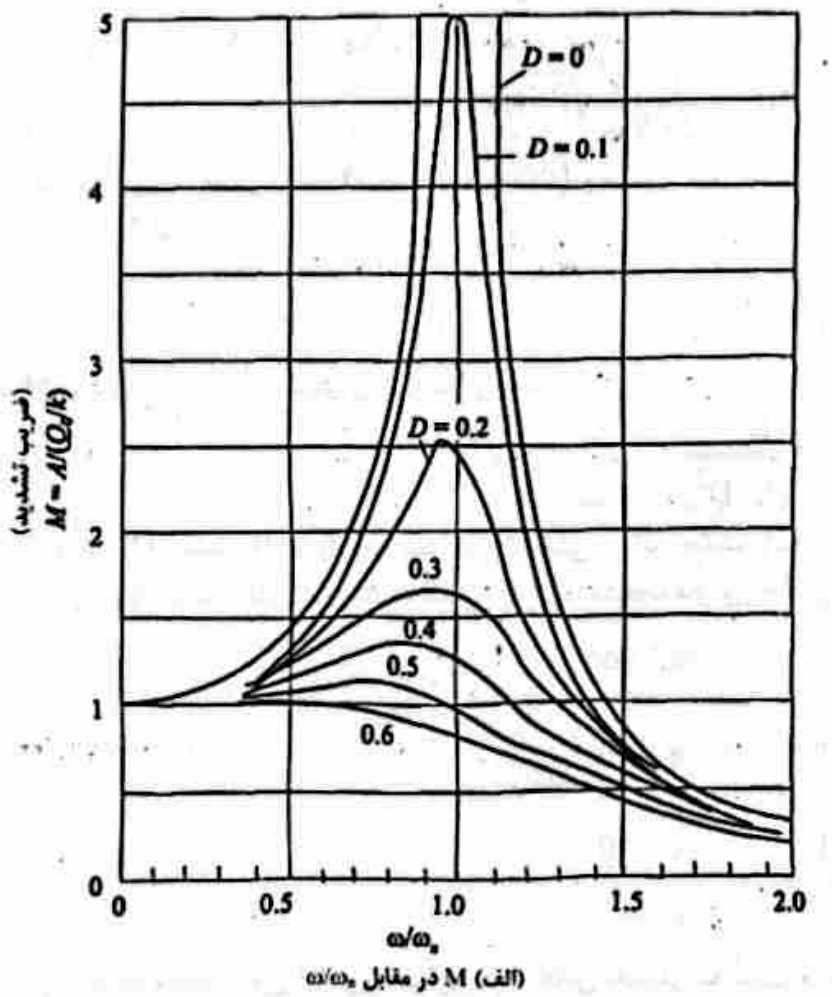
ضریب تشدید M به صورت زیر قابل بیان است:

$$M = \frac{A}{Q_0/k} = \frac{1}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2\right]^2 + \left[2D \times \frac{\omega}{\omega_n}\right]^2}} \qquad (۲۰-۴۵)$$

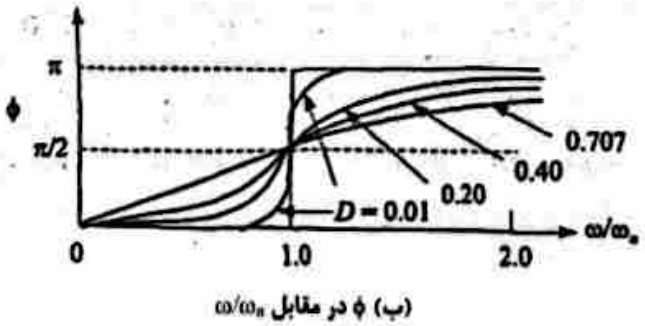
مشاهده می‌شود که در صورت عدم وجود میرایی، رابطه‌ی ۲۰-۴۵ به رابطه‌ی ۲۰-۳۷ ساده می‌شود.
به روش فوق، رابطه‌ی ۲۰-۴۳ به صورت زیر درمی‌آید:

Scanned with CamScanner

$$\tan\phi = \frac{2D\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)}{1-\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2} \qquad (۴۶-۲۰)$$



(الف) M در مقابل ω/ω_n



(ب) ϕ در مقابل ω/ω_n

شکل ۲۰-۶- منحنی‌های پاسخ برای سیستم یک درجه‌ی آزادی با میرایی در ارتعاش تحمیلی

Scanned with CamScanner

در اشکال ۲۰-۶-الف و ب، روابط ۲۰-۴۵ و ۲۰-۴۶ برای مقادیر مختلف D رسم شده‌اند. این منحنی‌ها به منحنی‌های پاسخ (بازتاب)[1] سیستم یک درجه‌ی آزادی با میرایی تحت نیروی تحمیلی تناوبی با دامنه‌ی ثابت معروف می‌باشند.

مطالعه شکل ۲۰-۶-الف نشان می‌دهد که حداکثر دامنه وقتی رخ می‌دهد که سرعت زاویه‌ای نیروی تحمیلی ω اندکی کوچکتر از سرعت زاویه‌ای طبیعی سیستم بدون میرایی ω_n شود، یعنی در حوالی $\omega/\omega_n = 1$. فرکانس مربوط به این حالت به فرکانس همگامی معروف بوده و با f_m نمایش داده می‌شود. برای نیروی تحمیلی متناوب با دامنه‌ی ثابت می‌توان نوشت:

$$f_m = f_n\sqrt{1-2D^2} = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{k}{m}}\sqrt{1-2D^2} \qquad (۲۰-۴۷)$$

رابطه‌ی فوق با مشتق‌گیری از رابطه‌ی ۲۰-۴۵ نسبت به (ω/ω_n) و مساوی صفر قرار دادن آن به دست می‌آید. یعنی:

$$\frac{\partial[A/Q_0/k]}{\partial(\omega/\omega_n)} = 0$$

ضریب تشدید M در فرکانس f_m طبق رابطه‌ی زیر تعریف می‌شود:

$$M_{max} = \frac{1}{2D\sqrt{1-D^2}} \qquad (۲۰-۴۸)$$

برای $D = 1/\sqrt{2} = 0.71$، مقدار $f_m = 0$ به دست می‌آید. یعنی در این حالت، پاسخ حداکثر، پاسخ استاتیکی می‌باشد. از نمودار ϕ در مقابل ω/ω_n در شکل ۲۰-۶-ب مشخصه‌های زیر حاصل می‌شود:

برای $\frac{\omega}{\omega_n} = 1$, $\quad \phi = 90°$

برای $\frac{\omega}{\omega_n} < 1$, $\quad \phi = 90°$

برای $\frac{\omega}{\omega_n} > 1$, $\quad \phi > 90°$

۲۰-۸- فرکانس سیستم یک درجه‌ی آزادی با میرایی در ارتعاش تحمیلی به علت جرم دوار

در خیلی از حالات عملی، ارتعاش تحمیلی از یک ماشین به شالوده، به علت دوران جرم برون‌محور می‌باشد. شکل ۲۰-۷-الف، شمایی از چنین سیستمی را نشان می‌دهد که متشکل از دو جرم m_1 با برون‌محوری e می‌باشد.

دو جرم با سرعت زاویه‌ای ثابت در خلاف یکدیگر طوری دوران می‌نمایند که موقعیت آنها نسبت به محور قائم مرکزی، متقارن می‌باشد. نیروی دورانی ناشی از هر جرم برابر است با:

$$Q_1 = m_1 e\omega^2$$

---

1 - Response curves

مولفه‌ی قائم نیروی ناشی از دو جرم برابر است با:

$$Q_v = 2Q_1 = 2m_1 e\omega^2 = m_e e\omega^2 \qquad (۴۹-۲۰)$$

لیکن در امتداد افق، نیروها یکدیگر را خنثی کرده و هیچگونه نیروی افقی و در نتیجه ارتعاش افقی وجود ندارد. بنابراین نیروی ارتعاش دهنده به صورت زیر نشان داده می‌شود:

$$Q = m_e e\omega^2 \sin\omega t = \bar{Q}_0 \sin\omega t \qquad (۵۰-۲۰)$$

که در آن:

$$\bar{Q}_0 = m_e e\omega^2$$

در رابطه‌ی ۲۰-۲۹، نیروی ارتعاش دهنده‌ی متناوب به صورت زیر بیان شد:

$$Q = Q_0 \sin\omega t$$

بنابراین از نتایج به دست آمده برای نیروی متناوب با دامنه‌ی ثابت می‌توان برای وضعیت جدید با جایگزینی Q_0 به وسیله‌ی $\bar{Q}_0$ استفاده نمود. می‌توان نوشت:

$$\frac{\bar{Q}_o}{k} = \frac{m_e e\omega^2}{k} = \left(\frac{m_e e}{m}\right)\left(\frac{m}{k}\right)\omega^2 = \frac{m_e e}{m}\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2 \qquad (۵۱-۲۰)$$

$$\frac{m}{k} = \frac{1}{\omega_n^2}$$ (همانند رابطه‌ی ۲۰-۸)

دامنه‌ی ارتعاش A را می‌توان از رابطه‌ی ۲۰-۴۴ با قراردادن $\frac{\bar{Q}_0}{k}$ به جای $\frac{Q_0}{k}$ تعیین نمود. بعد از ساده کردن به دست می‌آید:

$$A = \frac{\frac{m_e e}{m}\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2}{\sqrt{\left[1-\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2\right]^2 + \left[2D\frac{\omega}{\omega_n}\right]^2}} \qquad (۵۲-۲۰)$$

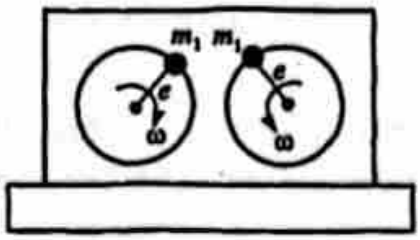
حال از رابطه‌ی ۲۰-۵۲ می‌توان نوشت:

$$\frac{A}{\frac{m_e e}{m}} = \frac{(\omega/\omega_n)^2}{\sqrt{\left[1-\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2\right]^2 + \left[2D\frac{\omega}{\omega_n}\right]^2}}$$

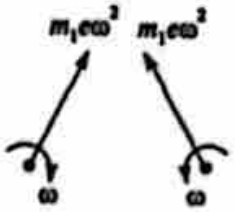
$$= \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2 M \qquad (۵۳-۲۰)$$

که در آن M ضریب تشدید دینامیکی برای حالت نیروی متناوب با دامنه‌ی ثابت می‌باشد. لازم به تذکر است که از رابطه‌ی ۲۰-۴۶ برای تعیین ϕ، به همان شکل سابق اعتبار خود را برای این حالت نیز حفظ می‌نماید.

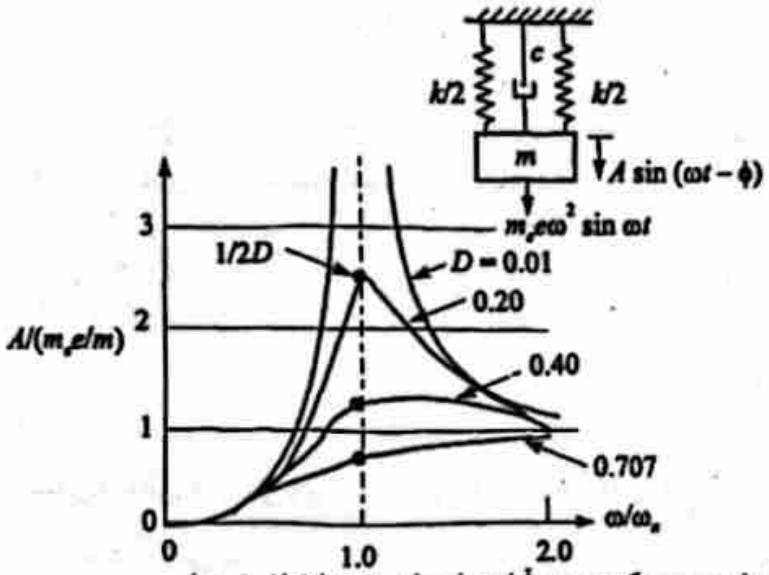
Scanned with CamScanner



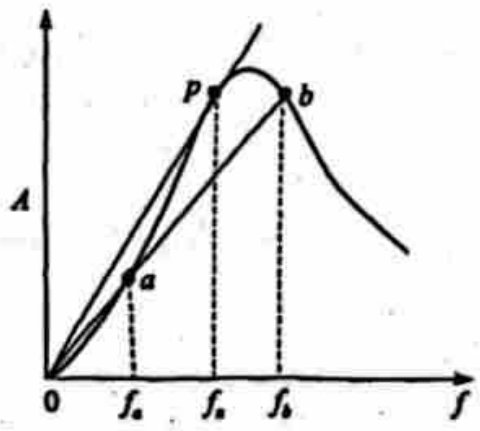
(الف-۱) اجرام متقابل



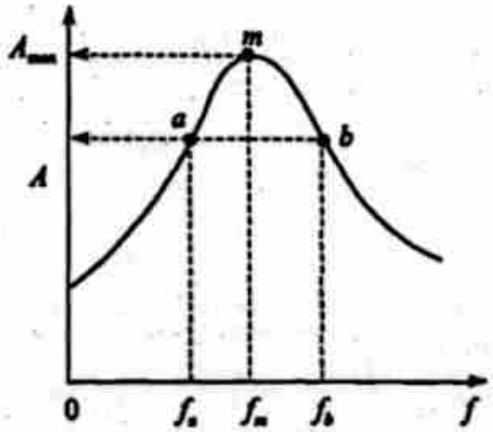
(الف-۲) نیروهای متقابل



(ب) منحنی‌های پاسخ سیستم یک درجه‌ی آزادی با میرایی تحت ارتعاش تحمیلی ناشی از اجرام دوران کننده



(پ) منحنی پاسخ به علت ارتعاش تحمیلی ناشی از جرم‌های دوار



(ت) منحنی‌های پاسخ به علت ارتعاش تحمیلی ناشی از نیروی متناوب با دامنه‌ی ثابت

شکل ۲۰-۷- منحنی‌های پاسخ به علت ارتعاش تحمیلی ناشی از جرم‌های دوار

Scanned with CamScanner

شکل ۲۰-۷-پ، نمایش ترسیمی رابطه‌ی ۲۰-۵۳ برای مقادیر مختلف D می‌باشد. در این حالت، فرکانس همگامی با میرایی، f_{mr}، بزرگتر از فرکانس طبیعی f_n می‌باشد. رابطه‌ی بین آن دو به قرار زیر است:

$$f_{mr} = f_n \frac{1}{\sqrt{1-2D^2}} = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{k}{m}}\frac{1}{\sqrt{1-2D^2}} \qquad (۲۰-۵۴)$$

دامنه‌ی نظیر فرکانس همگامی f_{mr} برابر است با:

$$\left[\frac{A}{(m_e e/m)}\right]_{max} = \frac{1}{2D\sqrt{1-D^2}} \qquad (۲۰-۵۵)$$

لازم به تذکر است که در اینجا m مساوی کل جرم مرتعش شونده است که شامل جرم‌های برون‌محور m_e نیز می‌باشد. به علاوه با توجه به شکل ۲۰-۷-پ با افزایش نسبت ω/ω_n بعد از فرکانس همگامی، دامنه‌ی A مساوی $m_e e/m$ می‌شود. در صورتی که جرم کل فقط شامل اجرام دوران کننده باشد، مقدار A مساوی e خواهد شد. به همین علت است که برای ماشین‌آلاتی که با فرکانس بزرگتر از فرکانس همگامی دوران می‌کنند، سعی می‌شود با افزودن جرم دامنه‌ی ارتعاش را کاهش داد.

۲۰-۹- چند موضوع تکمیلی

۲۰-۹-۱- مشخصات منحنی‌های پاسخ

شکل منحنی‌های پاسخ تجربی برای سیستم یک درجه‌ی آزادی، در تعیین مشخصات سیستم کمک می‌کند. مطابق شکل ۲۰-۷-پ، منحنی پاسخ تجربی که برای یک ارتعاش تحمیلی ناشی از جرم دوار به دست آمده، در نظر بگیرید. این منحنی تغییرات دامنه را در مقابل فرکانس نشان می‌دهد و از دامنه‌ی صفر شروع شده است. خط op که از مبدا مختصات مماس بر منحنی رسم شده است، نقطه‌ی p را به دست می‌دهد که مربوط به فرکانس طبیعی بدون میرایی f_n سیستم می‌باشد. اگر هر خط دیگری نظیر ab رسم شود به طوری که منحنی را در دو نقطه‌ی a و b قطع نماید، فرکانس طبیعی f_n سیستم را می‌توان از رابطه‌ی زیر تعیین نمود:

$$f_n = \sqrt{f_a f_b} \qquad (۲۰-۵۶)$$

که در آن f_a و f_b به ترتیب فرکانس‌های مربوط به نقاط a و b می‌باشند. به روش فوق، برای هر منحنی پاسخ ترکیبی می‌توان فرکانس‌های طبیعی مختلفی تعیین نمود و با متوسط‌گیری از آنها، محتمل‌ترین مقدار فرکانس طبیعی بدون میرایی f_n را برای سیستم تحت مطالعه به دست آورد.

شکل ۲۰-۷-ت نشان دهنده‌ی منحنی پاسخ برای سیستم یک درجه‌ی آزادی با میرایی تحت نیروی متناوب با دامنه‌ی ثابت می‌باشد. منحنی پاسخ در این حالت از مقدار غیرصفری برای A در فرکانس $f = 0$ شروع می‌شود. روش کلاسیک برای اندازه‌گیری میرایی استفاده از عرض نسبی منحنی می‌باشد. با استفاده از این منحنی، کاهش لگاریتمی δ را می‌توان از رابطه‌ی زیر محاسبه نمود:

$$\delta = \frac{\pi}{2}\frac{f_b^2 - f_a^2}{f_m^2}\sqrt{\frac{A^2}{A_{max}^2 - A^2}}\frac{\sqrt{1-2D^2}}{1-D^2} \qquad (۲۰-۵۷)$$

Scanned with CamScanner

کاهش لگاریتمی δ طبق رابطه‌ی ۲۰-۲۷ برابر است با:

$$\delta = \frac{2\pi D}{\sqrt{1-D^2}}$$

با مساوی قراردادن طرف راست دو معادله‌ی فوق می‌توان ضریب میرایی D را به روش آزمون و خطا تعیین نمود. در رابطه‌ی ۲۰-۵۷ تمام پارامترها به غیر از D از روی منحنی پاسخ تجربی قابل تعیین است. روش ساده‌تری برای تعیین D به قرار زیر می‌باشد:

گام ۱. برای مقادیر کوچک D، می‌توان فرض کرد که $\frac{\sqrt{1-2D^2}}{1-D^2} \approx 1$ است.

گام ۲. نقطه‌ی a را در روی منحنی پاسخ تجربی طوری در نظر بگیرید که:

$$A = 0.707\, A_{max}$$

با در نظر گرفتن تقریبات فوق، رابطه‌ی ۲۰-۵۷ به صورت زیر ساده می‌شود:

$$\delta = \frac{(f_b - f_a)\pi}{f_m} \qquad (۲۰-۵۸)$$

همچنین در رابطه‌ی ۲۰-۲۷ نشان داده شده که برای مقادیر کوچک D داریم:

$$\delta \approx 2\pi D \qquad (۲۰-۵۹)$$

با مساوی قراردادن دو رابطه‌ی ۲۰-۵۸ و ۲۰-۵۹ به دست می‌آید:

$$D = \frac{1}{2}\frac{f_b - f_a}{f_m} \qquad (۲۰-۶۰)$$

رابطه‌ی ۲۰-۶۰ رابطه‌ی ساده برای تعیین ضریب میرایی از روی منحنی پاسخ تجربی می‌باشد.

۲۰-۹-۲- مشخصات هندسی موردنیاز در مطالعه‌ی ارتعاش شالوده‌ها

الف: مرکز ثقل کل سیستم شالوده و ماشین

برای تعیین مرکز ثقل کل سیستم شالوده و ماشین، مجموعه به تعدادی جزء جرم m_i با شکل هندسی مشخص و مختصات مرکز ثقل z_i ،y_i و x_i در دستگاه مختصات انتخابی، تقسیم می‌شود. برای سهولت توصیه می‌شود که دستگاه مختصات انتخابی طوری باشد که مجموعه‌ی شالوده و ماشین در ربع اول دستگاه مختصات قرار گیرد. حال می‌توان مختصات مرکز ثقل کل مجموعه را به وسیله‌ی روابط زیر تعیین نمود:

$$\bar{x} = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i}$$

$$\bar{y} = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i}$$

$$\bar{z} = \frac{\sum m_i z_i}{\sum m_i}$$

Scanned with CamScanner

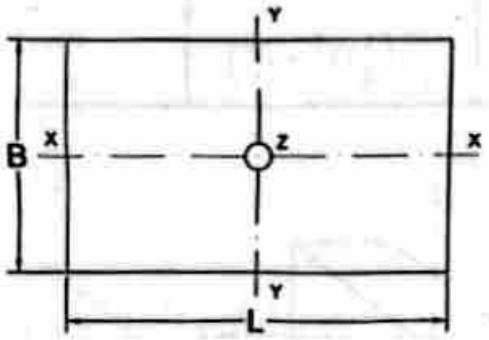
ب: ممان اینرسی سطح قاعده

I. اگر قاعده‌ی شالوده به شکل مستطیل به ابعاد L و B باشد (شکل زیر)، ممان اینرسی‌های I_x، I_y و I_z به صورت زیر تعریف می‌شوند.

$$I_x = LB^3/12$$

$$I_y = BL^3/12$$

$$I_z = I_x + I_y$$



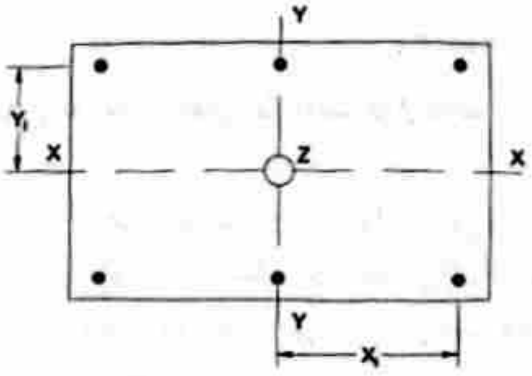
شالوده‌ی یکپارچه

II. اگر شالوده به صورت مجزا متشکل از چند جزء با مساحت کوچک نسبت به فاصله باشد (شکل زیر) ممان اینرسی I' گروه از روابط زیر به دست می‌آید:

$$I'_x = \sum_i y_i^2$$

$$I'_y = \sum_i x_i^2$$

$$I'_z = I'_x + I'_y = \sum_i \left(y_i^2 + x_i^2\right)$$



شالوده‌ی مجزا

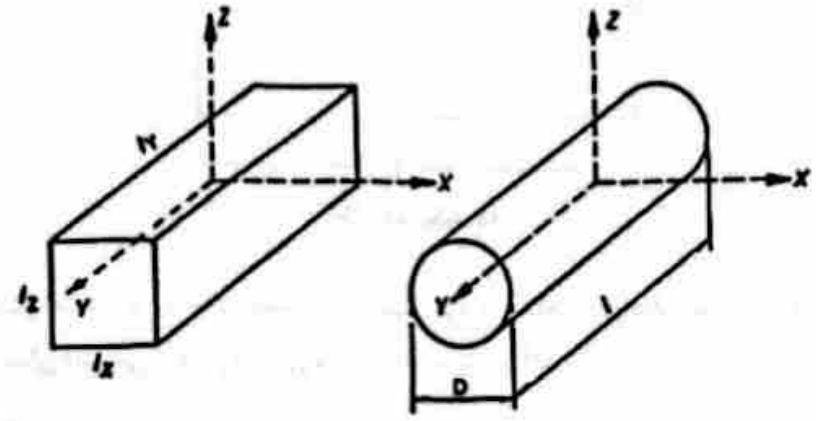
علامت Σ نشان دهنده‌ی جمع زدن برای تمام اجزاست.

Scanned with CamScanner

پ: ممان اینرسی جرمی

در جدول زیر ممان اینرسی‌های جرمی شالوده‌های منشوری (مکعب مستطیل) و استوانه‌ای حول مختصات مرکزی آنها ارائه شده است.

شکل شالوده (با جرم کل m)	$\bar{I}_{mx}$	$\bar{I}_{my}$	$\bar{I}_{mz}$
شالوده‌ی مکعب مستطیل	$\frac{m}{12}\left(\ell_y^2+\ell_z^2\right)$	$\frac{m}{12}\left(\ell_x^2+\ell_z^2\right)$	$\frac{m}{12}\left(\ell_x^2+\ell_y^2\right)$
شالوده‌ی استوانه‌ای	$\frac{m}{12}\left(\frac{3}{4}D^2+\ell^2\right)$	$\frac{m}{8}D^2$	$\frac{m}{12}\left(\frac{3}{4}D^2+\ell^2\right)$



شالوده‌ی مکعب مستطیل شالوده‌ی استوانه‌ای

ممان اینرسی حول هر محور موازی با یکی از محورهای مرکزی و به فاصله‌ی d از آن، از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$I_m = \bar{I}_m + md^2$$

۲۰-۱۰- شالوده‌ی ماشین‌هایی که تحت ارتعاش یکنواخت قرار دارند

۲۰-۱۰-۱- مقدمه

در بخش‌های گذشته مبانی پایه‌ای ارتعاش ارائه شد. حال تا چه اندازه این تئوری‌ها قابل استفاده در طراحی شالوده‌های ماشین هستند، احتیاج به بحث دارد. شالوده‌های ماشین‌آلات بلوک‌های حجیم بتنی می‌باشند که تا عمق مشخصی در زمین فرو رفته‌اند. تئوری‌های مورد بحث در بخش‌های گذشته، فقط قابل استفاده برای شالوده‌هایی هستند که در روی سطح زمین قرار دارند. در این تئوری‌های مقدماتی، شکل شالوده نیز در نظر گرفته نمی‌شود. در بخش‌های آینده تاثیر شکل و عمق مدفون شالوده، روی ارتعاش آن مورد بحث خواهد گرفت.

Scanned with CamScanner

شالوده‌های ماشین وقتی که تحت تاثیر نیروهای ارتعاشی قرار می‌گیرند، می‌توانند در امتداد و یا حول هر یک از شش درجه‌ی آزادی نشان داده شده در شکل ۲۰-۸ ارتعاش نمایند. این شش درجه‌ی آزادی عبارتنداز ارتعاش انتقالی در امتداد محورهای X، Y و Z، و ارتعاش دورانی حول محورهای X یا Y (که به ارتعاش گهواره‌ای[1] معروف است) و ارتعاش دورانی حول محور Z (که به ارتعاش پیچشی[2] معروف است). در میان این شش درجه، ارتعاش انتقالی در امتداد قائم (محور Z) و ارتعاش دورانی حول محور Y (ارتعاش پیچشی) مستقل از درجات آزادی دیگر است. شالوده‌ای که تحت بارهای دینامیکی قرار دارد، باید برای چهار مود ارتعاشی زیر مورد تحلیل قرار گیرد.

۱- ارتعاش قائم
۲- ارتعاش انتقالی در امتدادهای X یا Y که به ارتعاش لغزشی معروف است.
۳- ارتعاش گهواره‌ای حول محورهای X یا Y
۴- ارتعاش پیچشی حول محور Z

ارتعاش گهواره‌ای حول محورهای X یا Y همواره همراه با ارتعاش لغزشی امتداد Y یا X است. چنین حرکتی به حرکت ترکیبی[3] معروف است. لیکن ارتعاش قائم خالص می‌تواند مستقل و بدون همراهی با هرگونه ارتعاشی وجود داشته باشد.

۲۰-۱۰-۲- روش‌های تحلیل

در حال حاضر چهار روش برای تحلیل دینامیکی شالوده‌ی ماشین‌آلات وجود دارد. این روش‌ها عبارتنداز:

۱- تئوری نیم‌فضای الاستیک
۲- روش تشبیه به نیم‌فضای الاستیک (روش تشابهی)
۳- روش جرم متمرکز
۴- روش خاک- فنر الاستیک بارکان[4] (۱۹۶۲)

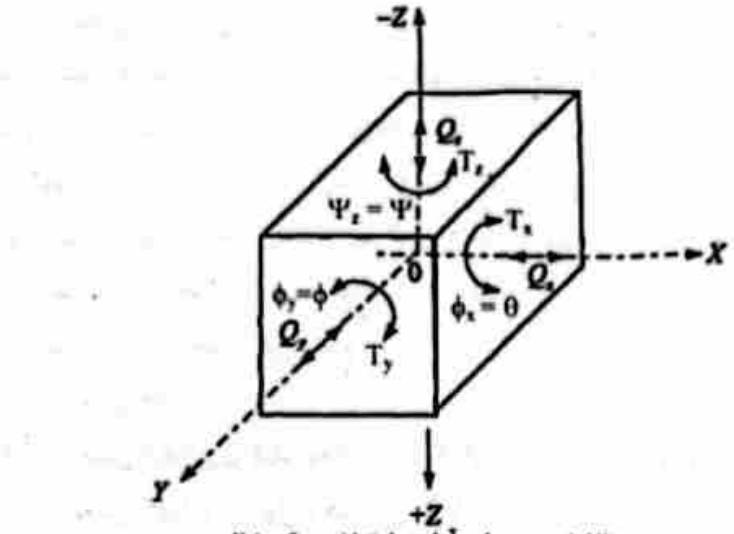
۲۰-۱۰-۳- تئوری نیم‌فضای الاستیک

در تئوری نیم‌فضای الاستیک، خاک به عنوان محیط الاستیک، همگن و ایزوتروپیک (همسانگرد) در نظر گرفته می‌شود. در این تئوری فرض می‌شود که موج‌های تولید شده به علت شالوده‌ی دایره متکی به نیم‌فضای الاستیک، در امتدادهای شعاعی از شالوده دور می‌شوند. همراه با حرکت، امواج انرژی خود را به خاک می‌دهند. چون این انرژی‌ها برای شکست در پدیده‌ی همگامی قابل دسترسی نیستند، اثر میرایی خود به خود تعریف شده است.

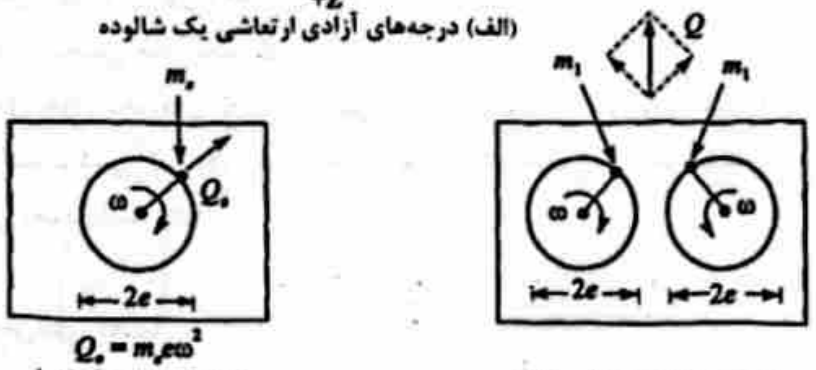
---

1 - Rocking
2 - Yawing
3 - Coupled motion
4 - Barkan

Scanned with CamScanner



(الف) درجه‌های آزادی ارتعاشی یک شالوده



(ب-۱) جرم دوار تنها

(ب-۲) دو جرم دوار مخالف



(ب-۳) ارتعاش قائم

(ب-۴) ارتعاشی پیچشی

(ب-۵) ارتعاش گهواره‌ای

(ب) نیروهای ناشی از جرم‌های دوار

شکل ۲۰-۸- درجات آزادی یک شالوده ماشین و نیروهای ناشی از جرم‌های دوار

این نوع میرایی، میرایی هندسی و یا میرایی تشعشعی[1] نامیده می‌شود. بنابراین در تئوری نیم‌فضای الاستیک، از میرایی ویسکوز که در روش جرم متمرکز به کار می‌رود، استفاده نمی‌شود. پارامترهای پایه‌ی خاک که در حصول تئوری نیم‌فضای الاستیک مورد استفاده قرار می‌گیرند، عبارتنداز مدول برشی[2] G، جرم مخصوص ρ و ضریب پواسون ν. در این تئوری از یک سری ساده‌سازی‌های ریاضی استفاده می‌شود که کاملاً واقعی به نظر نمی‌رسند. لیکن نتایج تحلیلی به دست آمده کمک بسیار خوبی در تخمین منطقی ثابت‌های فنر و میرایی برای استفاده در روش تشابهی می‌باشند.

---

1 - Geometrical Damping or radiation damping
2 - Shear modulus G

کوشش محققین در روش نیم‌فضای الاستیک، در راستای تعیین حل تحلیلی فرکانس همگامی، و تغییرمکان شالوده‌ی دایره تحت بارهای دینامیکی می‌باشد. به علت پیچیده بودن روش‌ها، در سطح این کتاب درسی، جایی برای ارائه‌ی آنها وجود ندارد. علاقمندان می‌توانند به کتب تخصصی در این مورد مراجعه نمایند.

۲۰-۱۰-۴- روش تشبیه به نیم‌فضای الاستیک (روش تشابهی)

لیسمر (۱۹۶۵)، و لیسمر و ریچارت (۱۹۹۶)[1] نشان دادند که ارتعاش قائم شالوده‌ی دایره‌شکل صلب متکی بر نیم‌فضای الاستیک، می‌تواند به طور رضایت‌بخشی به وسیله‌ی سیستم جرم- فنر- میراگر به شرط انتخاب مناسب ثابت فنر و میراکنندگی، نشان داده شود. این محققین برای محاسبه‌ی این ثابت‌ها، از روابط تحلیلی به دست آمده در روش تئوری نیم‌فضای الاستیک، استفاده نمودند. به همین علت به روش آنها، نام تشابهی اطلاق شده است. در واقع این روش پلی بین روش نیم‌فضای الاستیک و روش جرم متمرکز در سیستم جرم- فنر- میراگر می‌باشد.

بر پایه‌ی رهیافت لیسمر، هال (۱۹۶۷) روشی برای حل مسائل مرتبط با ارتعاش گهواره‌ای و لغزشی ارائه داد. به همین روش ارتعاش پیچشی شالوده مورد تحلیل قرار گرفت. در این فصل از روش تشابهی برای مطالعه‌ی پاسخ دینامیکی، خاک استفاده خواهد شد.

۲۰-۱۰-۵- روش جرم متمرکز

در بخش‌های گذشته تئوری روش جرم متمرکز برای مسائل یک درجه‌ی آزادی با جزئیات کامل مورد بحث قرار گرفت. دقت این روش بستگی به دقتی دارد که در تعیین ثابت‌های فنر و میراکنندگی مورد استفاده قرار می‌گیرد. روش جرم متمرکز مبانی تئوریک لازم برای روش تشابهی و روش خاک- فنر الاستیک را فراهم می‌آورد. با توجه به بحث‌های انجام شده در این زمینه، در بخش‌های آینده بحث بیشتری انجام نخواهد شد.

۲۰-۱۰-۶- روش خاک- فنر الاستیک

بارکان (۱۹۶۲) با استفاده از مفهوم ضریب واکنش بستر الاستیک، روش جرم متمرکز را برای تحلیل الاستیک ساده نمود.

۲۰-۱۰-۷- بارهای دینامیکی ماشین‌ها

ماشین‌های دوار نظیر توربین‌ها، کمپرسورهای محوری، پمپ‌های سانتریفوژ، توربوژنراتورها و هواکش‌ها، طوری طراحی می‌شوند که با سرعت ثابتی به مدت زمان طولانی دوران نمایند. در هر ماشین خاص، می‌توان دستگاه را طوری تنظیم نمود که کلیه‌ی قطعات دوار به صورت بالانس کامل درآیند، به طوری که حین دوران هیچ‌گونه نیرویی به علت غیربالانس بودن دستگاه به وجود نیاید. با این وجود همواره به مواردی برخورد می‌شود که در آنها به علت عدم دقت‌های موجود در طرح، ساخت، نصب، و تعمیر، دستگاه دوار

1 - Lysmer and Richart

Scanned with CamScanner

بالانس کامل نشود. به عنوان مثال، محور دوران ممکن است دقیقاً از مرکز جرم اجزای دوار عبور ننموده و یا منطبق بر محورهای اصلی اینرسی سیستم نباشد. تغییرشکل خمشی شافت دوار دستگاه، غیر هم‌محوری در هنگام نصب نیز از عوامل دیگر هستند. اثر تجمعی نیروهای ناشی از غیربالانس بودن دستگاه، نباید آنقدر بزرگ باشد که باعث ارتعاش بزرگتر از معیارهای مجاز سیستم ماشین- شالوده شود.

در بعضی ماشین‌ها، نظیر غلتک‌های لرزنده، و نیشتر مرتعش کننده در تراکم دینامیکی، عمداً با قرار دادن وزنه‌های نامتعادل، ارتعاش به وجود آورده می‌شود. در این حالت دامنه‌ی نیروی تحمیلی با استفاده از رابطه‌ی ۲۰-۴۹ قابل بیان است:

$$Q_o = m_e e\omega^2 = m_r e_m \omega_o^2 S_f/1000 = m_r Q \omega_o S_f/1000 \qquad (۲۰-۶۱)$$

که در آن m_e کل جرم نامتعادل (غیربالانس) و e برون‌محوری مرکز این جرم می‌باشد.

در شکل ۲۰-۸-ب آرایش‌های مختلف جرم متمرکز نشان داده شده است. در شکل ۲۰-۸-ب-۱، نیروی به وجود آمده به علت دوران جرم دوار تنها، بردار نیروی Q_0 طبق رابطه‌ی ۲۰-۶۱ می‌باشد که به سمت خارج از مرکز دوران اثر می‌نماید. با ترکیب دو جرم متمرکز دوار روی دو محور موازی می‌توان نیروی متناوبی با امتداد دلخواه تولید نمود (شکل ۲۰-۸-ب-۲). در صورتی که دوران دو جرم در جهت مخالف بوده و در هر لحظه دو جرم نسبت به محور تقارن، به صورت متقارن باشند، مولفه‌های افقی نیروهای دورانی یکدیگری را خنثی کرده و فقط مولفه‌ی تناوبی قائم خواهیم داشت. نیروی متناوب قائم مطابق رابطه‌ی ۲۰-۵۰ خواهد بود:

$$Q = Q_o \sin\omega t = 2m_1 e\omega^2 \sin\omega t \qquad (۲۰-۶۲)$$

جرم‌ها را می‌توان مطابق اشکال ۲۰-۸-ب-۳ تا ۲۰-۸-ب-۵ آرایش داد. حاصل آرایش شکل ۲۰-۸-ب-۳، نیروی متناوب قائم، حاصل آرایش شکل ۲۰-۸-ب-۴ لنگر پیچشی متناوب حول محور قائم و حاصل آرایش شکل ۲۰-۸-ب-۵، لنگر گهواری متناوب حول محور افقی خواهد بود. لنگر گهواره‌ای و پیچشی به علت دوران چهار جرم متمرکز، به صورت زیر است:

$$T_m = 4m_1 c\frac{\overline{x}}{2}\omega^2 \sin\omega t \qquad (۲۰-۶۳)$$

که در آن:

$\overline{x}$ = فاصله‌ی بین جرم‌های دو انتهای هر محور

۲۰-۱۰-۸- معادلات دیفرانسیلی برای مودهای مختلف ارتعاشی

روابط عمومی دیفرانسیلی حرکت برای مودهای مختلف ارتعاشی، فرم کلی معادلات دیفرانسیل ارتعاش قائم را دارا می‌باشند (رابطه‌ی ۲۰-۳۹). این معادلات عبارتنداز:

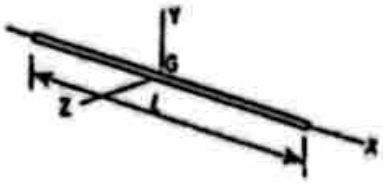
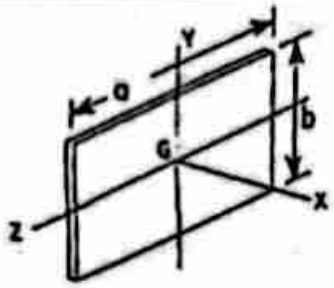
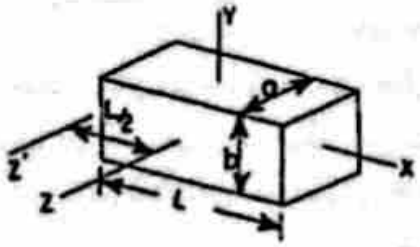
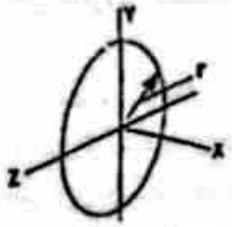
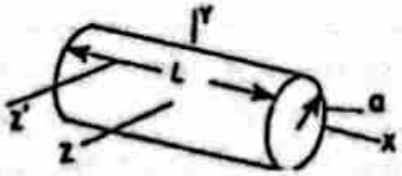
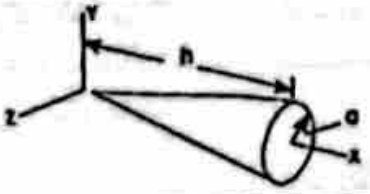
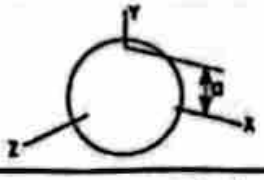
برای ارتعاش قائم:

$$m\ddot{z} + c_z\dot{z} + k_z z = Q_z(t) \qquad (۲۰-۶۴\text{-الف})$$

برای ارتعاش افقی (ارتعاش لغزشی)

$$m\ddot{x} + c_x\dot{x} + k_x x = Q_x(t) \qquad (۲۰-۶۴\text{-ب})$$

Scanned with CamScanner

میله		$I_y = I_z = \frac{1}{12}mL^2$
ورق مستطیلی نازک		$I_x = \frac{1}{12}m\left(a^2 + b^2\right)$ $I_y = \frac{1}{12}ma^2$ $I_z = \frac{1}{12}mb^2$
منشور		$I_x = \frac{1}{12}m\left(a^2 + b^2\right)$ $I_y = \frac{1}{12}m\left(a^2 + L^2\right)$ $I_z = \frac{1}{12}m\left(b^2 + L^2\right)$ $I_{z'} = I_z + mL^2/4$
ورق دایره‌ای نازک		$I_x = \frac{1}{2}mr^2$ $I_y = I_z = \frac{1}{4}mr^2$
استوانه		$I_x = \frac{1}{2}ma^2$ $I_y = I_z = \frac{1}{2}m\left(3a^2 + L^2\right)$ $I_{z'} = I_z + mL^2/4$
مخروط		$I_x = \frac{3}{10}ma^2$ $I_y = I_z = \frac{3}{5}m\left(\frac{1}{4}a^2 + h^2\right)$
کره		$I_x = I_y = I_z = \frac{2}{5}ma^2$

شکل ۲۰-۹- ممان اینرسی جرمی

Scanned with CamScanner

$$m\ddot{y} + c_y\dot{y} + k_y y = Q_y(t) \qquad (۲۰-۶۴-پ)$$

برای ارتعاش دورانی حول محور Z:

$$I_{\psi o}\ddot{\psi} + c_{\psi z}\dot{\psi} + k_\psi \psi = T_z(t) \qquad (۲۰-۶۴-ت)$$

برای ارتعاش گهواره‌ای:*

$$I_{\theta o}\ddot{\theta} + c_{\theta x}\dot{\theta} + k_\theta \theta = T_x(t) \qquad \text{(گهواره‌ای حول محور x)} \qquad (۲۰-۶۴-ث)$$

$$I_{\phi o}\ddot{\phi} + c_{\phi y}\dot{\phi} + k_\phi \phi = T_y(t) \qquad \text{(گهواره‌ای حول محور y)} \qquad (۲۰-۶۴-ج)$$

که در روابط فوق:

m = جرم شالوده + جرم ماشین

ثابت‌های میراکنندگی برای مودهای مختلف ارتعاش = $c_z, c_x, c_y, c_{\psi z}, c_{\phi x}$ یا $c_{\theta x}, c_{\phi y}$

زاویه‌ی دوران = ϕ و ψ و θ

ثابت‌های فنر برای مودهای مختلف ارتعاش = $k_z, k_x, k_y, k_\psi, k_\theta, k_\phi$

ممان اینرسی جرمی مجموعه‌ی ماشین و شالوده حول محورهای دوران مربوطه = $I_{\theta o}, I_{\psi o}, I_{\phi o}$

روابط دیفرانسیلی فوق، پایه تئوری نیم‌فضای الاستیک، روش تشابهی، و روش خاک فنر الاستیک می‌باشند. در شکل ۲۰-۹ روابط اساسی برای محاسبه‌ی ممان اینرسی جرمی معرفی شده است.

۲۰-۱۱- تحلیل ارتعاشی شالوده‌ی دایره‌ی صلب با روش تشابهی

۲۰-۱۱-۱- ارتعاش قائم

با استفاده از تئوری نیم‌فضای الاستیک و مدل‌های ریاضی، رایزنر (۱۹۳۶) حل تحلیلی برای تغییرمکان تناوبی قائم (z_0) نقطه‌ای واقع در مرکز سطح بارگذاری شده‌ی دایره شکل در سطح زمین ارائه داد. پارامترهای مورد استفاده برای توصیف مشخصات جسم الاستیک، (که همگن و ایزوتروپیک فرض می‌شود)، مدول الاستیسیته‌ی برشی G، ضریب پواسون μ و جرم مخصوص ρ (مساوی γ/g) می‌باشند که در آن γ وزن مخصوص مصالح و g شتاب ثقل زمین است. در این روش، شالوده‌ی مرتعش به وسیله‌ی جرم مرتعش نشان داده می‌شود که تولید فشار قائم تناوبی می‌نماید که روی سطح دایره شکل به شعاع r_o در سطح زمین به طور یکنواخت توزیع می‌شود. حل رایزنر برای z_0 با نتایج آزمایشگاهی انطباق خوبی نشان داد. لیسمر (۱۹۶۵)، و لیسمر و ریچارت (۱۹۶۶) نشان دادند که پاسخ قائم شالوده‌ی دایره‌ی صلب را می‌توان به وسیله‌ی سیستم جرم متمرکز- فنر- میراگر به شرط استفاده از ضرایب مناسب برای سختی فنی و میراگر، نشان دهد. مقادیر این ثابت‌ها با استفاده از تئوری الاستیسیته قابل تعیین است.

برای حل مسئله پارامترهای زیر بسط داده شد:

$$a_o = \omega r_o \sqrt{\frac{\rho}{G}} = \frac{\omega r_o}{v_s} \qquad (۲۰-۶۵)$$

فرکانس بدون بعد =

$$B_z = \frac{1-\mu}{4}\frac{m}{\rho r_o^3} \qquad (۲۰-۶۶)$$

نسبت جرم بدون بعد اصلاح شده =

---

*- معادلات ارتعاشی گهواره‌ای حول محورهای x یا y طبیعت یکسانی دارند و فقط نمادهای آنها فرق می‌کند.

Scanned with CamScanner

$$k_z = \frac{4Gr_o}{1-\mu}$$ ثابت فنر قائم (۶۷-۲۰)

$$c_z = \frac{3.4r_o^2}{1-\mu}\sqrt{\rho G}$$ ثابت میرایی (۶۸-۲۰)

دامنه‌ی ارتعاش حاصل به صورت زیر نتیجه می‌شود:

الف: برای نیروی تناوبی با دامنه‌ی ثابت Q_0

$$A_z = \frac{(1-\mu)Q_o}{4Gr_o}M$$ (۶۹-۲۰)

ب: برای نیروی تحمیلی به علت دوران جرم متمرکز:

$$A_z = \frac{m_e e}{m}M_r$$ (۷۰-۲۰)

که در روابط فوق:

v_s = سرعت انتشار موج برشی در محیط الاستیک

M = ضریب تشدید = A_z/z_s

z_s = تغییرمکان استاتیک به علت دامنه‌ی نیروی تناوبی $Q_o/k_z = Q_o$

M_r = ضریب تشدید= $A_z/m_e e/m$

m_z = جرم شالوده به علاوه‌ی ماشین

در اشکال ۲۰-۱۰-الف و ب به ترتیب منحنی M در مقابل a_o و منحنی M_r در مقابل a_o برای مقادیر مختلف B_z ارائه شده است.

با استفاده از اشکال ۲۰-۱۰-الف و ب، مقادیر M و M_r در قله‌ی هر یک از منحنی‌های پاسخ و مقادیر نظیر a_o قابل تعیین است. با استفاده از این مقادیر می‌توان تغییرات B_z را در مقابل a_{om} (شکل ۲۰-۱۱-الف) و تغییرات B_z را در مقابل M_m یا M_{rm} (شکل ۲۰-۱۱-ب) رسم نمود. این دو شکل برای تخمین حداکثر دامنه‌ی حرکت قائم شالوده‌های صلب دایره شکل و فرکانس نظیر، تحت نیروهای متناوب قائم با دامنه‌ی ثابت و یا نیروی تحمیلی به علت دوران جرم برون‌محور قابل استفاده می‌باشند.

از آنجایی که مقادیر ثابت فنر k_z (رابطه‌ی ۲۰-۶۷) و ثابت میرایی c_z (رابطه‌ی ۲۰-۶۸) معلوم هستند، رابطه‌ی حرکت برای تشابه‌ی لیسمر در ارتعاش قائم شالوده‌ی صلب دایره شکل روی نیم‌فضای الاستیک با استفاده از رابطه‌ی ۲۰-۶۴-الف به صورت زیر نوشته می‌شود:

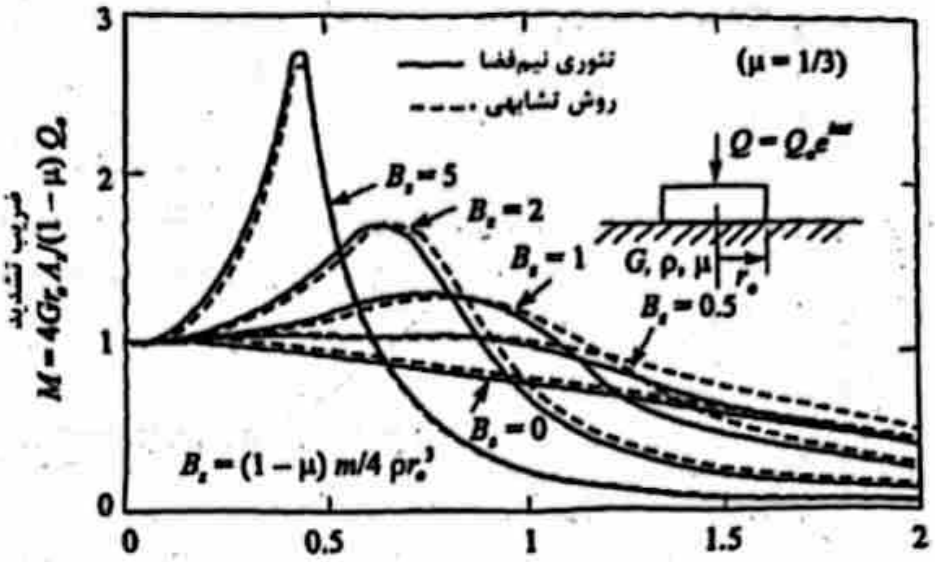
$$m\ddot{z} + \frac{3.4r_o^2}{1-\mu}\sqrt{\rho G}\dot{z} + \frac{4Gr_o}{1-\mu}z = Q_z(t)$$ (۷۱-۲۰)

پارامترهای دیگر در ارتباط با ارتعاش قائم سیستم به صورت زیر تعریف می‌شوند:

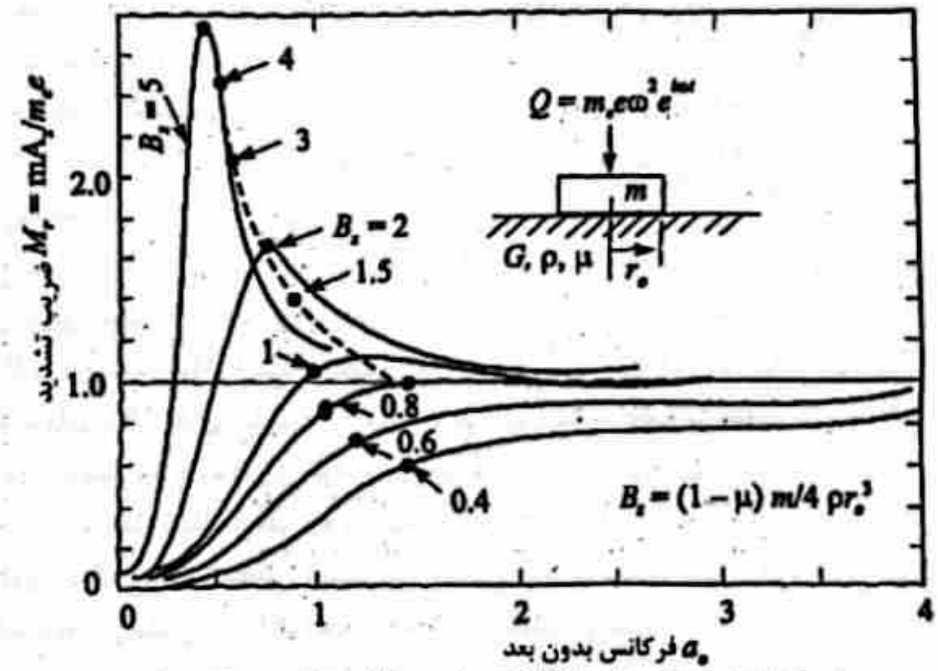
$$c_c = 2\sqrt{k_z m} = 2\sqrt{\frac{4Gr_o m}{(1-\mu)}}$$ میرایی بحرانی (۷۲-۲۰)

$$D_z = \frac{c_z}{c_c} = \frac{0.425}{\sqrt{B_z}}$$ نسبت میرایی (۷۳-۲۰)

Scanned with CamScanner



الف: پاسخ شالوده‌ی صلب دایره‌شکل تحت نیروی متناوب قائم با دامنه‌ی ثابت
(لیسمر و ریچارت ۱۹۶۶)



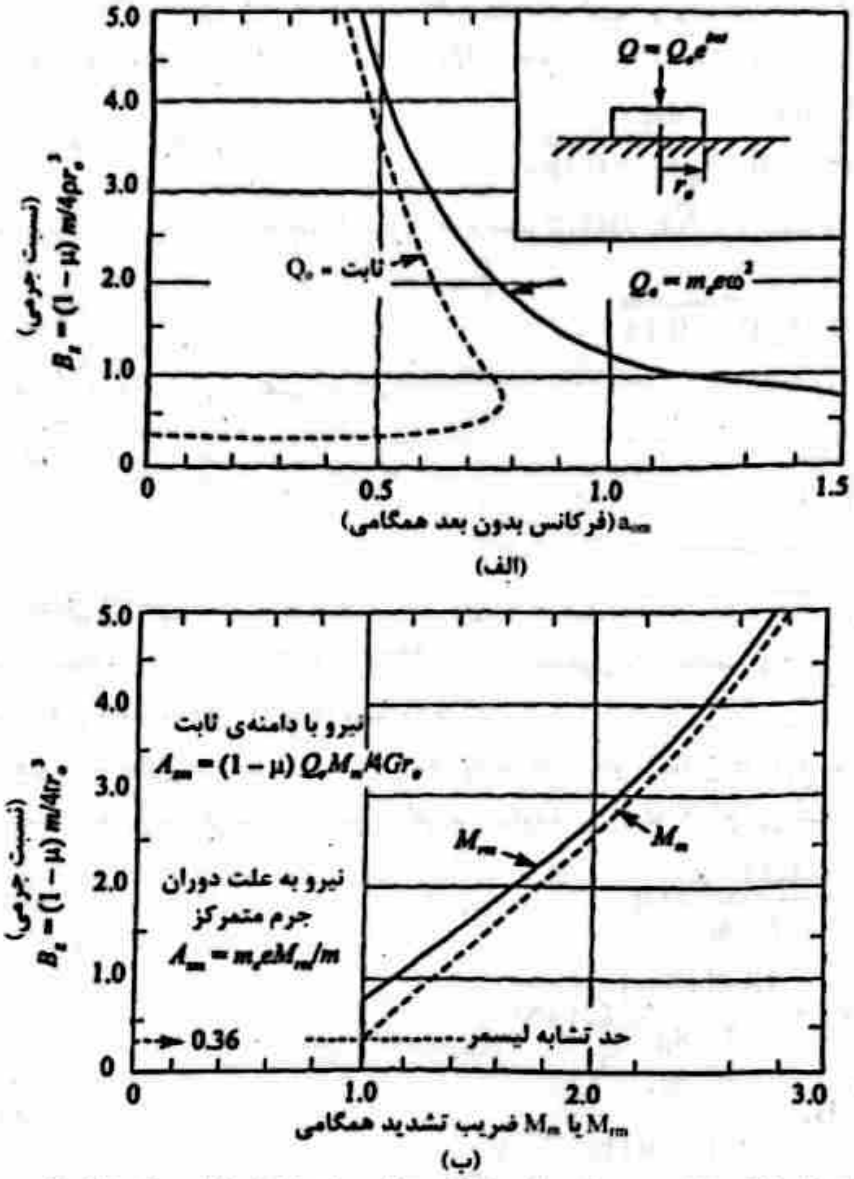
ب: پاسخ شالوده‌ی صلب دایره‌شکل تحت نیروی قائم متناوب به علت دوران
جرم برون‌محور ($Q_1 = m_e e\omega^2$)

B_z = نسبت جرمی (رابطه ۱۳-۶۶)

شکل ۲۰-۱۰- منحنی‌های پاسخ برای شالوده‌ی صلب دایره شکل تحت ارتعاش قائم با استفاده از روش نیم‌فضای الاستیک و تشابهی (لیسمر و ریچارت ۱۹۶۶)

برای تحریک به وسیله‌ی نیرویی با دامنه‌ی ثابت Q_0، فرکانس همگامی برابر است با:

$$f_m = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{k_z}{m}}\sqrt{1-D_z^2} = \frac{1}{2\pi}\frac{v_s}{r_0}\frac{\sqrt{B_2 - 0.36}}{B_z} \qquad (۷۴-۲۰)$$



شکل ۲۰-۱۱- ارتعاش قائم شالوده‌ی صلب دایره‌شکل متکی بر نیم‌فضای الاستیک. (الف) نسبت جرمی در مقابل فرکانس بدون بعد همگامی، (ب) نسبت جرمی در مقابل ضریب تشدید در همگامی (ریجارت ۱۹۶۹)

برای نیروی تحمیلی به واسطه‌ی جرم دوار، $Q_o = m_e e\omega^2$، فرکانس همگامی برابر است با:

$$f_{mr} = \frac{v_s}{2\pi r_o}\sqrt{\frac{0.9}{B_z - 0.45}} \qquad (۲۰-۷۵)$$

با استفاده از رابطه‌ی ۲۰-۴۸، ضریب تشدید حداکثر M برابر است با:

$$M = \frac{1}{2D\sqrt{1-D^2}} \qquad (۲۰-۷۶)$$

حال با جایگزینی D از رابطه‌ی ۲۰-۷۳ و مقدار M از رابطه‌ی فوق در رابطه‌ی ۲۰-۶۹، حداکثر دامنه‌ی تغییرمکان A_{zm} برای نیروی متناوب با دامنه‌ی ثابت Q_0، به صورت زیر به دست می‌آید:

$$A_{zm}=\frac{Q_o(1-\mu)}{4Gr_o}\frac{B_z}{0.85\sqrt{B_z-0.18}} \qquad (۲۰-۷۷\text{-الف})$$

به روش مشابه، برای نیروی متناوب حاصل از دوران جرم متمرکز، مقدار A_{zm} برابر است با:

$$A_{zm}=\frac{m_e e}{m}\frac{B_z}{0.85\sqrt{B_z-0.18}} \qquad (۲۰-۷۷\text{-ب})$$

زاویه‌ی اختلاف فاز ϕ به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$\tan\phi=\frac{0.85a_o}{B_z a_o^2-1} \qquad (۲۰-۷۸)$$

۲۰-۱۱-۲- ارتعاش لغزشی

بر پایه‌ی تئوری نیم‌فضای الاستیک بایکرافت[1] (۱۹۵۶)، روش تشابهی برای تحلیل ارتعاشی شالوده‌ها در مود لغزشی (ارتعاش افقی) توسط هال[2] (۱۹۶۷) بسط داده شد.

پارامترهای دینامیکی مختلف بسط داده شده توسط هال برای ارتعاش در مود لغزشی به قرار زیر می‌باشند. در تمام روابط فرض می‌شود که ارتعاش لغزشی شالوده در امتداد X رخ می‌دهد:

$$\text{ثابت فنر} = k_x=\frac{32(1-\mu)}{7-8\mu}Gr_o \qquad (۲۰-۷۹)$$

$$\text{ثابت میرایی} = c_x=\frac{18.4(1-\mu)}{7-8\mu}r_o^2\sqrt{\rho G} \qquad (۲۰-۸۰)$$

$$\text{نسبت جرمی} = B_x=\frac{7-8\mu}{32(1-\mu)}\frac{m}{\rho r_o^3} \qquad (۲۰-۸۱)$$

با استفاده از رابطه‌ی ۲۰-۶۵، ضریب فرکانس برابر است با:

$$a_o=\omega r_0\sqrt{\frac{\rho}{G}}=\frac{\omega r_o}{v_s} \qquad (۲۰-۶۵\text{- تکراری})$$

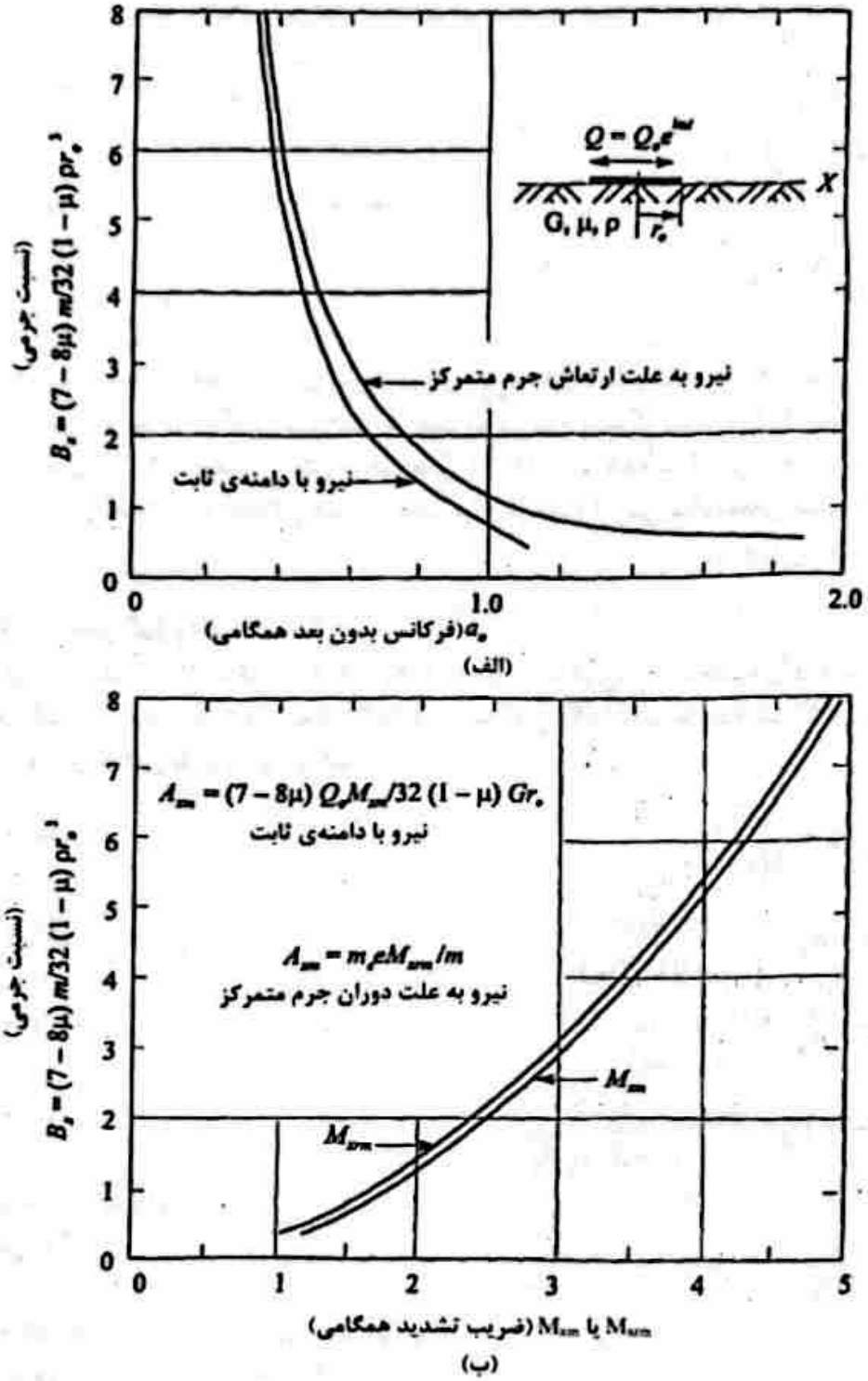
$$\text{میرایی بحرانی} = c_c=2\sqrt{\frac{32(1-\mu)m}{(7-8\mu)}Gr_o} \qquad (۲۰-۸۲)$$

$$\text{نسبت میرایی} = D_x=\frac{c_x}{c_c}=\frac{0.288}{\sqrt{B_x}} \qquad (۲۰-۸۳)$$

---

1 - Bycroft
2 - Hall

Scanned with CamScanner



شکل ۲۰-۱۲- ارتعاش لغزشی شالوده‌ی صلب دایره‌شکل روی نیم‌فضای الاستیک. (الف) نسبت جرمی در مقابل فرکانس در حالت همگامی، (ب) نسبت جرمی در مقابل ضریب تشدید در حالت همگامی (ریچارت و همکاران- ۱۹۶۹)

حداکثر دامنه‌ی تغییرمکان، A_{xm}، را می‌توان از روابط زیر محاسبه نمود:

الف: برای نیروی متناوب با دامنه‌ی ثابت، Q_o:

$$A_{xm} = \frac{7-8\mu}{32(1-\mu)} \frac{Q_o}{Gr_o} M_{xm} \qquad (۸۴-۲۰)$$

ب: برای نیروی متناوب به علت دوران جرم متمرکز

$$A_{xm} = \frac{m_e e}{m} M_{xrm} \qquad (۸۵-۲۰)$$

که در آن:

M_{xm}= ضریب تشدید در همگامی برای نیروی متناوب با دامنه‌ی ثابت (شکل ۲۰-۱۲-ب)

M_{xrm}= ضریب تشدید در همگامی برای نیرو به علت دوران جرم متمرکز (شکل ۲۰-۱۲-ب)

منحنی‌های شکل ۲۰-۱۲ به همان روش منحنی‌های ۲۰-۱۱ رسم شده‌اند. از این منحنی‌ها می‌توان برای محاسبه‌ی فرکانس همگامی و حداکثر دامنه‌ی نظیر برای ارتعاش لغزشی شالوده‌های صلب دایره‌ای شکل استفاده نمود.

۲۰-۱۱-۳- ارتعاش گهواره‌ای

برپایه‌ی تئوری نیم‌فضای الاستیک با یکرافت (۱۹۵۶)، روش تشابهی برای محاسبه‌ی فرکانس همگامی و دامنه‌ی حداکثر تغییرمکان نظیر در ارتعاش گهواری توسط هال (۱۹۶۲) بسط داده شد. پارامترهای مختلف مورد استفاده برای تحلیل به قرار زیر می‌باشند:*

$$\text{ثابت فنر} = k_\phi = \frac{8Gr_o^3}{3(1-\mu)} \qquad (۸۶-۲۰)$$

$$\text{ثابت میرایی} = c_\phi = \frac{0.8r_o^4\sqrt{G\rho}}{(1-\mu)(1+B_\phi)} \qquad (۸۷-۲۰)$$

$$\text{نسبت جرمی} = B_\phi = \frac{3(1-\mu)}{8} \frac{I_\phi}{\rho r_o^5} \qquad (۸۸-۲۰)$$

$$\text{نسبت میرایی} = D_\phi = \frac{c_\phi}{c_c} = \frac{0.15}{(1+B_\phi)\sqrt{B_\phi}} \qquad (۸۹-۲۰)$$

حداکثر ضریب تشدید برابر است با:

$$M_{\phi m} \approx \frac{1}{2D_\phi} \qquad (۹۰-۲۰)$$

حداکثر دامنه‌ی تغییرمکان به صورت زیر بیان می‌شود:

الف: برای نیروی تناوبی با دامنه‌ی ثابت Q_o:

$$A_{\phi m} = \frac{3(1-\mu)}{8} \frac{T_\phi}{6r_o^3} M_{\phi m} \qquad (۹۱-۲۰)$$

---

* - روابط برای ارتعاش گهواره‌ای حول محور y نوشته شده‌اند. برای ارتعاش گهواره‌ای حول محور x همین روابط با تعویض اندیس ϕ با θ معتبر خواهند بود.

Scanned with CamScanner

ب: برای نیروی تناوبی به علت دوران جرم متمرکز:

$$A_{\phi m} = \frac{m_e e \bar{z}}{I_\phi} M_{\phi rm} \qquad (۹۲-۲۰)$$

که در آن:

I_ϕ = ممان اینرسی جرمی شالوده حول محور دوران

T_ϕ = لنگر کوپل‌های خارجی

$\bar{z}$ = فاصله‌ی قائم نیروی تناوبی افقی $m_e e\omega^2$ در بالای نقطه‌ی O (شکل ۲۰-۱۳-الف)

همانند سایر مودهای ارتعاشی، شکل ۲۰-۱۳- الف، رابطه‌ی بین a_{om} و B_ϕ و شکل ۲۰-۱۳-ب، مقدار B_ϕ را در مقابل $M_{\phi m}$ یا $M_{\phi rm}$ نشان می‌دهد.

۲۰-۱۱-۴- ارتعاش پیچشی

رایزنر (۱۹۳۷)، و رایزنر، و ساگوسی[1] (۱۹۴۴) حل تحلیلی ارتعاش پیچشی شالوده‌ی صلب دایره‌شکل متکی بر سطح نیم‌فضای الاستیک را ارائه دادند. برپایه‌ی حل تئوریک، روش تشابهی بسط داده شد. پارامترهای مختلف مورد استفاده به قرار زیر می‌باشند:

$$\text{ثابت فنر} - k_\psi = \frac{16}{3} G r_o^3 \qquad (۹۳-۲۰)$$

$$\text{نسبت جرمی} - B_\psi = \frac{I_\psi}{\rho r_o^5} \qquad (۹۴-۲۰)$$

$$\text{نسبت میرایی} - D_\psi = \frac{0.5}{1 + 2B_\psi} \qquad (۹۵-۲۰)$$

دامنه‌ی ارتعاش به قرار زیر می‌باشد:

الف: برای نیروی تناوبی با دامنه‌ی ثابت:

$$A_{\psi m} = \frac{3}{16} \frac{T_\psi}{G r_o^3} M_{\psi m} \qquad (۹۶-۲۰\text{-الف})$$

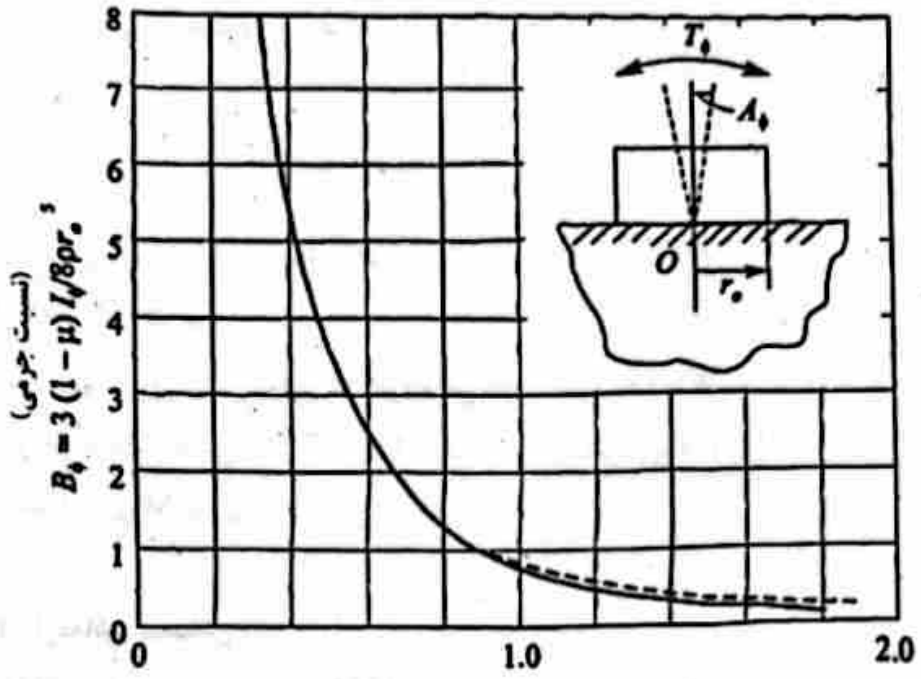
ب: برای نیروی تناوبی به علت دوران جرم متمرکز:

$$A_{\psi m} = \frac{m_e e \bar{x}}{I_\psi} M_{\psi m} \qquad (۹۶-۲۰\text{-ب})$$

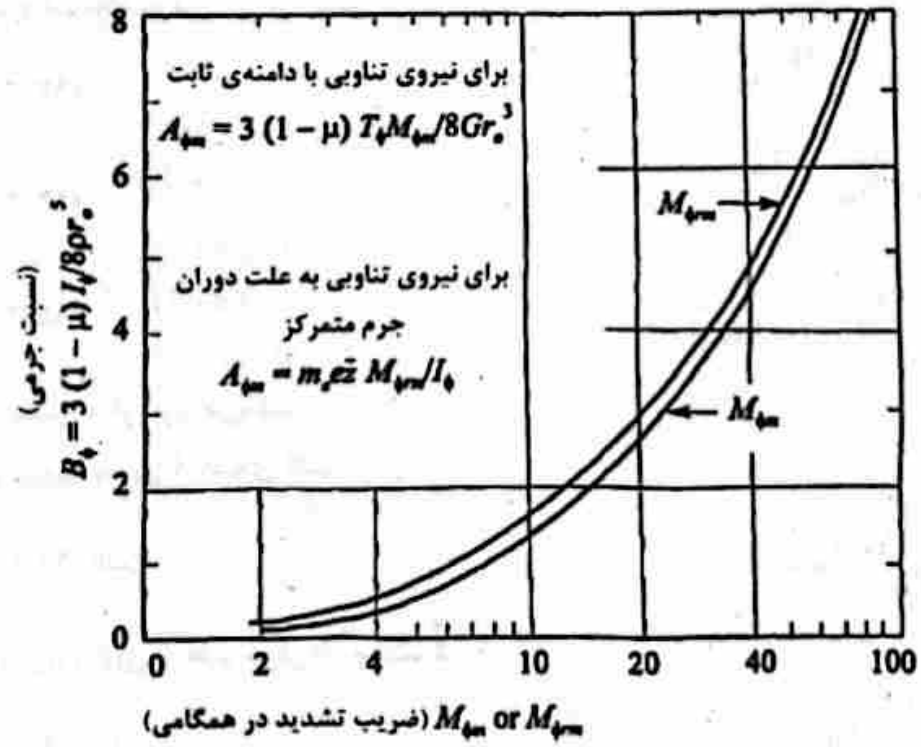
$$T_\psi = m_e e \bar{x} \omega^2 \qquad (۹۶-۲۰\text{-پ})$$

---

1 - Reissner and Sagoci



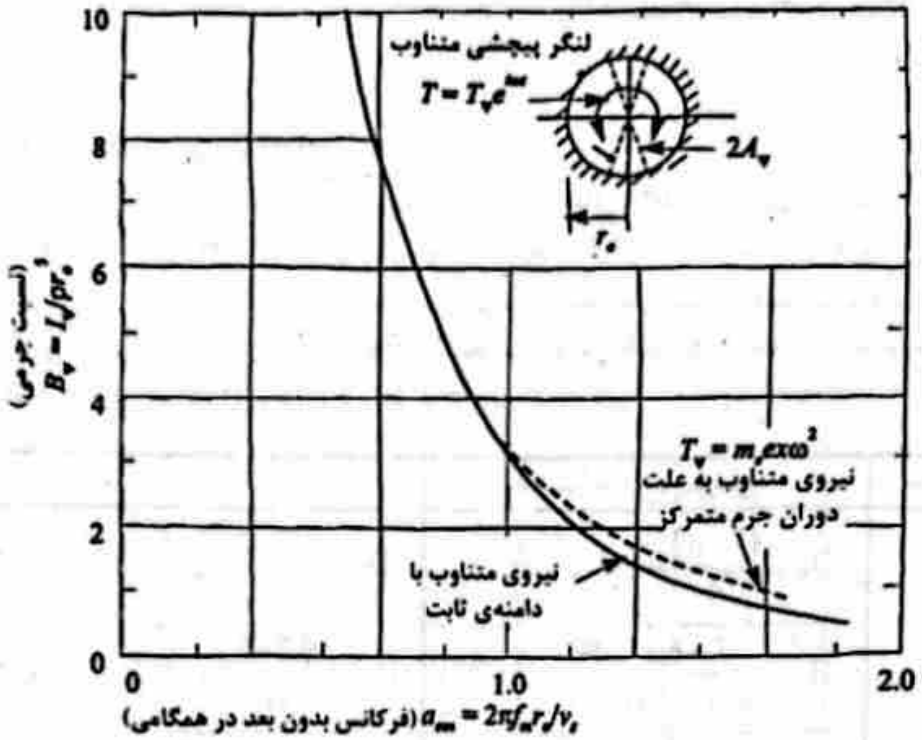
(الف)



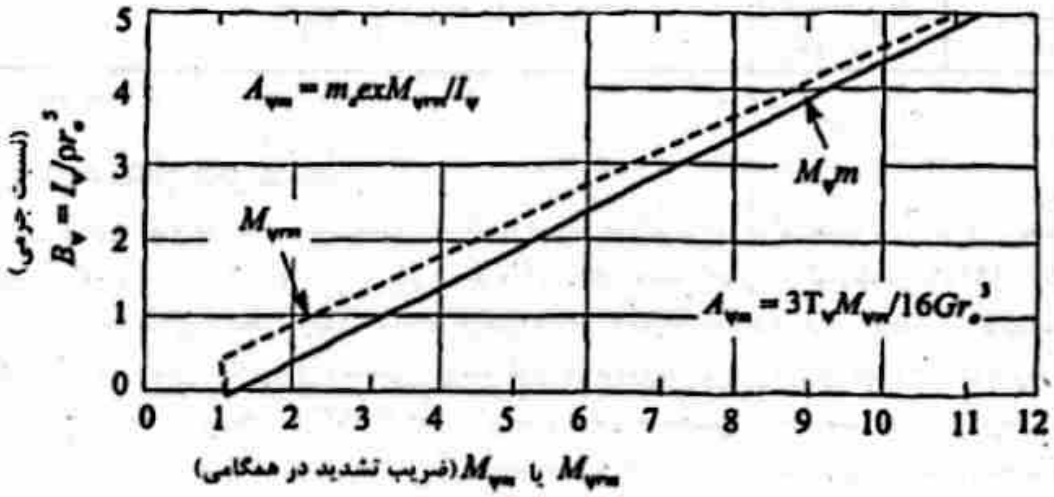
(ب)

شکل ۲۰-۱۳- ارتعاش گهواره‌ای شالوده‌ی صلب دایره‌شکل روی نیم‌فضای الاستیک. (الف) نسبت جرمی در مقابل فرکانس بدون بعد در حالت همگامی، (ب) نسبت جرمی در مقابل ضریب تشدید در حالت همگامی (ریجارت و همکاران- ۱۹۶۹)

Scanned with CamScanner



شکل ۲۰-۱۴- ارتعاش پیچشی شالوده‌ی صلب دایره‌ای شکل متکی بر نیم‌فضای الاستیک. نسبت جرمی در مقابل فرکانس بدون بعد در همگامی



شکل ۲۰-۱۵- نسبت جرمی در مقابل ضریب تشدید در همگامی (ریجارت و همکاران- ۱۹۶۹)

که در آن:

T_ψ = لنگر پیچشی تحریک کننده

$\bar{x}$ = بازوی لنگر وزن غیربالانس از محور دوران

همانند ارتعاش در سایر مودها، اشکال ۲۰-۱۴ و ۲۰-۱۵، مقادیر a_{om}، $M_{\psi m}$ و M_{mr} را به صورت تابعی از B_ψ نشان می‌دهند.

۲۰-۱۱-۵- نسبت‌های جرم و میرایی

تغییرات نسبت میرایی D در مقابل نسبت جرمی B برای مودهای ارتعاشی مختلف در شکل ۲۰-۱۶ نشان داده شده است. مقادیر B_z، B_x، B_ϕ و B_ψ توسط روابط ۲۰-۶۶، ۲۰-۸۱، ۲۰-۸۸ و ۲۰-۹۴ تعریف می‌شوند. از شکل ۲۰-۱۶ آشکار است که تاثیر میرایی در ارتعاش‌های انتقالی (لغزشی و قائم) چشمگیرتر است. در طرف مقابل، تاثیر میرایی برای مودهای ارتعاشی دورانی کاملاً پایین است، بخصوص برای مقادیر $B_\psi > 2$ در ارتعاش پیچشی و برای $B_\psi > 1$ در ارتعاش گهواره‌ای.

مود ارتعاش	نسبت جرم (یا اینرسی)	نسبت میرایی D
قائم	$B_z = \frac{(1-\mu)}{4}\frac{W}{\gamma r_o^3}$ (۲۰-۶۶)	$D_z = \frac{0.425}{\sqrt{B_z}}\alpha_z$ (۲۰-۷۳)
افقی**	$B_x = \frac{7-8\mu}{32(1-\mu)}\frac{W}{\gamma r_o^2}$ (۲۰-۸۱)	$D_x = \frac{0.288}{\sqrt{B_x}}\alpha_x$ (۲۰-۸۳)
گهواره‌ای*	$B_\phi = \frac{3(1-\mu)}{8}\frac{I_\phi}{\rho r_o^5}$ (۲۰-۸۸)	$D_\phi = \frac{0.15\alpha_\phi}{(1+n_\phi B_\phi)\sqrt{n_\phi B_\phi}}$ (۲۰-۸۹)
پیچشی	$B_\psi = \frac{I_\psi}{\rho r_o^5}$ (۲۰-۹۴)	$D_\psi = \frac{0.50}{1+2B_\psi}$ (۲۰-۹۵)

α_z، α_x، α_ψ و n_ϕ ضرایب اصلاح هستند (مثال ۲۰-۴).

۲۰-۱۱-۶- تاثیر شکل شالوده

روش تشابهی فقط شالوده‌ی صلب دایره‌ای شکل را در نظر می‌گیرد. حل شالوده‌های نواری برای ارتعاش قائم توسط کوبین‌لان (۱۹۵۳) و برای ارتعاش قائم و گهواره‌ای توسط آجوبی و گوروتیوس (۱۹۶۵) ارائه شد. شالوده‌ی مستطیلی توسط الوردوی، نیاتو و سزکلی (۱۹۶۷) مورد توجه قرار گرفت. ارتعاشات قائم، لغزشی، گهواره‌ای و پیچشی شالوده‌های مستطیلی توسط کوبوری، مینایی، سوزوکی، و کوزکابه (۱۹۶۶) مورد بررسی قرار گرفت. ویتمن، و ریچارت (۱۹۶۷) حلی برای شالوده‌های مستطیلی ارائه کردند که از لحاظ شکل ساده بوده و می‌تواند برای تخمین اول به کار گرفته شود. این کار با تبدیل شالوده‌ی مستطیلی به شالوده‌ی دایره‌شکل معادل به شعاع r_o انجام می‌شود. اگر ابعاد شالوده‌ی مستطیل $2b \times 2\ell$ باشد، روابط r_o برای مودهای مختلف ارتعاشی به صورت زیر خواهد بود:

$r_o = \sqrt{\frac{4b\ell}{\pi}}$ برای ارتعاش لغزشی (۲۰-۹۷-الف)

---

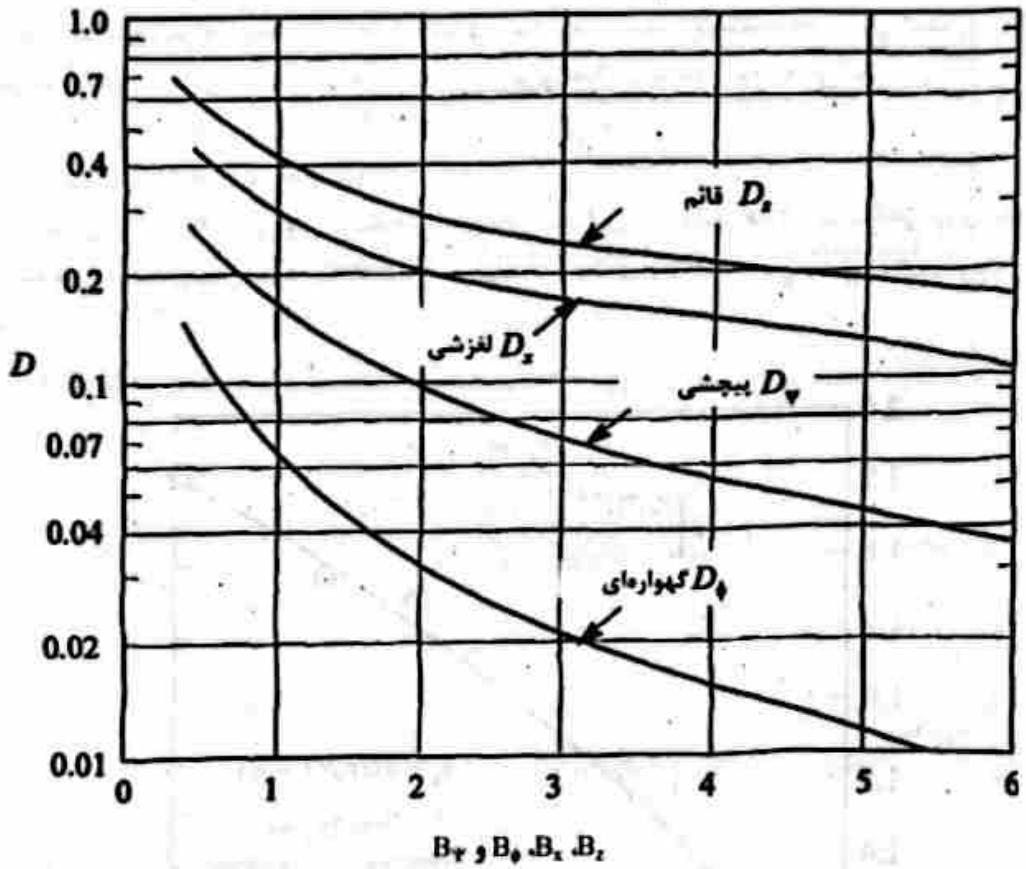
*- برای ارتعاش گهواره‌ای حول محور x همین روابط با اندیس θ معتبر می‌باشد.

**- B_y و D_y نیز از همین روابط استخراج می‌شوند.

Scanned with CamScanner

$$r_0 = \sqrt[4]{\frac{16b\ell^3}{3\pi}}$$ برای ارتعاش گهواره‌ای (۲۰-۹۷-ب)

$$r_0 = \sqrt[4]{\frac{16b\ell\left(b^2+\ell^2\right)}{6\pi}}$$ برای ارتعاش پیچشی (۲۰-۹۷-پ)



شکل ۲۰-۱۶- نسبت میرایی معادل برای ارتعاش شالوده‌ی صلب دایره‌ای متکی بر نیم‌فضای الاستیک (ریچارت و همکاران- ۱۹۶۹)

که در آن 2b بعد شالوده در امتداد محور دوران برای ارتعاش گهواره‌ای و 2ℓ بعد شالوده در صفحه‌ی دوران برای ارتعاش گهواره‌ای می‌باشد. مدل‌های آزمایشی (شاو ۱۹۶۹) نشان می‌دهندکه روابط ۲۰-۹۷ تخمین محافظه‌کارانه از دامنه‌ی ارتعاش به دست می‌دهند.

۲۰-۱۱-۷- تاثیر عمق شالوده

کارهای پاو (۱۹۵۲)، بارکان (۱۹۶۲) و فرای (۱۹۶۳) به طور وضوح نشان دادند که مدفون کردن شالوده باعث افزایش فرکانس همگامی و کاهش دامنه‌ی ارتعاش می‌شود. مطالعه‌ای از تاثیر مدفون کردن

شالوده‌های صلب دایره شکل روی فنرهای الاستیک توسط کالجیان[1] (۱۹۶۹) ارائه شد. نتایج کار او در شکل ۲۰-۱۷ نشان داده شده است. منحنی ۱ نشان دهنده‌ی شالوده‌ی صلب است که در امتداد سطوح قائم دارای چسبندگی با خاک می‌باشد که این چسبندگی با فشار کف شالوده برای حمل بار مشارکت می‌کند. منحنی ۲ به طور تقریبی مربوط به شالوده‌ی مدفون بدون اصطکاک جانبی می‌باشد.

۲۰-۱۱-۸- ثابت‌های فنر برای خاک

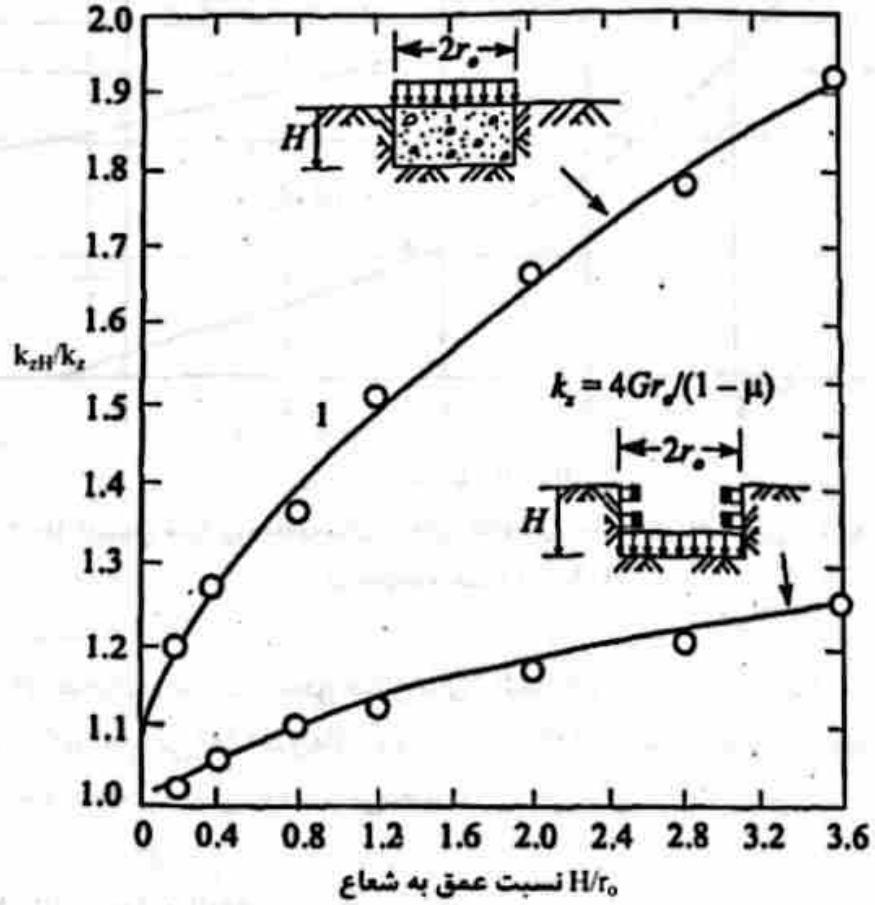
ثابت‌های الاستیک مورد استفاده در تحلیل تشابهی عبارتند از مدول الاستیسیته‌ی برشی (مدول برشی) G، و ضریب پواسون μ. برای مقاصد طراحی مقادیر زیر برای ضرایب پواسون توصیه می‌شوند.

۱- برای خاک‌های چسبنده $\mu = 0.4$

۲- برای خاک‌های غیرچسبنده $\mu = 0.33$

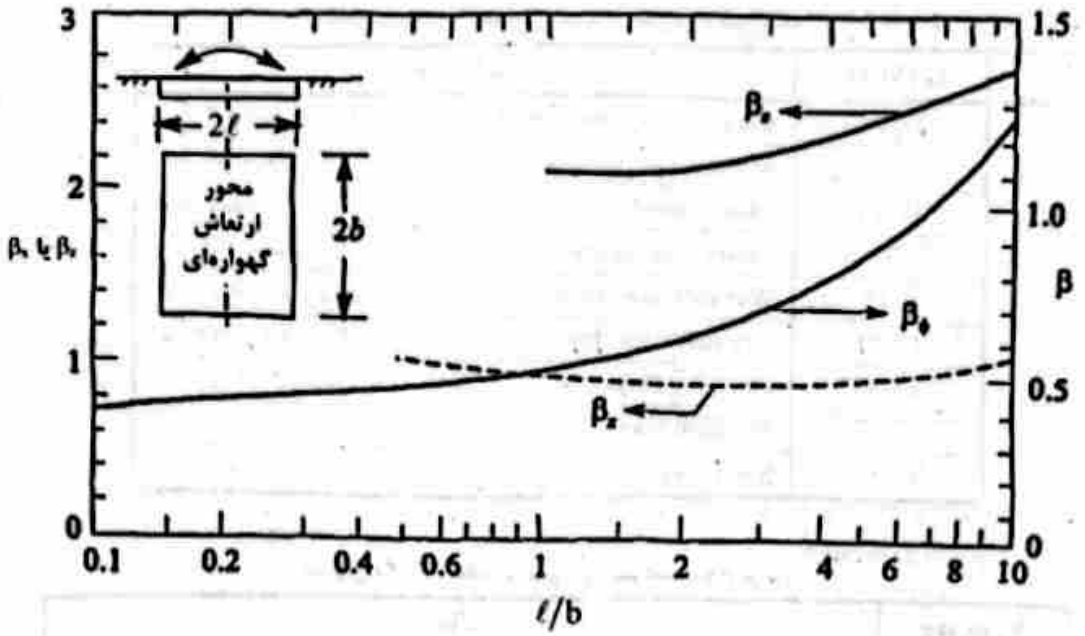
مقادیر مدول برشی G را می‌توان توسط آزمایش‌های صحرایی یا آزمایش‌های آزمایشگاهی روی نمونه‌های اخذ شده از صحرا، تعیین نمود. مقدار G را می‌توان از رابطه‌ی زیر برحسب سرعت موج برشی v_s تعیین نمود:

$$G = \rho v_s^2 \qquad (۲۰-۹۸)$$



شکل ۲۰-۱۷- تاثیر عمق شالوده روی ثابت فنر k_z برای شالوده‌ی دایره‌شکل تحت بار قائم (کالیجان- ۱۹۶۹)

1 - Kaldljian



شکل ۲۰-۱۸- ضرایب β_z، β_x و β_ϕ برای شالوده‌ی مستطیل (ویتمن و ریچارت ۱۹۶۷)

که در آن:

ρ = جرم مخصوص $\left(F - sec^2 L^{-4}\right) = \gamma/g$

γ = وزن مخصوص خاک $\left(FL^{-3}\right)$

g = شتاب ثقل زمین $\left(L - sec^{-2}\right)$

همچنین G طبق رابطه‌ی زیر به E و μ مربوط می‌شود:

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \qquad (۲۰-۹۹-الف)$$

G را می‌توان با استفاده از روابط زیر برحسب نسبت تخلخل e و فشار موثر سربار σ'_0 محاسبه نمود:

برای ماسه‌ها یا دانه‌های گرد $(e < 0.80)$

$$G = \frac{6900(2.17-e)^2}{1+e}(\sigma'_0)^{0.5} \qquad (۲۰-۹۹-ب)$$

برای مصالح با دانه‌های تیزگوشه $(e > 0.6)$

$$G = \frac{3230(2.97-e)^2}{1+e}(\sigma'_0)^{0.5} \qquad (۲۰-۹۹-پ)$$

که در آن‌ها G و σ'_0 برحسب کیلوپاسکال بیان می‌شوند. هاردین، و بلاک (۱۹۶۸) نشان دادند که رابطه‌ی ۲۰-۹۹-ب برای تعیین مدول برشی رس‌های عادی تحکیم‌یافته نیز مناسب می‌باشد. در جداول ۲۰-۱ و ۲ مقادیر نمونه‌ی G و ν_s برای انواع خاک‌ها به منظور طرح اولیه ارائه شده است. (بادل ۱۹۸۸)

Scanned with CamScanner

جدول ۲۰-۱- مقادیر نمونه‌ی مدول برشی G

G (MPa)	نوع خاک	
12-20	Clean dense quartz sand	ماسه کوارتزی متراکم و تمیز
16	Micaceous fine sand	ماسه ریز میکایی
17-24	Loamy sand	ماسه لوم‌دار
70	Dense sand gravel	شن ماسه‌دار متراکم
9-15	Wet soft silty clay	رس لای‌دار نرم و مرطوب
17-21	Dry soft silty clay	رس لای‌دار نرم خشک
25-35	Dry silty clay	رس لای‌دار خشک
12-30	Medium clay	رس متوسط
12-30	Sand clay	رس ماسه‌دار

جدول ۲۰-۲- مقادیر نمونه‌ی سرعت موج برشی

V_s m/sec	خاک	
150	Moist Clay	رس مرطوب
260	Loess al natural moisture content	ماسه بادی در میزان رطوبت طبیعی
250	Dense sand and gravel	شن و ماسه‌ی متراکم
110	Fine grained sand	ماسه‌ی دانه ریز
160	Medium grained sand	ماسه‌ی دانه متوسط
180	Medium sized gravel	شن دانه متوسط

۲۰-۱۱-۹- روابطی برای ثابت فنر

با استفاده از تئوری الاستیسیته می‌توان روابط مفیدی برای تعیین ثابت فنر k برای شالوده‌ها با اشکال ساده ارائه داد. روابط ۲۰-۶۷، ۲۰-۷۹، ۲۰-۸۶ و ۲۰-۹۳ به ترتیب ثابت فنر را برای ارتعاش قائم، افقی، گهواره‌ای و پیچشی ارائه می‌دهند. در جدول ۲۰-۳، ثابت‌های فنر برای شالوده‌های مستطیلی برای ارتعاش‌های قائم، افقی، گهواره‌ای و پیچشی ارائه می‌دهند.

جدول ۲۰-۳- ثابت‌های فنر برای شالوده‌های صلب مستطیلی متکی بر نیم‌فضای الاستیک

نوع حرکت	ثابت فنر	مآخذ
قائم	$k_z = \frac{G\sqrt{b\ell}}{1-\mu}\beta_z$ (۲۰-۱۰۰)	Barkan (1962) (بارکان)
افقی	$k_x = 4(1+\mu)G\beta_x\sqrt{b\ell}$ (۲۰-۱۰۱)	Barkan (1962) (بارکان)
گهواره‌ای	$k_\phi = \frac{8G}{1-\mu}\beta_\phi b\ell^2$ (۲۰-۱۰۲)	
بعد شالوده در امتداد محور دوران = 2b بعد شالوده عمود بر محور دوران = 2ℓ β_z, β_x و β_ϕ = تابعی از ℓ/b (شکل ۲۰-۱۸)		

Scanned with CamScanner

جدول ۲۰-۴- مقادیر E برای انواع مختلف خاک

E, kg/cm²	نوع خاک	
310	Plastic silty clay with sand and organic silt	رس لای‌دار پلاستیک با ماسه و لای آلی
440	Brown saturated silty clay with sand	رس لای‌دار لایه‌بندی شده‌ی قهوه‌ای با ماسه
2950	Dense silty clay with some sand	رس لای‌دار متراکم با ماسه
540	Medium moist sand	ماسه‌ی متراکم مرطوب
540	Gray sand with gravel	ماسه‌ی خاکستری با شن
850	Fine saturated sand	ماسه‌ی ریز اشباع
830	Medium sand	ماسه‌ی متوسط
1000-1300	Loess	ماسه‌ی بادی

۲۰-۱۲- معیارهای طراحی برای شالوده‌ی ماشین‌آلات

۲۰-۱۲-۱- پایداری شالوده

هر شالوده در حالت کلی باید دو شرط زیر را برآورده سازد:

۱- خاک زیر شالوده در مقابل گسیختگی برشی پایدار باشد.

۲- نشست باید در محدوده‌ی مجاز باشد.

بر پایه‌ی دو معیار فوق، برای اطمینان از عملکرد صحیح شالوده، باید از تنش مجاز (ظرفیت باربری مجاز) مناسب برای خاک استفاده کرد. تنش مجاز خاک باید در مقابل بار استاتیکی و بار دینامیکی جوابگو باشد. تحت بارهای دینامیکی، نباید هیچگونه نشستی، جزء نشست الاستیک در خاک زیر شالوده به وجود بیاید.

۲۰-۱۲-۲- انواع ماشین و انواع شالوده‌ی ماشین

شالوده‌ی مناسب شالوده‌ای است که الزامات پایداری را برآورده نموده و در ضمن اقتصادی باشد. برحسب نوع ماشین، شالوده می‌تواند صندوقه‌ای[1] (توخالی) و یا توپر[2] باشد.

انواع ماشین‌هایی که در عمل با آنها برخورد می‌شود، عبارتنداز:

۱- ماشین‌های دوار با جرم غیربالانس (غیرمتوازن)

۲- ماشین‌های عکس‌العملی

۳- ماشین‌های ضربه‌ای

توربین‌های بخار، ژنراتورها، پمپ‌های سانتریفوژ (گریز از مرکز) در رده‌ی ماشین‌های نوع اول قرار می‌گیرند. کمپرسورهای گاز یا هوا، موتورهای عکس‌العملی، و تلمبه‌های عکس‌العملی در رده‌ی ماشین‌های نوع دوم قرار می‌گیرند. و بالاخره چکش‌های آهنگری، پرس‌های منگنه‌زن (سوراخ‌کن) در رده‌ی ماشین‌های نوع سوم قرار می‌گیرد.

ماشین‌های دوار برحسب سرعتشان به صورت زیر طبقه‌بندی می‌شوند:

تا ۱۵۰۰ دور در دقیقه	دور پایین
۱۵۰۰ تا ۳۰۰۰ دور در دقیقه	دور متوسط
بالای ۳۰۰۰ دور در دقیقه	دور بالا

1 - Box Type
2 - Block Type

Scanned with CamScanner

موتورهای عکس‌العملی دارای سرعتی کمتر از ۶۰۰ دور در دقیقه هستند. توربوژنراتورها و کمپرسورها دارای سرعتی بالای ۳۰۰۰ دور در دقیقه و گه‌گاه تا ۱۰۰۰۰ دور در دقیقه می‌باشند. بعضی از موتور ژنراتورها در سرعتی در حدود ۳۰۰ تا ۴۰۰ دور دردقیقه کار می‌کنند.

۲۰-۱۲-۳- دامنه‌های مجاز برای ماشین‌های دوار (بارکان- ۱۹۶۲)

جدول ۲۰-۵

نوع ماشین	دامنه‌ی مجاز (میلیمتر)
الف: ماشین‌های دوار دور متوسط	
ارتعاش قائم	۰/۰۴ تا ۰/۰۶
ارتعاش افقی	۰/۰۷ تا ۰/۰۹
ب: ماشین‌های دوار دور بالا	
ارتعاش قائم	۰/۰۲ تا ۰/۰۳
ارتعاش افقی	۰/۰۴ تا ۰/۰۵
پ: ماشین‌های دوار دور پایین (کمتر از ۵۰۰ دور در دقیقه)	۰/۰۲

دامنه‌ی مجاز برای ماشین‌های ضربه‌ای در بخش ۲۰-۱۴ ارائه شده است.

۲۰-۱۲-۴- وزن شالوده‌ی ماشین

استفاده از شالوده‌ی سنگین برای حذف ارتعاشات غیرمجاز، از سالیان دراز مرسوم بوده است. اغلب سازنده‌های ماشین، ابعاد و وزن شالوده‌ی مناسب برای ماشین را توصیه می‌نمایند. به عنوان یک قانون سرانگشتی، برای ماشین‌های دوار، وزن شالوده در حدود ۳ برابر وزن ماشین و برای ماشین‌های عکس‌العملی ۵ برابر وزن ماشین منظور می‌شود.

۲۰-۱۲-۵- معیارهای طراحی

محصول نهایی روش طراحی، تعیین ابعادی برای شالوده می‌باشد که به طور رضایت‌بخشی ماشین را تحمل نماید. معیارهای طراحی باید شرایط زیر را اقناع نمایند:

۱- نشست و فشار زیر شالوده تحت بارهای استاتیکی باید کوچکتر از مقادیر مجاز باشد.

۲- تحت تاثیر بارهای دینامیکی باید معیارهای زیر اقناع شود.

الف: به منظور جلوگیری از همگامی، فرکانس کار ماشین نباید نزدیک به فرکانس طبیعی سیستم خاک شالوده باشد.

ب: نسبت فرکانس کار ماشین به فرکانس طبیعی سیستم خاک- شالوده (ω/ω_n)، باید در شرایط زیر صدق کند:

$\omega/\omega_n \leq 0.5$ برای ماشین‌های دورپایین

$\omega/\omega_n \geq 1.5$ ماشین‌های دوربالا

Scanned with CamScanner

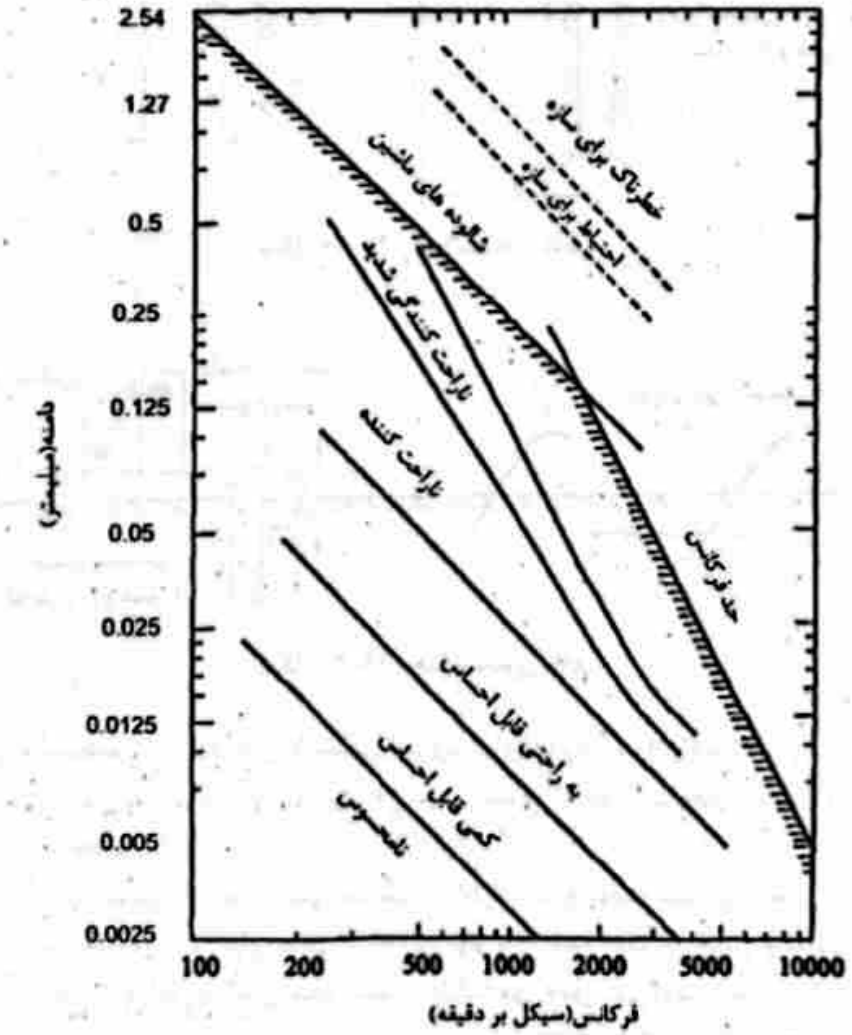
پ: دامنه‌ی حرکت در فرکانس‌های کار باید کوچکتر از مقادیر حداکثر مجاز باشد.

ت: ارتعاش تولید شده توسط ماشین نباید اثر سوء در روی ماشین‌ها و یا سازه‌های مجاور باشد.

ث: ارتعاش نباید روی اشخاص نزدیک به ماشین، تاثیر ارتعاشی سوء داشته باشد.

معیارهای طراحی اغلب به پاسخ دینامیکی سیستم خاک- سازه ربط داده می‌شوند. این معیارها معمولاً برحسب دامنه‌ی حداکثر در یک فرکانس خاص، و مقدار حداکثری برای سرعت یا شتاب بیان می‌شوند. در شکل ۲۰-۱۹، مقدار دامنه‌ی حداکثر در مقابل فرکانس برای حساسیت‌های مختلف ارائه شده است. به کمک منحنی‌های موجود، پنج ناحیه از ناحیه‌ی نامحسوس تا ناحیه‌ی شدید، روی شکل مشخص شده است. منحنی سایه زده شده نیز حد ایمنی برای فونداسیون ماشین‌آلات می‌باشد که لزوماً حد بهره‌برداری رضایت‌بخش از ماشین نیست. زیر تواتر ۲۰۰۰ سیکل بر دقیقه، این حد مربوط به سرعت ۲۵/۴ میلیمتر بر ثانیه و بالای تواتر ۲۰۰۰ سیکل بر دقیقه، این حد مربوط به شتاب 0.5g می‌باشد.

معیارهای طراحی برای ماشین‌های ضربه‌ای در بخش ۲۰-۱۴ مورد بحث قرار گرفته است.



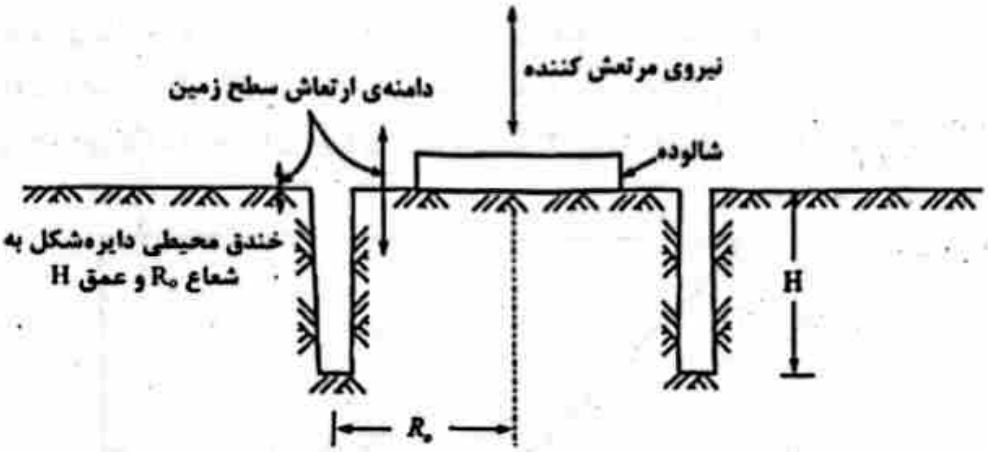
شکل ۲۰-۱۹- مقدار دامنه‌ی حداکثر در مقابل فرکانس برای حساسیت‌های مختلف

۲۰-۱۳- جداکردن ارتعاش[1]

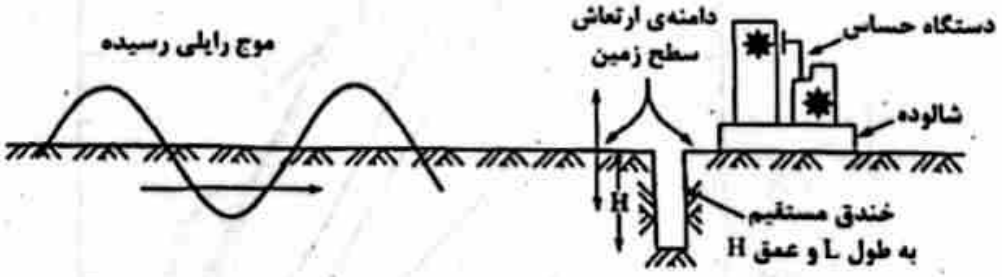
ارتعاشات شالوده‌ی ماشین، که منبع تولید ارتعاش است، می‌تواند به شالوده‌ی سازه‌ها و ماشین‌آلات مجاور منتقل شود. اگر ارتعاش منبع شدید باشد، یعنی دامنه‌ی حرکت بزرگتر از مقدار مجاز باشد، انتقال ارتعاش به شالوده‌های مجاور، می‌تواند در بهره‌برداری از آنها ایجاد اشکال نماید. در این حالت برای رفع مشکل دو راه حل وجود دارد:

۱- قراردادن بالشتک‌های فنری در حد فاصل ماشین و شالوده‌ی منبع تولید ارتعاش.

۲- جلوگیری از انتقال ارتعاش به سازه‌های مجاور با ایجاد خندق در دورادور شالوده‌ی منبع ارتعاش.



شکل ۲۰-۲۰- جداکننده‌ی عامل



شکل ۲۰-۲۱- جداکننده‌ی دافع

در روش اول، با استفاده از بالشتک‌های لاستیکی، فنری، هوای فشرده، و یا ترکیب فنر و میراگر، از انتقال مستقیم ارتعاش ماشین به شالوده‌اش جلوگیری می‌شود. استفاده از چوب پنبه‌های فشرده و الیاف آزبست نیز می‌تواند مورد توجه قرار گیرد.

در حالت دوم، خندقی با عرض و عمق مناسب در اطراف منبع تولید کننده‌ی ارتعاش ایجاد شده و با گل بنتونیت پر می‌شود. این روش برای بعضی از حالات موثر واقع شده است. به چنین وضعیتی که از انتشار امواج ارتعاش به محیط اطراف جلوگیری شده است، جداکننده‌ی عامل[2] می‌گویند (شکل ۲۰-۲۰) در بعضی

1 - Vibration Isolation
2 - Active isolation

حالات لازم است از رسیدن بعضی ارتعاشات غیرقابل کنترل به یک دستگاه دقیق جلوگیری شود. به عنوان مثال اگر دستگاه حساسی در نزدیکی شاهراه نصب شده باشد، به طور مرتب تحت تاثیر ارتعاش ناشی از عبور وسایل نقلیه قرار خواهد گرفت. در این حالت لازم است خندق جداکننده[1] در اطراف دستگاهی که لازم است محافظت گردد، ایجاد گردد. به چنین حالتی، جداکننده‌ی دافع[2] گفته می‌شود (شکل ۲۰-۲۱).

مثال ۲۰-۱

تحلیل شالوده‌ای که تحت ارتعاش قائم دائمی قرار دارد، با استفاده از روش تشابهی (ریچارت و همکاران- ۱۹۷۰)

داده‌های طرح عبارتنداز:

رس لای‌دار (CL) = خاک محل

$18.72\ kN/m^3$ = وزن مخصوص خاک

v_s = سرعت موج برشی 140.21 m/sec

G مدول الاستیسیته‌ی برشی = $37.38\ N/mm^2 = 37380\ kN/m2$

μ = ضریب پواسون 0.355

1.575 m = قطر شالوده

6.16 kN = وزن جرم برون‌محور

2.67 mm = برون‌محوری نصب

140.6 kN = کل وزن شالوده + ۴ جرم نوسان کننده

مطلوب است تعیین:

الف: فرکانس همگامی A_m

ب: دامنه‌ی حرکت f_{mr}

حل:

از رابطه ۲۰-۶۶ داریم:

$$B_z = \frac{1-\mu}{4}\frac{m_z}{\rho r_o^3} = \frac{1-\mu}{4}\frac{W}{\gamma r_o^3}$$

$$= \frac{1-0.355}{4} \times \frac{140.6}{18.72(0.5\times 1.575)^3} = 2.48$$

حال از شکل ۲۰-۱۱-الف برای $B_z = 2.48$ و $a_{om} = 0.67$ فرکانس همگامی f_{mr} به صورت زیر قابل بیان است:

$$f_{mr} = \frac{\omega_{mr}}{2\pi}$$

---

1 - Isolator trench
2 - Passive isolation

از رابطه‌ی ۲۰-۶۵ داریم:

$$\omega_{mr} = \frac{a_{om} v_s}{r_o}$$

در نتیجه خواهیم داشت:

$$f_{mr} = \frac{a_{om} v_s}{2\pi r_o} = \frac{0.67 \times 140.27}{2 \times 3.14 \times 0.7875} = 19\text{cps} = 19\text{Hz}$$

مقدار f_{mr} را می‌توان از رابطه‌ی ۲۰-۷۵ نیز به دست آورد:

$$f_{mr} = \frac{v_s}{2\pi r_o} \times \sqrt{\frac{0.9}{B_z - 0.45}} = \frac{140.21}{2 \times 3.14 \times 0.7875} \sqrt{\frac{0.9}{2.48 - 0.45}} = 18.9\text{Hz}$$

دامنه‌ی نوسان قائم بستگی به B_z و مقدار نیروی تحمیلی دارد. با استفاده از شکل ۲۰-۱۰-ب، ضریب تشدید M_{rm} مساوی ۱/۸۶ برای $B_z = 2.48$ به دست می‌آید.

از رابطه‌ی ۲۰-۷۰- داریم:

$$A_{zm} = \frac{m_e e}{m} M_{rm} = \frac{m_e e}{W} M_{rm}$$

$$A_{zm} = \frac{6.16 \times 2.67}{140.6} \times 1.86 = 0.218\text{mm}$$

به روشی دیگر، A_{zm} را می‌توان از رابطه‌ی ۲۰-۷۷-ب تعیین نمود:

$$A_{zm} = \frac{m_e e B_z}{m(0.85)\sqrt{B_z - 0.18}}$$

$$A_{zm} = \frac{W_e e B_z}{W(0.85)\sqrt{B_z - 0.18}}$$

یا:

$$A_{zm} = \frac{4.16 \times 2.67 \times 2.48}{140.6(0.85)\sqrt{2.48 - 0.18}} = 0.225\text{mm}$$

مثال ۲۰-۲

مطلوب است طراحی ابعاد شالوده‌ای برای کمپرسور تک‌سیلندر قائم با استفاده از روش تشابهی.

اطلاعات طرح به قرار زیر است:

فرکانس کار کمپرسور = 450 rpm (دور در دقیقه)

دامنه‌ی ثابت نیروی تحمیلی Q_o = 49.5 kN

نوع خاک = رس لای‌دار

سرعت موج برشی v_s = 254 m/sec

مدول برشی G = 98 N/mm² = 98000 kN/m²

μ = نسبت پواسون = 0.33
وزن مخصوص خاک = $16\ kN/m^3$
دامنه‌ی مجاز = 0.05 mm

خواسته‌های طرح

الف: ابعاد بلوک شالوده به طوری که بتواند دامنه‌ی ارتعاش را در حد مجاز حفظ نماید.

ب: فرکانس طبیعی سیستم

حل:

اولین تقریب از ابعاد پلان شالوده را می‌توان با محدود کردن تغییرمکان الاستیک خاک در مقابل بار $Q_o = 49.5\ kN$ به مقدار حداکثر ۰/۰۵ میلیمتر تعیین نمود. هر چند که شالوده مربع مستطیل موردنیاز است، لیکن برای تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی از شالوده‌ی صلب دایره شکل معادل استفاده خواهد شد. تغییرشکل الاستیک z_s را می‌توان از رابطه‌ی ۲۰-۶۹ با قراردادن $M = 1$ برای شرایط الاستیک تعیین نمود.

$$A_z = z_s \frac{(1-\mu)Q_o}{4Gr_o} = 0.05\,mm$$

با منظور کردن $z_s = 0.05\ mm$ شعاع دایره برابر خواهد شد با:

$$r_o = \frac{(1-0.33)\times 49.05\times 10^3}{4\times 98\times 0.05} = 1692\,mm$$

مقدار $r_o = 1.80m$ در نظر گرفته می‌شود که برای آن $A = 10.18\ m^2$ به دست می‌آید. شالوده‌ی حقیقی شالوده‌ی مستطیل به ابعاد $5.1\times 2.1m$ با $A = 10.71\ m^2$ می‌باشد که تقریباً معادل آن است. ارتفاع شالوده ۰/۸۵ متر در نظر گرفته می‌شود. با فرض $\gamma_c = 24\,kN/m^3$، وزن بلوک شالوده برابر خواهد بود با:

$$W_f = 5.1\times 2.1\times 0.85\times 24 = 218.5\,kN$$

وزن کل = $W = 49.5 + 218.5 = 268kN \rightarrow m = 27319\,kg$

برای شالوده‌ی معادل به شعاع $r_o = 1.8m$ داریم:

$$B_z = \frac{1-\mu}{4}\frac{W}{\gamma r_o^3} = \frac{(1-0.33)(268)}{4\times 16\times 1.8^3} = 0.48$$

برای مقدار فوق، با استفاده از شکل ۲۰-۱۶ نسبت میرایی $D_z = 0.6$ به دست می‌آید. فرکانس طبیعی f_n برای سیستم بستگی به جرم نوسان کننده و ثابت فنر دارد. با استفاده از رابطه‌ی ۲۰-۶۷ داریم:

$$k_z = \frac{4Gr_o}{1-\mu} = \frac{4\times 98\times 1800}{1-0.33} = 1053134\,N/mm = 1053134\times 10^3\,N/m$$

با استفاده از رابطه‌ی ۲۰-۹ داریم:

$$f_n = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{k_z}{m}} = \frac{1}{2\times 3.14}\sqrt{\frac{1053134\times 10^3}{27319}} = 31.25\ cycle/sec$$

$f_n = 1875$ دقیقه/سیکل

از رابطه‌ی ۲۰-۷۳ داریم:

$$D_z = \frac{0.425}{\sqrt{B_z}} = \frac{0.425}{\sqrt{0.48}} \approx 0.6$$

نسبت فرکانس‌ها برابر است با:

$$\frac{f}{f_n} = \frac{450}{1875} = 0.24$$

با توجه به $\frac{f}{f_n} = 0.24$ و $D_z = 0.6$، از شکل ۲۰-۵-ت ضریب تشدید $M = 1.02$ به دست می‌آید. در نتیجه:

$$M = \frac{A_z}{z_s} = 1.02 \rightarrow A_z = 1.02 \times z_s = 1.02 \times 0.05 \approx 0.05\,mm$$

مقدار فوق، معیار طراحی را اقناع می‌کند.

مثال ۲۰-۳- تحلیل ماشین با ارتعاش گهواره‌ای با استفاده از روش تشابهی

اطلاعات طرح:

شکل ۲۰-۲۲ پلان و نمای شالوده‌ی پیشنهادی برای حمل یک ماشین دوار را نشان می‌دهد. دال فوقانی این شالوده در تراز طبقه‌ی اول و دال تحتانی متکی بر خاک در عمق ۱/۵ متری زیر دال کف می‌باشد. داریم:

$$G = 86.1\,N/mm^2 = 86100\,kN/m^2$$

$$v_s = 216.6\,m/sec$$

$$\mu = 0.25$$

$$\gamma = 17.64\,kN/m^3 \rightarrow \rho = 1798.17\,kg/m^3$$

$W = 1235\,kN \rightarrow m = 125892\,kg$ = وزن کل شالوده شامل وزن ماشین

3.35 m = ارتفاع مرکز ثقل کل سیستم تا سطح زمین

خواسته‌های طرح

پاسخ دینامیکی سیستم شالوده- خاک برای نیروی افقی و قائم تولید شده توسط ماشین.

حل:

$$A = 10.2 \times 2.4 = 24.48\,m^2$$

$$r_o = \sqrt{\frac{24.48}{\pi}} = 2.79\,m$$

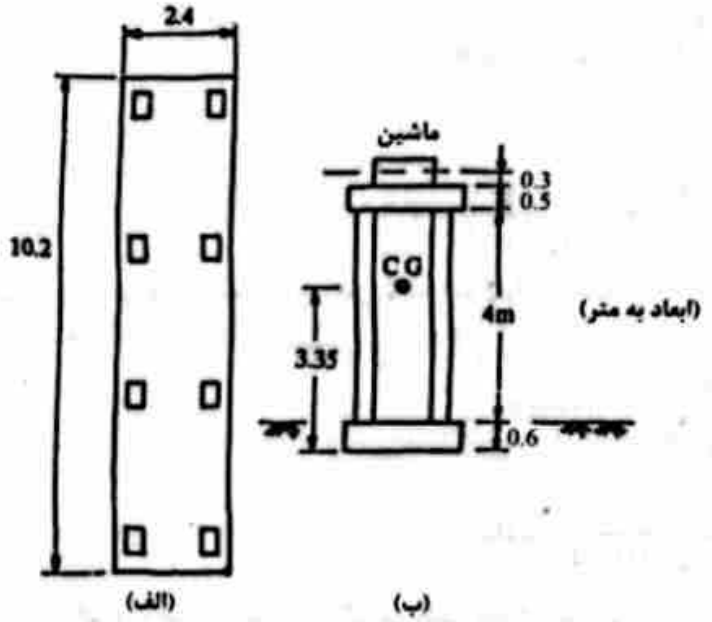
ارتعاش قائم

با استفاده از رابطه‌ی ۲۰-۶۶، نسبت جرمی برابر است با:

$$B_z = \frac{1-\mu}{4}\frac{W}{\gamma r_o^3} = \frac{1-0.25}{4} \times \frac{1235}{17.64 \times 2.79^3} = 0.6$$

با استفاده از مقدار فوق و شکل ۲۰-۱۱-ب، ضریب تشدید M_m مساوی ۱/۱ و با استفاده از شکل ۲۰-۱۶، نسبت میرایی D مساوی ۰/۵۶ به دست می‌آید.

Scanned with CamScanner



شکل ۲۰-۲۲- مثال ۲۰-۳

این اعداد مبین این است که ارتعاش قائم فوق‌العاده میرا بوده و با توجه به شکل ۲۰-۵، تغییرمکان قائم به مقدار اندکی بزرگتر از تغییرمکان استاتیکی به واسطه‌ی نیروی وارده خواهد بود. لذا احتیاجی به بررسی ارتعاش قائم نمی‌باشد.

ارتعاش گهواره‌ای

برای ارتعاش گهواره‌ای به علت مولفه‌ی افقی نیروی ماشین، شعاع معادل مساحت قاعده با استفاده از رابطه‌ی ۲۰-۹۷-ب محاسبه می‌شود:

$$r_o = \sqrt[4]{\frac{16b\ell^3}{3\pi}} = \sqrt[4]{\frac{2\ell(2b)^3}{3\pi}} = \left[\frac{10.2\times 2.4^3}{3\pi}\right]^{1/4} = 1.97\,m$$

که در آن $2\ell = 10.2m$ و $2b = 2.4m$ می‌باشد.

با استفاده از رابطه‌ی ۲۰-۸۸، نسبت جرمی B_ϕ برابر است با:

که در آن:

$$B_\phi = \frac{3(1-\mu)}{8}\frac{I_\phi}{\rho r_o^5}$$

I_ϕ= ممان اینرسی جرمی در ارتعاش گهواره‌ای حول نقطه‌ی O در مرکز هندسی سطح قاعده. با استفاده از شکل ۲۰-۲۲ و استفاده از روابط شکل ۲۰-۹ داریم:

$$I_\phi = \frac{W}{12g}\left[\ell^2 + h^2\right] + \frac{W}{g}h_o^2$$

$$= \frac{1235000}{12g}\left[2.4^2 + 5.4^2\right] + \frac{1235000}{g}\times 3.35^2$$

Scanned with CamScanner

$$= \frac{17.45\times10^6}{g} \text{N.m.sec}^2 \text{ یا } \text{kg.m}^2$$

در نتیجه:

$$B_\phi = \frac{3(1-0.25)}{8} \times \frac{17.45\times10^6}{17640\times1.97^5} \approx 9.5$$

شکل ۲۰-۱۳-ب نشان می‌دهد که برای مقدار فوق، ضریب تشدید $M_{\phi m}$ بزرگتر از ۱۰۰ است. مقدار دقیق را می‌توان از رابطه‌ی ۲۰-۹۰ و ۲۰-۸۹ محاسبه نمود.

$$D_\phi = \frac{0.15}{(1+B_\phi)\sqrt{B_\phi}} = 0.0047$$

$$M_{\phi m} \approx \frac{1}{2D_\phi} = \frac{1}{2\times0.0047} = 106$$

مقادیر فوق مبین میرایی کم و یا ضریب تشدید بزرگ می‌باشد. حداکثر منحنی پاسخ دامنه- فرکانس، در فرکانسی در حدود فرکانس طبیعی رخ می‌دهد.

با استفاده از رابطه‌ی ۲۰-۶۵، فرکانس بدون بعد در دامنه‌ی حداکثر به صورت زیر نوشته می‌شود :

$$a_{om} = \frac{\omega_m r_o}{v_s} = \frac{2\pi f_m r_o}{v_s} \text{ یا } f_m = \frac{a_{om} v_s}{2\pi r_o}$$

با استفاده از شکل ۲۰-۱۳-الف، برای $B_\phi = 0.95$، مقدار $a_{om} \approx 0.30$ می‌باشد. در نتیجه:

$$f_m = \frac{0.3\times216.6}{2\times\pi\times1.97} = 5.25\text{cps} = 315\text{cpm}$$

روش دیگر

به عنوان کنترل عملیات، فرکانس تشدید برای سیستم جرم متمرکز را می‌توان توسط رابطه‌ی ۲۰-۹ محاسبه نمود.

اگر شالوده به صورت مستطیل در نظر گرفته شود، از جدول ۲۰-۳ رابطه‌ی K_ϕ به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$k_\phi = \frac{8G}{1-\mu}\beta_\phi b\ell^2$$

که در آن:

2ℓ = بعد شالوده عمود بر محور دوران

2b = بعد شالوده موازی محور دوران

$$b = \frac{10.2}{2} = 5.1\text{m} \qquad \ell = \frac{2.4}{2} = 1.2\text{m} \qquad \rightarrow \ell/b = \frac{1.2}{5.1} = 0.24$$

Scanned with CamScanner

برای $\frac{\ell}{b} = 0.24$، از شکل ۲۰-۱۸ مقدار $\beta_\phi = 0.4$ به دست می‌آید:

در نتیجه:

$$K_\phi = \frac{8\times 86.1\times 10^6}{1-0.25}\times 0.4\times 5.1\times 1.2^2 = 2.7\times 10^9\ \text{N.m/rad}$$

حال از رابطه‌ی ۲۰-۹ می‌توان نوشت:

$$f_n = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{k_\phi}{I_\phi}} = \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{2.7\times 10^9\times 9.81}{17.45\times 10^6}} = 6.2\,\text{cps} = 372\,\text{cpm}$$

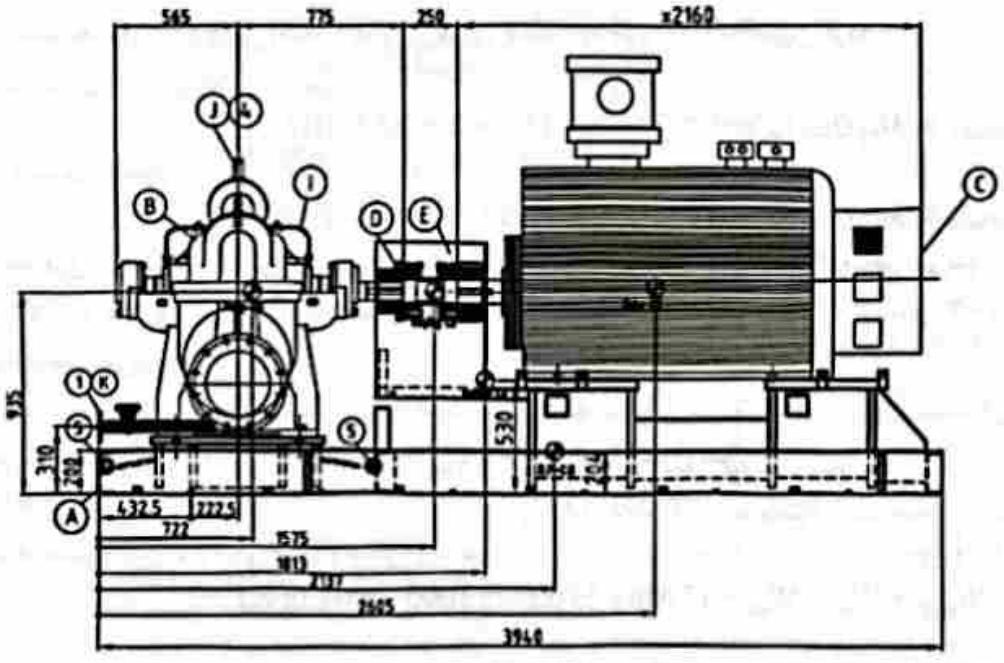
فرکانس‌های همگامی به دست آمده از هر دو روش، انطباق خوبی دارند. آشکار است که در فرکانس‌های ۳۲۰ تا ۳۵۰ شالوده ارتعاشات شدیدی را تحمل خواهد کرد. برای کاهش ارتعاشات، شالوده باید مجدداً طراحی شود. برای رسیدن به وضعیت رضایت‌بخش، لازم است از ارتفاع شالوده کاسته شده و بر وزن آن افزوده شود.

مثال ۲۰-۴- طراحی شالوده‌ی ماشین دوار

گام اول:

در این گام لازم است اطلاعات و مشخصات ابعادی فونداسیون و مشخصات مکانیکی مصالح تشکیل دهنده فونداسیون (بتن و میلگرد) مشخص گردد.

	وزن مخصوص kgf/m^3	f'_c kgf/cm^2	E kgf/cm^2
فونداسیون	2500	350	272800



شکل مثال ۲۰-۴

$L_f = 460$ (cm) طول فونداسیون در راستای محور موازی دوران موتور

$B_f = 290$ (cm) عرض فونداسیون

$H_f = 270$ (cm) ارتفاع فونداسیون

$h = 240$ (cm) عمق فونداسیون مدفون در خاک

$H_m = 53$ (cm) ارتفاع مرکز ثقل مجموعه پمپ و موتور نسبت به سطح فونداسیون

گام دوم:

استخراج اطلاعات مکانیکی پمپ و موتور از دیتا شیت مدرک پمپ شامل وزن پمپ و موتور، وزن نامتوازن پمپ و موتور و فرکانس کارکرد پمپ و موتور.

الف: اطلاعات پمپ

وزن پمپ - $W_{m1} = 13000(N)$

جرم پمپ - $M_{m1} = \frac{W_{m1}}{g} = \frac{13'000}{10} = 1'300(Kg)$

وزن نامتوازن پمپ - $W_{r1} = 1300(N)$ (ده درصد وزن پمپ)

جرم نامتوازن پمپ - $M_{r1} = 130$ (Kg)

فرکانس پمپ - $f_1 = 1500$ (rpm) $\Rightarrow \omega = f \times 2\pi = \frac{1500}{60} \times 2 \times \pi = 157$ ثانیه/رادیان

ب: اطلاعات موتور

وزن موتور - $W_{m2} = 53000(N)$

جرم موتور - $M_{m2} = \frac{W_{m2}}{g} = \frac{53'000}{10} = 5300(Kg)$

وزن نامتوازن موتور - $W_{r2} = 39750(N)$

جرم نامتوازن موتور - $M_{r2} = 3975$ (Kg)

فرکانس موتور = $f_2 = 1500$ (rpm)

اگر سیستم به صورت دوجزیی باشد، باید برای هر جز مقادیر به طور جداگانه تعیین گردد.

محاسبه نیروی نامتوازن ناشی از پمپ

$$F_{centifno1} = M_{r1} Q \omega_1 S_f = 130 \times 6.3 \times 157 \times 2 = 257\ (N)$$

محاسبه نیروی نامتوازن ناشی از موتور

$$F_{centifno2} = M_{r2} Q \omega_1 S_f = 3'975 \times 6.3 \times 157 \times 2 = 7'863(N)$$

در رابطه فوق S_f ضریب بهره‌برداری می‌باشد که طبق توصیه آیین‌نامه[1] مقدار آن ۲ منظور می‌شود. Q نیز ضریب کارکرد نوع موتور می‌باشد که مطابق ردیف G6.3 جدول صفحه بعد، مقدار آن مساوی ۶/۳ میلیمتر بر ثانیه منظور می‌شود.

لازم نیست مقدار بار دینامیکی بیشتر از دیتا شیت پمپ گردد. بنابراین می‌توان مقدار نیروی دینامیکی پمپ و موتور را در صورت وجود از دیتا شیت استخراج و با مقادیر فوق کنترل نمود.

$$F_{dynamic} = F_{centif\text{-}no1} + F_{centif\text{-}no2} = 7035(N)$$

محاسبه مجموع وزن استاتیکی پمپ و موتور و شاسی

$$W_m = W_{SKID} + W_{m1} + W_{m2} = 17'030 + 53'000 + 13'000 = 83'030(N)$$

---

1 - ACI353-3R-Foundation for dynamic equipment

Scanned with CamScanner

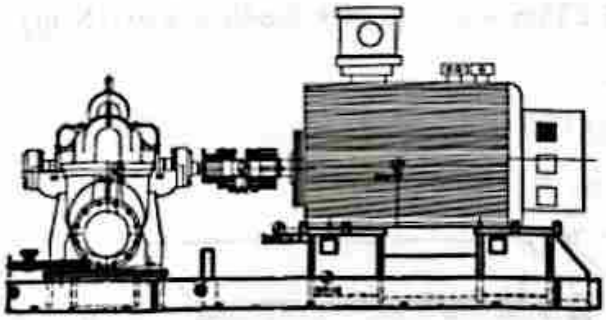
W_{SKID} = وزن شاسی

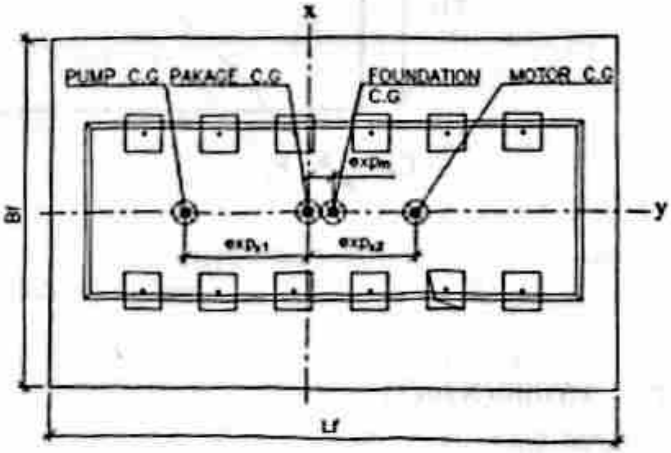
$$M_m = \frac{W_m}{g} \rightarrow M_m = \frac{83'030}{10} \rightarrow M_m = 8'303(kg)$$

کیفیت توازن	Q (mm/s)	Rotor types—general examples
G1600	1600	Crankshaft/drives of rigidly mounted, large,two-cycle engines
G630	630	Crankshaft/drives of rigidly mounted, large,four-cycle engines
G250	250	Crankshaft/drives of rigidly mounted, fast,four-cylinder diesel engines
G100	100	Crankshaft/drives of fast diesel engines with six ormore cylinders
G40	40	Crankshaft/drives of elastically mounted, fast four-cycle engines (gasoline or diesel) with six ormore cylinders
G16	16	Parts of crushing machines; drive shafts (propellershafts, cardan shafts) with special requirements; crankshaft/drives of engines with six or more cylinders under special requirements
G6.3	6.3	Parts of process plant machines; centrifuge drums, paper machinery rolls, print rolls; fans; flywheels; pump impellers; machine tool and general machinery parts; medium and large electric armatures (of electric motors having at least 80 mm shaft height) without special requirement
G2.5	2.5	Gas and steam turbines, including marine main turbines; rigid turbo-generator rotors; turbo- compressors; machine tool drives; medium and large electric armatures with special requirements;turbine driven pumps
G1	1	Grinding machine drives
G0.4	0.4	Spindles, discs, and armatures of precisiongrinders

گام سوم:

استخراج برون محوری موتور و پمپ نسبت به مرکز ثقل کل مجموعه پمپ و موتور





(0 ، -1.235 ، 2.135) = مرکز ثقل پمپ

(0 ، +0.648 ، 2.135) = مرکز ثقل موتور

(0 ، 0 ، 0) = مرکز ثقل فونداسیون

(0 ، -0.144 ، +2.135) = مرکز ثقل مجموعه پمپ و موتور

Scanned with CamScanner

مقادیر برون محورهای با توجه به اطلاعات دیتا شیت پمپ قابل استخراج است.

$exp_{x1} = 1.235\ (m)$ محاسبه برون محوری پمپ در راستای محور y

$exp_{y1} = 0.000\ (m)$ محاسبه برون محوری پمپ در راستای محور x

$exp_{x2} = 0.648\ (m)$ محاسبه برون محوری موتور در راستای محور y

$exp_{y2} = 0.000\ (m)$ محاسبه برون محوری موتور در راستای محور x

$exp_m = 0.144\ (m)$ برون محوری بین مرکز ثقل مجموعه و فونداسیون در راستای y

$eyp_m = 0.000\ (m)$ برون محوری بین مرکز ثقل مجموعه و فونداسیون در راستای x

گام چهارم:

محاسبه نیروهای وارد بر فونداسیون در راستای انتقالی و دورانی

در صورتی که این اطلاعات در دیتا شیت پمپ وجود داشته باشد می‌توان از آن اطلاعات بهره برد.

$F_y = F_{pump} + F_{motor} = 7035(\mathrm{N})$ حداکثر نیروی افقی در راستای عمود بر محور دوران

$F_x = 0\ (N)$ حداکثر نیروی افقی در راستای محور دوران

$F_z = F_{pump} + F_{motor} = 7035(\mathrm{N})$ حداکثر نیروی در راستای قائم

محاسبه لنگر گهواره‌ای T_θ حول x با توجه به خروج از مرکزیت موتور و پمپ نسبت به کل مجموعه

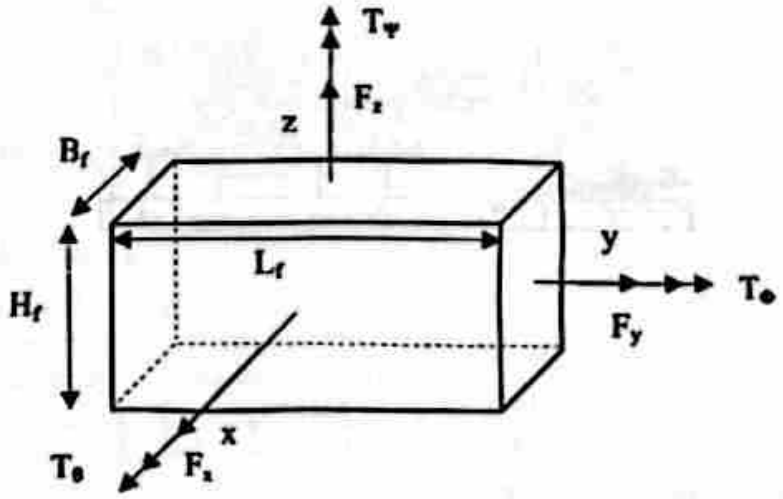
$$T_\theta = F_{centifno1} \times 1.235m - F_{centifno2} \times 0.648 = -8291(\mathrm{N.m})$$

محاسبه لنگر گهواره‌ای T_ϕ حول y با توجه به خروج از مرکزیت موتور و پمپ نسبت به کل مجموعه

$$T_\Phi = -F_{centifno2} \times 0.00\ m + F_{centifno1} \times 0.00\ \mathrm{m} = 0.0(\mathrm{N.m})$$

محاسبه لنگر پیچشی T_Ψ با توجه به خروج از مرکزیت موتور و پمپ نسبت به کل مجموعه

$$T_\Psi = -F_{centifno1} \times 1.235m + F_{centifno2} \times 0.648 = 4161(\mathrm{N.m})$$



گام پنجم:

مشخصات خاک با توجه به اطلاعات خاک محل استخراج می‌گردد.

برای خاک زیر فونداسیون داریم:

$\gamma_s = 16'000(\mathrm{N/m3})$

Scanned with CamScanner

$\rho = \frac{\gamma_s}{g} = 1'632(kg/m3)$

$V_s = 200(m/s)$ سرعت موج برشی

$G_d = \rho V_s^2 \rightarrow G_d = 1'632 \times 200^2 \rightarrow G_d = 0.065(GPa)$ مدول برشی دینامیکی خاک

مدول برشی موثر خاک	0.065(GPa)
نسبت پواسون خاک	$\mu = 0.300$
ظرفیت مجاز باربری خاک محل	$\sigma_{all} = 1.46\ (kgf/cm^2)$

گام ششم:

محاسبه جرم و ممان اینرسی جرمی فونداسیون و مجموعه پمپ و موتور

$m_f = L \times B \times H \times \varphi_f$ جرم فونداسیون

وزن فونداسیون:

$W_f = 4.6 \times 2.9 \times 2.7 \times 25'000 = 9.01 \times 10^5(N)$

جرم فونداسیون:

$M_f = \frac{W_f}{g} \rightarrow M_f = \frac{9.01 \times 10^5}{10} \rightarrow M_f = 90'100\ (kg)$

$m_{total} = m_f + m_{skid} + m_{pump} + m_{motor}$ جرم کل مجموعه پمپ و فونداسیون

$W_t = W_f + W_m \rightarrow W_t = 9.01 \times 10^5 N + 83'030N \rightarrow W_t = 9.84 \times 10^5(N)$

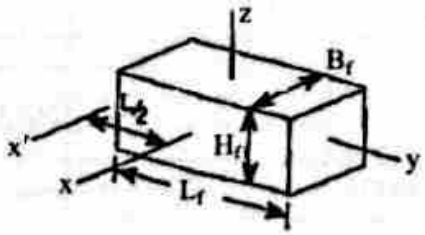
محاسبه مرکز ثقل پمپ و موتور و اسکید و فونداسیون نسبت به کف فونداسیون:

$$H = \frac{9.01\times10^5 \times 1.35 + 83030 \times (0.53 + 2.70)}{9.84\times10^5} = 1.509$$

مجموع کل جرم مجموعه:

$M_t = M_f + M_m \rightarrow M_t = 90'100(kg) + 8'303 \rightarrow M_t = 98'403\ (kg)$

برای محاسبه ممان اینرسی جرمی مجموعه لازم است ممان اینرسی جرمی نسبت به کف فونداسیون محاسبه گردد. که از روابط جدول زیر برای آن استفاده می‌شود:

مکعب		$I_x = \frac{H_f^2 + B_f^2}{12} M_f$ $I_y = \frac{H_f^2 + L_f^2}{12} M_f$ $I_z = \frac{B_f^2 + L_f^2}{12} M_f$ $I_{x'} = I_x + mL^2/4$

محاسبه ممان اینرسی جرمی کل مجموعه فونداسیون:

$Ix_f = \frac{H_f^2 + B_f^2}{12} M_f \rightarrow Ix_f = \frac{2.7^2 + 2.9^2}{12} \times 90'100 \rightarrow Ix_f = 1.18 \times 10^5\ (kg.m^2)$

$Iy_f = \frac{H_f^2 + L_f^2}{12} M_f \rightarrow Iy_f = \frac{2.7^2 + 4.6^2}{12} \times 90'100 \rightarrow Iy_f = 2.135 \times 10^5\ (kg.m^2)$

Scanned with CamScanner

$$Iz_f = \frac{B_f^2 + L_f^2}{12} M_f \rightarrow Iz_f = \frac{2.9^2 + 4.6^2}{12} \times 90'100 \rightarrow Iz_f = 2.219 \times 10^5\ (kg.m^2)$$

$$H = \frac{\frac{H_f}{2} W_f + (H_f + H_m) W_m}{W_t} \rightarrow H = \frac{\frac{2.7}{2} \times 9.01 \times 10^5 + (2.7 + 0.530) \times 83'030}{9.84 \times 10^5}$$

$$H = 1.509\ (m)$$

$$I_{x2} = M_f \left(\frac{H_f}{2}\right)^2 + M_m (H_f + H_m)^2 \rightarrow I_{x2} = 90'100 \times \left(\frac{2.7}{2}\right)^2 + 8'303 \times (2.7 + 0.530)^2$$

$$I_{x2} = 2.507 \times 10^5 (kg.m^2)$$

$$I_{1x} = M_f exp_m{}^2 + M_{w1} exp_{x1}{}^2 + M_{w2} exp_{x2}{}^2$$

$$I_{1x} = 90'100 \times 0.144^2 + 1'300 \times 1.235^2 + 5'300 \times 0.648^2$$

$$I_{1x} = 6.075 \times 10^3 (kg.m^2)$$

$$I_{1y} = M_f eyp_m{}^2 + M_{w1} eyp_{y1}{}^2 + M_{w2} eyp_{y2}{}^2$$

$$I_{1y} = 90'100 \times 0.0^2 + 1300 \times 0.0^2 + 5'300 \times 0^2 \rightarrow I_{1y} = 0\ (kg.m^2)$$

$$I_{z2} = I_{1x} + I_{1y} \rightarrow I_{z2} = 6075 + 0.0 \rightarrow I_{z2} = 6.075 \times 10^3 (kg.m^2)$$

$$I_\Phi = Ix_f + I_{1x} + I_{2x} \rightarrow I_\Phi = 3.746 \times 10^5 (kg.m^2)$$

$$I_\theta = Iy_f + I_{1y} + I_{2x} \rightarrow I_\theta = 4.642 \times 10^5 (kg.m^2)$$

$$I_\psi = Iz_f + I_{z2} \rightarrow I_\psi = 2.28 \times 10^5 (kg.m^2)$$

گام هفتم:

محاسبه شعاع ژیراسیون معادل فونداسیون و پمپ با استفاده از روابط جدول زیر:

مود ارتعاش	r_o برای شالوده مستطیلی	ضریب
قائم	$\sqrt{BL/\pi}$	$\eta_z = 1 + 0.6(1-\mu)(h/r_o)$
افقی	$\sqrt{BL/\pi}$	$\eta_x = 1 + 0.55(2-\mu)(h/r_o)$
گهواره‌ای	$\sqrt[4]{BL^3/3\pi}$	$\eta_\phi = 1 + 1.2(1-\mu)(h/r_o) + 0.2(2-\mu)(h/r_o)^3$
پیچشی	$\sqrt[4]{BL\left(B^2+L^2\right)/6\pi}$	-

$B = 2.9 \qquad L = 4.6$

شعاع ژیراسیون در راستای مود ارتعاشی قائم

$$r_z = \sqrt{2.9 \times \frac{4.6}{\pi}} \rightarrow r_z = 2.061\ (m)$$

شعاع ژیراسیون در راستای مود ارتعاشی افقی x

$$r_y = \sqrt{2.9 \times \frac{4.6}{\pi}} \rightarrow r_y = 2.061\ (m)$$

شعاع ژیراسیون در راستای مود ارتعاشی افقی y

$$r_x = r_y = 2.061\ (m)$$

شعاع ژیراسیون در راستای مود ارتعاشی گهواره‌ای حول x

Scanned with CamScanner

$$r_\phi = \sqrt[4]{4.6 \times \frac{2.9^3}{3 \times \pi}} \rightarrow r_\phi = 1.858\ (m)$$

شعاع ژیراسیون در راستای مود ارتعاشی گهواره‌ای حول y

$$r_\theta = \sqrt[4]{2.9 \times \frac{4.6^3}{3 \times \pi}} \rightarrow r_\theta = 2.340\ (m)$$

شعاع ژیراسیون در راستای مود ارتعاشی پیچشی

$$r_\psi = \sqrt[4]{2.9 \times 4.6 \times \frac{4.6^2 + 2.9^2}{6 \times \pi}} \rightarrow r_\psi = 2.139\ (m)$$

گام هشتم:

الف- محاسبه ضریب تاثیر عمق برای سختی فونداسیون

برای محاسبه ضریب تاثیر عمق برای سختی فونداسیون از جدول گام هفتم استفاده می‌گردد.

$$\eta_z = 1 + 0.6(1 - \mu)\left(\frac{h}{r_z}\right) \rightarrow \eta_z = 1.489$$

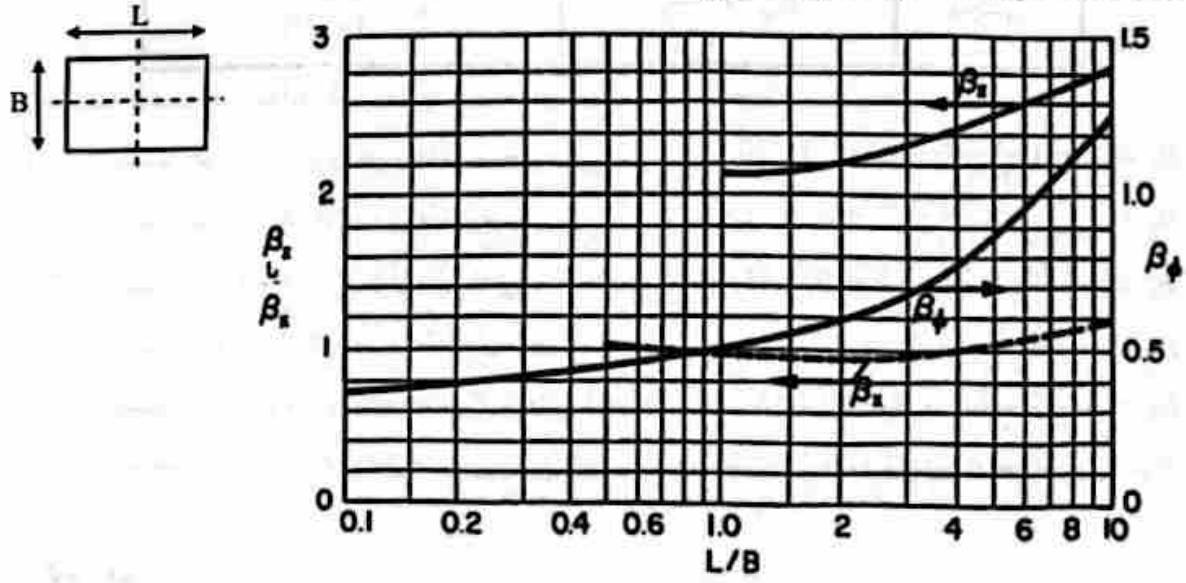
$$\eta_y = 1 + 0.55(2 - \mu)\left(\frac{h}{r_y}\right) \rightarrow \eta_y = 2.089$$

$$\eta_x = \eta_y \rightarrow \eta_x = 2.089$$

$$\eta_\phi = 1 + 1.2(1 - \mu)\left(\frac{h}{r_\phi}\right) + 0.2(2 - \mu)\left(\frac{h}{r_\phi}\right)^3 \rightarrow \eta_\phi = 2.818$$

$$\eta_\theta = 1 + 1.2(1 - \mu)\left(\frac{h}{r_\theta}\right) + 0.2(2 - \mu)\left(\frac{h}{r_\theta}\right)^3 \rightarrow \eta_\theta = 2.229$$

ب- محاسبه ضریب هندسی شکل فونداسیون



ضرایب β_z، β_x و β_ϕ برای شالوده مربع

مقادیر η_ϕ برحسب مقادیر β_ϕ

B_ϕ	5	3	2	1	0.8	0.5	0.2
n_ϕ	1.079	1.110	1.143	1.210	1.251	1.378	1.600

$\frac{B_f}{L_f} = \frac{2.9}{4.6} = 0.63$

$\beta_z = 2.196$

$\beta_x = 1.0$

$\beta_y = 1.0$

$\beta_\phi = 0.464$

$\beta_\theta = 0.583$

$n_\phi = 1.407$

$n_\theta = 1.344$

گام نهم:

محاسبه نسبت جرم معادل فونداسیون با استفاده از روابط جدول زیر:

مود ارتعاش	نسبت جرم (یا اینرسی)	نسبت میرایی D
قائم	$B_z = \frac{(1-\mu)}{4}\frac{W}{\gamma r_o^3}$	$D_z = \frac{0.425}{\sqrt{B_z}}\alpha_z$
افقی	$B_x = \frac{7-8\mu}{32(1-\mu)}\frac{W}{\gamma r_o^2}$	$D_x = \frac{0.288}{\sqrt{B_x}}\alpha_x$
گهواره‌ای	$B_\phi = \frac{3(1-\mu)}{8}\frac{I_\phi}{\rho r_o^5}$	$D_\phi = \frac{0.15\alpha_\phi}{(1+n_\phi B_\phi)\sqrt{n_\phi B_\phi}}$
پیچشی	$B_\psi = \frac{I_\psi}{\rho r_o^5}$	$D_\psi = \frac{0.50}{1+2B_\psi}$

محاسبه نسبت جرم معادل فونداسیون

نسبت جرم در راستای مد ارتعاش قایم $B_z = (\frac{1-\mu}{4})\frac{W_f+W_m}{\gamma_s r_z^3} \rightarrow B_z = 1.228$

نسبت جرم در راستای مد ارتعاش افقی $B_y = \frac{7-8\mu}{32(1-\mu)} \times \frac{W_f+W_m}{\gamma_s r_y^3} \rightarrow B_y = 1.442$

نسبت جرم در راستای مد ارتعاش افقی $B_x = \frac{7-8\mu}{32(1-\mu)} \times \frac{W_f+W_m}{\gamma_s r_x^3} \rightarrow B_x = 1.442$

نسبت جرم در راستای مد ارتعاش گهواره‌ای حول x $B_\theta = \frac{3(1-\mu)}{8}\frac{I_\theta}{\rho r_\theta^5} \rightarrow B_\theta = 2.724$

نسبت جرم در راستای مد ارتعاش گهواره‌ای حول y $B_\Phi = \frac{3(1-\mu)}{8}\frac{I_\Phi}{\rho r_\Phi^5} \rightarrow B_\Phi = 1.065$

نسبت جرم در راستای مد ارتعاش پیچشی $B_\psi = \frac{I_\psi}{\rho r_\psi^5} \rightarrow B_\psi = 3.120$

گام دهم:

الف- محاسبه ضریب تاثیر عمق مدفون فونداسیون در نسبت میرایی

Scanned with CamScanner

مود ارتعاش	ضریب تاثیر عمق فونداسیون در نسبت میرایی
قائم	$\alpha_z = \dfrac{1+1.9(1-\mu)\dfrac{h}{r_o}}{\sqrt{\eta_z}}$
افقی	$\alpha_x = \dfrac{1+1.9(2-\mu)\dfrac{h}{r_o}}{\sqrt{\eta_x}}$
گهواره‌ای	$\alpha_\phi = \dfrac{1+0.7(1-\mu)(h/r_o)+0.6(2-\mu)(h/r_o)^3}{\sqrt{\eta_\phi}}$

ضریب تاثیر عمق در مد ارتعاشی در راستای z

$$\alpha_z = \frac{1+1.9(1-\mu)\frac{h}{r_z}}{\sqrt{\eta_z}} \rightarrow \alpha_z = 2.089$$

ضریب تاثیر عمق در مد ارتعاشی در راستای x

$$\alpha_x = \frac{1+1.9(2-\mu)\frac{h}{r_x}}{\sqrt{\eta_x}} \rightarrow \alpha_x = 3.294$$

ضریب تاثیر عمق در مد ارتعاشی در راستای y

$$\alpha_y = \frac{1+1.9(2-\mu)\frac{h}{r_y}}{\sqrt{\eta_y}} \rightarrow \alpha_y = 3.294$$

ضریب تاثیر عمق در مد ارتعاشی گهواره‌ای حول x

$$\alpha_\theta = \frac{1+0.7(1-\mu)\left(\frac{h}{r_\theta}\right)+0.6\,(2-\mu)\left(\frac{h}{r_\theta}\right)^3}{\sqrt{\eta_\theta}} \rightarrow \alpha_\theta = 2.28$$

ضریب تاثیر عمق در مد ارتعاشی گهواره‌ای حول y

$$\alpha_\phi = \frac{1+0.7(1-\mu)\left(\frac{h}{r_\phi}\right)+0.6\,(2-\mu)\left(\frac{h}{r_\phi}\right)^3}{\sqrt{\eta_\phi}} \rightarrow \alpha_\phi = 1.744$$

ب- محاسبه نسبت میرایی

با توجه به روابط موجود در جدول گام نهم، مقادیر نسبت میرایی محاسبه می‌شوند.

$$D_z = \frac{0.425}{\sqrt{B_z}}\alpha_z \rightarrow D_z = 0.801 \rightarrow D_z = \begin{cases} 0.7 \; if \; D_z < 0.7 \\ 0.7 \; otherwise \end{cases} \rightarrow D_z = 0.70$$

$$D_y = \frac{0.288}{\sqrt{B_y}}\alpha_y \rightarrow D_y = 0.79 \rightarrow D_y = \begin{cases} 0.7 \; if \; D_y < 0.7 \\ 0.7 \; otherwise \end{cases} \rightarrow D_y = 0.70$$

$$D_x = \frac{0.288}{\sqrt{B_x}}\alpha_x \rightarrow D_x = 0.79 \rightarrow x = \begin{cases} 0.7 \; if \; D_x < 0.7 \\ 0.7 \; otherwise \end{cases} \rightarrow D_x = 0.70$$

$$D_\theta = \frac{0.15\alpha_\theta}{(1+n_\theta B_\theta)\sqrt{n_\theta B_\theta}} \rightarrow D_\theta = 0.036 \rightarrow D_\theta = \begin{cases} 0.7 \; if \; D_\theta < 0.7 \\ 0.7 \; otherwise \end{cases} \rightarrow D_\theta = 0.036$$

$$D_\phi = \frac{0.15\alpha_\phi}{(1+n_\phi B_\phi)\sqrt{n_\phi B_\phi}} \rightarrow D_\phi = 0.09 \rightarrow D_\phi = \begin{cases} 0.7 \; if \; D_\phi < 0.7 \\ 0.7 \; otherwise \end{cases} \rightarrow D_\phi = 0.09$$

Scanned with CamScanner

$$D_\psi = \frac{0.5}{1+2B_\psi} \rightarrow D_\psi = 0.069 \rightarrow D_\psi = \begin{cases} 0.7 \; if \; D_\psi < 0.7 \\ 0.7 \; otherwise \end{cases} \rightarrow D_\psi = 0.069$$

ج- محاسبه مجموع میرایی فونداسیون و میرایی ذاتی خاک

لازم به ذکر است جهت محاسبه میرایی کل به مقدار محاسبه شده از بند ب گام دهم جهت اعمال تاثیر میرایی مصالح مقدار ۰/۰۳ اضافه می‌گردد.

$$D_t = D + D_m \xrightarrow{D_m=0.03} D_t = D + 0.03$$

$$D_z = D_z + D_s \rightarrow D_z = 0.7 + 0.03 \rightarrow D_z = 0.73$$
$$D_y = D_y + D_s \rightarrow D_y = 0.73$$
$$D_x = D_x + D_s \rightarrow D_x = 0.73$$
$$D_\theta = D_\theta + D_s \rightarrow D_\theta = 0.066$$
$$D_\phi = D_\phi + D_s \rightarrow D_\phi = 0.12$$
$$D_\psi = D_\psi + D_s \rightarrow D_\psi = 0.099$$

گام یازدهم:

محاسبه سختی معادل سازه برای مدول برشی دینامیکی خاک

محاسبه سختی معادل فونداسیون پمپ با استفاده از روابط جدول زیر صورت می‌گیرد.

مود ارتعاش	فونداسیون دایره‌ای	فونداسیون مستطیلی
قائم	$k_z = \frac{4Gr_o}{1-\mu}\eta_z$	$k_z = \frac{G}{1-\mu}\beta_z\sqrt{BL}\eta_z$
افقی	$k_x = \frac{32(1-\mu)Gr_o}{7-8\mu}\eta_x$	$k_x = 2(1+\mu)G\beta_x\sqrt{BL}\eta_x$
گهواره‌ای	$k_\theta = \frac{8Gr_o^3}{3(1-\mu)}\eta_\theta$	$k_\theta = \frac{G}{1-\mu}\beta_\theta BL^2\eta_\theta$
پیچشی	$k_\psi = \frac{16Gr_o^3}{3}$	-

محاسبه سختی معادل برای خاک

$$K_z = \frac{G_d}{1-\mu}\beta_z\sqrt{B_f L_f}\eta_z \rightarrow K_z = 1.114 \times 10^9 (N/m)$$
$$K_x = 2(1+\mu)G_d\beta_x\sqrt{B_f L_f}\eta_x \rightarrow K_x = 1.294 \times 10^9 (N/m)$$
$$K_y = 2(1+\mu)G_d\beta_y\sqrt{B_f L_f}\eta_y \rightarrow K_y = 1.294 \times 10^9 (N/m)$$
$$K_\theta = \frac{G_d}{1-\mu}\beta_\theta L_f {B_f}^2\eta_\theta \rightarrow K_\theta = 4.715 \times 10^9 \; (N.m)$$
$$K_\phi = \frac{G_d}{1-\mu}\beta_\phi B_f {L_f}^2\eta_\Phi \rightarrow K_\Phi = 7.437 \times 10^9 \; (N.m)$$

Scanned with CamScanner

$$K_\Psi = \frac{16 G_d r_\Psi^3}{3} \rightarrow K_\Psi = 3.407 \times 10^9\ (N.m)$$

گام دوازدهم:

با توجه به محاسبات صورت گرفته در فوق و بدست آوردن جرم و سختی معادل مجموعه، فرکانس طبیعی سازه در سه راستای انتقالی x، y و z و سه راستای دورانی θ، ϕ و Ψ به صورت زیر محاسبه می‌گردد.

محاسبه فرکانس طبیعی سازه:

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{M_t}} \rightarrow f_n = \frac{60}{2\pi}\omega = 9.55\omega \quad (M_t = 98403\,kg : \text{گام ۶})$$

با توجه به مقادیر K از گام دهم داریم:

$f_{nz} = 1017\ (rpm)$
$f_{ny} = 1096\ (rpm)$
$f_{nx} = 1096\ (rpm)$
$f_{n\theta} = 1072\ (rpm)$
$f_{n\Phi} = 1209\ (rpm)$
$f_{n\Psi} = 1168\ (rpm)$

$$f_m = \frac{f_n}{\sqrt{1-2D^2}}$$

$$f_{mz} = \frac{f_{nz}}{\sqrt{1-2D_z^2}} \rightarrow f_{mz} = 1017(rpm)$$

$$f_{my} = \frac{f_{ny}}{\sqrt{1-2D_y^2}} \rightarrow f_{my} = 1096(rpm)$$

$$f_{mx} = \frac{f_{nx}}{\sqrt{1-2D_x^2}} \rightarrow f_{mx} = 1096(rpm)$$

$$f_{m\phi} = \frac{f_{n\Phi}}{\sqrt{1-2D_\Phi^2}} \rightarrow f_{m\phi} = 1227\ (rpm)$$

$$f_{m\theta} = \frac{f_{n\theta}}{\sqrt{1-2D_\theta^2}} \rightarrow f_{m\theta} = 1077\ (rpm)$$

$$f_{m\Psi} = \frac{f_{n\theta}}{\sqrt{1-2D_\Psi^2}} \rightarrow f_{m\Psi} = 1174\ (rpm)$$

گام سیزدهم:

با توجه به میزان میرایی و پاسخ فرکانسی سازه، می‌توان ضریب تشدید M را به صورت زیر در تمامی امتدادها سازه محاسبه می‌گردد.

$$\tau = \frac{f}{f_m}$$ و f = فرکانس ماشین = 1500 (rpm)

Scanned with CamScanner

$\tau_z = 1.475$
$\tau_x = 1.368$
$\tau_y = 1.368$
$\tau_\theta = 1.399$
$\tau_\Phi = 1.240$
$\tau_\psi = 1.284$

$$M = \frac{\tau^2}{\sqrt{(1-\tau^2)^2 + (2\tau D)^2}}$$

$M_z = 0.887$
$M_x = 0.859$
$M_y = 0.859$
$M_\theta = 2.006$
$M_\Phi = 2.501$
$M_\psi = 2.45$

گام چهاردهم:

با توجه به مقادیر ضریب تشدیدی M در گام سیزدهم و مقدار نیروهای دینامیکی فونداسیون و سختی در هر راستا، میزان دامنه‌ی ارتعاش سازه در تمامی جهات محاسبه می‌گردد. از گام ۴ داریم:

$F_x = 0 , F_y = 7035 , F_z = 7035 , T_\theta = 8291 , T_\phi = 0 , T_\psi = 4161$

$U_i = \frac{F_i \times M_i}{K_i}$ و (K_i = مقادیر سختی در هر امتداد از گام یازدهم)

$$Z = \frac{F_z \times M_z}{K_z} \rightarrow Z = 5.604(\mu m)$$

$$Y = \frac{F_y \times M_y}{K_y} \rightarrow Y = 4.669(\mu m)$$

$$X = \frac{F_x \times M_x}{K_x} \rightarrow X = 0.000(\mu m)$$

محاسبه مرکز ثقل مجموعه نسبت به مرکز ثقل فونداسیون (از اعداد گام اول و ششم)

$e_{zm} = H_f + H_m - H = 2.7 + 0.53 - 1.509 = 1.721 m$
$T_\theta = T_\theta + |F_x(H_f + H_m - H)| \rightarrow T_\theta = 8291\ (N.m)$
$T_\Phi = T_\Phi + |F_y(H_f + H_m - H)| \rightarrow T_\Phi = 12110\ (N.m)$

$$\theta = \frac{T_\theta \times 2.006}{K_\theta} \rightarrow \theta = 3.53 \times 10^{-6}(rad)$$
$$\Phi = \frac{T_\phi \times 2.501}{K_\phi} \rightarrow \Phi = 4.07 \times 10^{-6}(rad)$$
$$\psi = \frac{T_\psi \times 2.45}{K_\psi} \rightarrow \Psi = 2.99 \times 10^{-6}\ (rad)$$

تاثیر برون محوری پمپ و موتور بر روی جابه جایی در راستای قائم

Scanned with CamScanner

$$Z_{2m} = exp_{x1} \times \theta + exp_{y1} \times \Phi + exp_{x2} \times \theta + exp_{y2} \times \Phi = 6.65\ (\mu m)$$

تاثیر برون محوری پمپ و موتور بر روی جابه جایی در راستای محور y

$$Y_{2m} = ezm \times (\theta) \rightarrow Y_{2m} = 6.07\ (\mu m)$$

تاثیر برون محوری پمپ و موتور بر روی جابه جایی در راستای قائم x

$$X_{2m} = ezm \times (\Phi) \rightarrow X_{2m} = 7\ (\mu m)$$

تاثیر برون محوری کل مجموعه بر روی جابه جایی در راستای قائم Z_θ

$$Z_\theta = \theta \frac{B_f}{2} + \Phi \frac{L_f}{2} \rightarrow Z_\theta = 14.48(\mu m)$$

تغییرمکان کل در راستای قائم z

$$Z_t = Z + Z_{2m} + Z_\theta \rightarrow Z_t = 26.734\ (\mu m)$$

تغییرمکان کل در راستای محور x

$$X_t = X + X_{2m} \rightarrow X_t = 7\ (\mu m)$$

تغییرمکان کل در راستای محور y

$$Y_t = Y + Y_{2m} \rightarrow Y_t = 10.74(\mu m)$$

با استفاده از شکل ۲۰-۱۹ مقدار دامنه حداکثر در مقابل فرکانس با توجه به درجات آزادی برای حساسیت مختلف کنترل گردد.

گام پانزدهم:

در این قسمت لازم است پارامترهای طراحی سازه فونداسیون به صورت زیر کنترل گردد:

الف- کنترل وزن فونداسیون:

با توجه به آیین‌نامه‌های طراحی لازم است وزن فونداسیون برای موتورهای دورانی بیش از ۳ و برای ماشین آلات ضربه‌ای بیش از ۵ برابر وزن فونداسیون لحاظ گردد.

$$w_{ratio} = \frac{W_f}{W_m} \rightarrow w_{ratio} = 10.845 > 3 \rightarrow OK$$

ب- کنترل ابعادی فونداسیون

ابعاد فونداسیون باید شرایط زیر را تامین نماید.

$$H_f = 0.6 + \frac{L_f}{30} \rightarrow H_f = 0.6 + \frac{4.6}{30} \rightarrow H_f = 0.75 < 2.7\ m \rightarrow OK$$

$$H_f = \frac{L_f}{10} \rightarrow H_f = \frac{4.6}{10} \rightarrow H_f = 0.46m < 2.7m \rightarrow OK$$

پ- کنترل تنش زیر فونداسیون

با توجه به آیین‌نامه‌های طراحی لازم است تنشهای بدست آمده در زیر فونداسیون به ۵۰ درصد تنش مجاز خاک زیر فونداسیون محدود گردد. محاسبه‌ی ضرایب انتقال T_r:

$$T_r = \frac{\tau^2 \sqrt{1+(2\tau D)^2}}{\sqrt{(1-\tau^2)^2 + (2\tau D)^2}}$$

(با اضافه کردن اندیس x، y، z، θ، ϕ، Ψ برای τ و D و T_r، رابطه تبدیل به T_{rx}، T_{ry}، T_{rz}، $T_{r\theta}$، $T_{r\phi}$ و $T_{r\Psi}$ می‌شود)

$$T_{rz} = 2.1$$

$T_{rx} = 1.9$
$T_{ry} = 1.9$
$T_{r\theta} = 2.0$
$T_{r\Phi} = 2.6$
$T_{r\Psi} = 2.4$
$A_f = B_f L_f \rightarrow A_f = 2.9 \times 4.6 \rightarrow A_f = 13.34\ (m^2)$
$S_x = L_f \frac{B_f^2}{6} \rightarrow S_x = 6.448\ (m^3)$
$S_y = B_f \frac{L_f^2}{6} \rightarrow S_y = 10.227\ (m^3)$

$$q = \frac{w_f + w_{pump} + w_{motor}}{A_f} \Rightarrow q = 73.72\,kN/m^2$$

$$q_1 = \frac{T_{rz} \times F_z}{A_f} \Rightarrow q_1 = 1.1\,kN/m^2$$

$$q_2 = \frac{T_{r\theta} \times T_\theta}{S_x} \Rightarrow q_2 = 2.7\,kN/m^2$$

$$q_3 = \frac{T_{r\phi} \times T_\phi}{S_y} \Rightarrow q_3 = 3.2\,kN/m^2$$

$$Q = q + q_1 + q_2 + q_3 = Q = 80.1\,kN/m^2 < 0.5 \times 146\,kN/m^2$$ (تقریباً)

ت- کنترل محدوده فرکانس

با توجه به آیین‌نامه‌های طراحی لازم است فرکانس طبیعی معادل فونداسیون در راستای انتقالی و دورانی خارج از محدوده ۲۰ درصد فرکانس ماشین آلات قرار گیرد.

$$f_m \le 0.8f \text{ یا } f_m \ge 1.2f$$

$f_{m\theta} < 0.8f$ یا $f_{m\theta} > 1.2f \rightarrow \frac{f_{m\theta}}{f} = 0.718 < 0.8 \rightarrow OK$

$f_{m\Phi} < 0.8f$ یا $f_{m\Phi} > 1.2f \rightarrow \frac{f_{m\Phi}}{f} = 0.8 \approx 0.8 \rightarrow OK$

$f_{m\Psi} < 0.8f$ یا $f_{m\Psi} > 1.2f \rightarrow \frac{f_{m\Psi}}{f} = 0.782 < 0.8 \rightarrow OK$

ث-کنترل میلگرد گذاری

با توجه به آیین‌نامه لازم است میلگرد گذاری جلدی به میزان ۰/۰۲ نسبت مساحت تحت پوشش برای هر میلگرد در نظر گرفته شود. به عنوان میلگرد جلدی از میلگرد ۲۵ در هر ۱۵۰ میلیمتر استفاده می‌شود:

$A_s = \phi 25/150mm$

اگر پوشش میلگرد ۶۰ میلیمتر فرض شود، فاصله مرکز میلگرد از سطح بتن ۷۲/۵ میلیمتر و مساحت موثر ۱۴۵×۱۵۰ میلیمتر برای هر میلگرد به دست می‌آید.

$\rho = 450/(150 \times 145) = 0.0207$ OK

Scanned with CamScanner

۲۰-۱۴- شالوده‌ی ماشین‌های ضربه‌ای

۲۰-۱۴-۱- مقدمه

شالوده‌ی پرس‌های ضربه‌ای که از آنها برای شکل دادن به قطعات فولادی، برش، ایجاد سوراخ و غیره استفاده می‌شود، تحت تاثیر بارهای ضربه‌ای تکرار شونده قرار دارند. در شکل ۲۰-۲۳ جزئیات مختلف چکش آهنگری متشکل از، شالوده، سندان، چکش، و قاب نشان داده شده است. قطعه‌ی فولادی روی سندان قرار گرفته و با ضربات مکرر چکش به شکل دلخواه درمی‌آید. قاب دستگاه هم می‌تواند به سندان و هم به شالوده متصل شود که در حالت اول وزن آن به سندان و در حالت دوم به شالوده افزوده می‌شود. در زیر سندان در محل اتکای آن به روی شالوده، بالشتک چوبی از چوب بلوط با چندلایی قرار داده می‌شود. آرماتوربندی شالوده در زیر بالشتک، متشکل از ۲ تا ۴ شبکه افقی میلگرد نمره ۸ تا ۱۲ میلیمتر می‌باشد که در فواصل ۱۰ تا ۲۰ سانتیمتر از یکدیگر قرار دارند. در نزدیکی سطح تماس شالوده با خاک، آرماتوربندی متشکل از یک یا دو شبکه افقی میلگرد نمره ۱۲ تا ۲۰ میلیمتر می‌باشد که در فواصل ۱۵ تا ۳۰ سانتیمتر از یکدیگر قرار دارند. فواصل شبکه‌های افقی در زیر سندان بین ۱۰ تا ۱۵ سانتیمتر و در نزدیکی سطح تماس شالوده با زمین بین ۱۵ تا ۳۰ سانتیمتر می‌باشد.

۲۰-۱۴-۲- چکش[1]

وزن چکش شامل وزن سر چکش[2] و میله‌ی هادی می‌باشد که از این به بعد به این مجموعه چکش می‌گوییم. چکش در واقع قسمت سقوط کننده دستگاه می‌باشد.

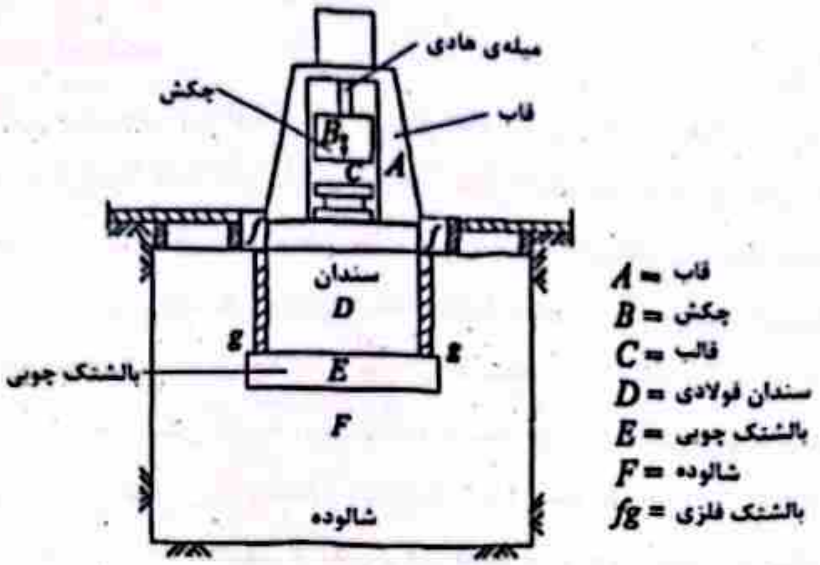
وزن سندان در حدود ۱۵ تا ۲۰ برابر وزن چکش است. نسبت وزن شالوده به وزن چکش در حدود ۶۶ تا ۱۲۰ منظور می‌شود.

چکش می‌تواند از نوع سقوطی و یا پنیوماتیک (هوای فشرده) باشد. در دستگاه‌های مدرن از چکش‌های دوطرفه استفاده می‌کنند. در این نوع چکش‌ها، بخار یا هوای فشرده هم در موقع بلند کردن چکش و هم در موقع سقوط آن، عمل می‌نماید. بنابراین در لحظه‌ی برخورد، سرعت و انرژی جنبشی به مقدار قابل توجهی بیشتر از چکش‌های یکطرفه خواهد بود. در چکش‌های یکطرفه از هوای فشرده یا بخار فقط برای بلند کردن چکش استفاده می‌شود.

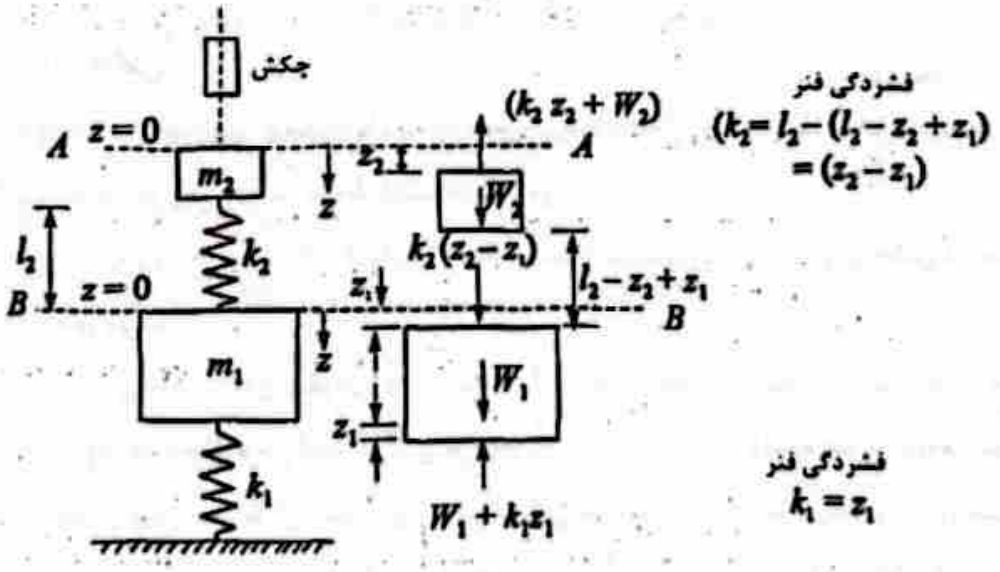
---

1 - Forge hammer
2 - Ram

Scanned with CamScanner



(الف) شالوده‌ی چکش آهنگری فشردگی فنر



(ب) سیستم دوفنره و نمودار جسم آزاد

شکل ۲۰-۲۳- (الف) شالوده‌ی چکش آهنگری، (ب) تحلیل سیستم دوفنره (سیستم دودرجه آزادی)

Scanned with CamScanner

۲۰-۱۴-۳- سرعت چکش قبل و بعد از ضربه

سرعت چکش قبل از ضربه

چکش‌های یکطرفه و مشابه، چکش با سقوط آزاد[1] و چکش‌های دوطرفه، چکش با سقوط کنترل شده[2] نامیده می‌شوند.

در حالت سقوط آزاد، سرعت چکش قبل از برخورد برابر است با:

$$v = \alpha\sqrt{2gh} \qquad (۱۰۳-۲۰)$$

که در آن:

g = شتاب ثقل

h = ارتفاع سقوط

α = ضریبی است که اثر اصطکاک و فشارهای عکس‌العملی را دربرمی‌گیرد.

مقدار تجربی α حدود ۰/۹ می‌باشد، لیکن برای مقاصد عملی توصیه می‌شود که از $\alpha = 1$ استفاده شود.

سرعت چکش قبل از برخورد در چکش‌های دوطرفه که تحت فشار هوا یا بخار سقوط می‌نمایند، از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$v = \alpha\sqrt{\frac{2g(W_d + ap)h}{W_d}} \qquad (۱۰۴-۲۰)$$

که در آن:

a= مساحت پیستون

p = فشار روی پیستون

W_d = وزن کل قطعات سقوط کننده

α = ضریب اصلاح

مقدار تجربی α بین ۰/۴۵ تا ۰/۸۰ قرار دارد که مقدار متوسط ۰/۶۵ توسط بارکان پیشنهاد شده است.

سرعت چکش و سندان بعد از ضربه

در مطالعه‌ی پاسخ دینامیکی شالوده تحت بارهای دینامیکی ضربه‌ای تکرار شونده، لازم است که سرعت سندان بعد از برخورد تعیین گردد:

برای این کار فرض می‌شود:

v_1 = سرعت چکش قبل از ضربه (یا قبل از برخورد)

v_2 = سرعت برگشت چکش بعد از ضربه (یا بعد از برخورد)

v_a = سرعت سندان بعد از ضربه (یا بعد از برخورد)

در اینجا لازم به تذکر است که شالوده قبل از ضربه بدون حرکت است. بنابراین سرعت آن قبل از ضربه مساوی صفر فرض می‌شود.

---

1 - Unrestricted drop

2 - Restricted drop

Scanned with CamScanner

طبق اصول مکانیک، مقدار حرکت (ممنتوم) اجسام قبل از برخورد، مساوی مقدار حرکت آنها بعد از برخورد است:

$$m_d v_1 = m_d v_2 + m_a v_a \qquad (۱۰۵-۲۰)$$

که در آن:

m_d = جرم وزنه‌ی سقوط کننده (جرم چکش)

m_a = جرم سندان شامل وزن قاب (اگر در روی آن نصب شده باشد)

در رابطه‌ی ۲۰-۱۰۵ دو مجهول v_2 و v_a وجود دارد. بنابراین برای تعیین این دو کمیت احتیاج به معادله‌ی دیگری است.

به منظور حصول رابطه‌ی دوم از این فرضیه استفاده می‌شود که:

اگر برخوردی بین دو جسم که در حال حرکت نسبت به یکدیگر هستند، حادث شود، سرعت نسبی بعد از برخورد متناسب با سرعت نسبی قبل از برخورد می‌باشد.

ضریب تناسب بستگی به مصالح دو جسم برخوردکننده دارد. قبل از برخورد به علت بی‌حرکت بودن شالوده و سندان، سرعت نسبی مساوی v_1 است. بعد از برخورد سرعت نسبی مساوی (v_a-v_2) خواهد بود. حال می‌توان ضریب بازگشت ارتجاعی[1] e را به صورت زیر تعریف نمود:

$$e = \frac{v_a - v_2}{v_1} \qquad (۱۰۶-۲۰)$$

$$v_2 = (v_a - e v_1)$$

با قراردادن v_2 در رابطه‌ی ۲۰-۱۰۶ و ساده کردن، به دست می‌آید:

$$v_a = \frac{v_1(1+e)}{(1+n)} \qquad (۱۰۷-۲۰)$$

که در آن:

$$n = \frac{m_a}{m_d}$$

برای اجسام الاستیک کامل $e = 1$ و برای برخورد جسم صلب (چکش) به یک جسم پلاستیک (وقتی که قطعه در دمای بالا قرار دارد)، مقدار $e = 0$ است. برای حالات عملی $0<e<1$ می‌باشد.

برای حالات عملی، بارکان (۱۹۶۲) توصیه می‌کند که $e = 0.5$ منظور گردد. البته در حالتی که قطعه سرخ است، دارای خاصیت پلاستیک بوده و $e \approx 0.1$ می‌باشد، لیکن رفته‌رفته با سرد شدن قطعه e افزایش می‌یابد.

با معلوم شدن e، سرعت v_a از رابطه‌ی ۲۰-۱۰۷ به دست می‌آید.

۲۰-۱۴-۴- ضخامت بالشتک چوبی در زیر سندان

به منظور کاهش تاثیرات ضربه برروی شالوده، در محل اتکای سندان روی شالوده، از بالشتک چوبی استفاده می‌شود. ضخامت بالشتک بستگی به وزن چکش دارد. برای چکش به وزن ۱۰ کیلونیوتن این ضخامت

---

1 - Coefficient of elastic restitution

Scanned with CamScanner

مساوی ۲۰ سانتیمتر و برای چکش‌های سنگین‌تر از ۳۰ کیلونیوتن، این ضخامت تا حداکثر ۱۰۰ سانتیمتر منظور می‌شود.

ضخامت بالشتک باید طوری انتخاب شود که تنش‌های دینامیکی منتقل شده به بالشتک از مقادیر مجاز تجاوز نکند. تنش‌های مجاز چوب‌های مختلف به قرار زیر است:

بلوط	۳۰۰ تا ۳۵۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع
کاج	۲۰۰ تا ۲۵۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع
کاج اروپایی	۱۵۰ تا ۲۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع

۲۰-۱۴-۵- ضریب فشار یکنواخت الاستیک خاک

ضریب فشار یکنواخت الاستیک خاک که در تحلیل شالوده‌های ماشین‌های دوار مورد استفاده قرار می‌گیرد، مخصوص شالوده‌های سطحی است. عمق شالوده‌ی چکش‌های آهنگری معمولاً بزرگتر از ماشین‌های دوار است. در شالوده‌های عمیق تاثیر اصطکاک جانبی و سربار جانبی، مقدار C_u را افزایش می‌دهد. بارکان (۱۹۶۲) مقدار $\bar{C}_u$ را برای شالوده‌ی چکش‌های آهنگری به صورت زیر پیشنهاد می‌کند.

$$\bar{C}_u = 3C_u \qquad (۲۰-۱۰۸)$$

که در آن:

C_u= ضریب فشار یکنواخت برای شالوده‌ی کم عمق ماشین‌های دوار

۲۰-۱۴-۶- دامنه‌ی مجاز

دامنه‌ی مجاز برای شالوده‌ی چکش‌های آهنگری، معمولاً بزرگتر از دامنه‌ی مجاز برای سایر شالوده‌هاست. در جدول ۲۰-۶ مقادیر دامنه‌ی مجاز برای وزن‌های مختلف چکش ارائه شده است.

جدول ۲۰-۶- دامنه‌ی مجاز برای شالوده‌ی چکش (بارکان ۱۹۶۲)

وزن چکش kN	دامنه‌ی مجاز (mm)
10	1.0
20	2.0
>30	3 تا 4

۲۰-۱۴-۷- تحلیل دینامیکی

در تحلیل دینامیکی، سیستم چکش- سندان- شالوده با دو درجه آزادی منظور می‌شود. بالشتک بین سندان و شالوده، یک جسم الاستیک با ثابت فنر k_1 و خاک زیر شالوده جسم الاستیک دیگر با ثابت فنر k_2 منظور می‌شود.

در شکل ۲۰-۲۳-ب مدل دینامیکی سیستم موردنظر نشان داده شده است. این سیستم متشکل از سه جرم می‌باشد. این جرم‌ها عبارتنداز: (الف) چکش که جرم ضربه‌زننده است، (ب) سندان که با یک فنر الاستیک با ثابت k_2 از شالوده جدا شده است، (پ) شالوده که متکی بر فنر الاستیک با سختی k_1 می‌باشد. نمودار آزاد این جرم‌ها نیز در سمت راست به نمایش درآمده است. با توجه به وجود ۲ درجه‌ی آزادی، دو

Scanned with CamScanner

معادله‌ی حرکت برای کل سیستم وجود دارد. در نمودار آزاد سمت راست شکل ۲۰-۲۳-ب، ترازهای AA و BB وضعیت متعادل سندان و شالوده را قبل از ضربه نشان می‌دهند. بعد از ضربه، در زمان دلخواه t، تغییرمکان سندان نسبت به تراز AA مساوی z_2 و تغییرمکان شالوده نسبت به تراز BB مساوی z_1 در نظر گرفته می‌شود. به علت این تغییرمکان‌ها، فنر k_1 به مقدار z_1 و فنر k_2 به مقدار (z_2-z_1) فشرده می‌شود که در آن $z_2>z_1$ می‌باشد.

به علت این تغییرمکان‌ها، معادله‌های دیفرانسیل زیر به دست می‌آیند:

$$m_1\ddot{z}_1 + k_1 z_1 - k_2(z_2 - z_1) = 0 \qquad (۲۰-۱۰۹\text{-الف})$$

$$m_2\ddot{z}_2 + k_2(z_2 - z_1) = 0 \qquad (۲۰-۱۰۹\text{-ب})$$

که در آن:

m_1 = جرم شالوده

m_2 = جرم سندان

k_1 = ثابت فنر خاک = $\bar{C}_u A_1$

A_1 = سطح تماس شالوده

k_2 = ضریب صلبیت (معادل ثابت فنر) بالشتک بین سندان و شالوده که مساوی $(E/t)A_2$ می‌باشد.

E = ضریب الاستیسیته‌ی مصالح بالشتک

t = ضخامت بالشتک

A_2 = سطح تماس بالشتک

z_1, z_2 = به ترتیب تغییرمکان سندان و شالوده نسبت به تراز متعادل استاتیک

با استفاده از دستگاه دیفرانسیلی ۲۰-۱۰۹، رابطه‌ی فرکانس از درجه‌ی چهارم به صورت زیر به دست می‌آید:

$$\omega_n^4 - (1+N)\left(\omega_{na}^2 + \omega_{n\ell}^2\right)\omega_n^2 + (1+N)\omega_{na}^2\omega_{n\ell}^2 = 0 \qquad (۲۰-۱۱۰)$$

که در آن:

$$N = \frac{m_2}{m_1} \qquad (۲۰-۱۱۱\text{-الف})$$

ω_{na} = سرعت زاویه‌ای طبیعی حدی سندان متکی بر بالشتک الاستیک طبق رابطه‌ی زیر:

$$\omega_{na} = \sqrt{\frac{k_2}{m_2}} \qquad (۲۰-۱۱۱\text{-ب})$$

$\omega_{n\ell}$ = سرعت زاویه‌ای طبیعی شالوده و سندان روی خاک طبق رابطه‌ی زیر:

$$\omega_{n\ell} = \sqrt{\frac{k_1}{m_1 + m_2}} \qquad (۲۰-۱۱۱\text{-ب})$$

ω_{na} سرعت زاویه‌ای طبیعیِ ارتعاش سندان روی شالوده‌ی بدون حرکت است.

$\omega_{n\ell}$ سرعت زاویه‌ای طبیعی ارتعاش سندان و شالوده با فرض صلب بودن بالشتک می‌باشد.

Scanned with CamScanner

فرکانس‌های طبیعی ω_{n1} و ω_{n2} ریشه‌های رابطه ۲۰-۱۱۰ می‌باشند. ریشه‌ها را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\omega_{n1,2} = \frac{1}{2}\left[(1+N)\left(\omega_{na}^2 + \omega_{nt}^2\right)\right] \pm \sqrt{\left[(1+N)\left(\omega_{na}^2 + \omega_{n\ell}^2\right)\right]^2 - 4(1+N)\omega_{na}^2\omega_{n\ell}^2} \qquad (۲۰\text{-}۱۱۲)$$

دامنه‌های z_1 و z_2 نیز از حل رابطه‌ی ۲۰-۱۰۹ به دست می‌آیند. داریم:

$$z_1 = \frac{\left(\omega_{na}^2 - \omega_{n2}^2\right)\left(\omega_{na}^2 - \omega_{n1}^2\right)}{\omega_{na}^2\left(\omega_{n1}^2 - \omega_{n2}^2\right)} v_a \left[\frac{\sin\omega_{n1}t}{\omega_{n1}} - \frac{\sin\omega_{n2}t}{\omega_{n2}}\right] \qquad (۲۰\text{-}۱۱۳\text{-الف})$$

$$z_2 = \frac{v_a}{\omega_{n1}^2 - \omega_{n2}^2}\left[\frac{\omega_{na}^2 - \omega_{n2}^2}{\omega_{n1}}\sin\omega_{n1}t - \frac{\omega_{na}^2 - \omega_{n1}^2}{\omega_{n2}}\sin\omega_{n2}t\right]$$

بارکان (۱۹۶۲) به کمک مشاهدات تجربی نشان داد که ارتعاش فقط در فرکانس پایین رخ می‌دهد، به طوری که می‌توان فرض کرد دامنه‌ی ارتعاش برای $\sin\omega_{n1}t$ (که در آن $\omega_{n1} > \omega_{n2}$ می‌باشد) مساوی صفر است. در نتیجه رابطه‌ی تقریبی برای تغییرمکان دینامیکی شالوده و سندان به صورت زیر درمی‌آید:

$$z_1 = -\frac{\left(\omega_{na}^2 - \omega_{n1}^2\right)\left(\omega_{na}^2 - \omega_{n2}^2\right)}{\omega_{na}^2\left(\omega_{n1}^2 - \omega_{n2}^2\right)\omega_{n2}} v_a \sin\omega_{n2}t \qquad (۲۰\text{-}۱۱۳\text{-الف})$$

$$z_2 = -\frac{\omega_{na}^2 - \omega_{n1}^2}{\left(\omega_{n1}^2 - \omega_{n2}^2\right)\omega_{n2}} v_a \sin\omega_{n2}t \qquad (۲۰\text{-}۱۱۳\text{-ب})$$

حداکثر دامنه‌ی حرکت وقتی رخ می‌دهد که $\sin\omega_{n2}t = 1$ باشد. روابط حداکثر دامنه به قرار زیر می‌باشد:

الف: برای سیستم خاک شالوده:

$$z_1 = A_z = -\frac{\left(\omega_{na}^2 - \omega_{n2}^2\right)\left(\omega_{na}^2 - \omega_{n1}^2\right)}{\omega_{na}^2\left(\omega_{n1}^2 - \omega_{n2}^2\right)\omega_{n2}} v_a \qquad (۲۰\text{-}۱۱۳\text{-پ})$$

ب: برای سندان

$$z_2 = A_a = -\frac{\omega_{na}^2 - \omega_{n1}^2}{\left(\omega_{n1}^2 - \omega_{n2}^2\right)\omega_{n2}} v_a \qquad (۲۰\text{-}۱۱۳\text{-ت})$$

حداکثر تنش دینامیکی σ در بالشتک ر امی‌توان از رابطه‌ی زیر تعیین نمود:

$$\sigma = \frac{k_2\left(z_1 + z_2\right)}{A_2} \qquad (۲۰\text{-}۱۱۴)$$

Scanned with CamScanner

۲۰-۱۴-۸- تخمین اولیه از وزن شالوده و مساحت قاعده‌ی (سطح تماس) شالوده

به منظور تخمین اولیه، وزن شالوده به ازای وزن واحد وزنه‌ی سقوط کننده، با استفاده از رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود:

$$n_f = 8.0(1+e)v - n_a \qquad (۱۱۵-۲۰)$$

که در آن:

n_f = وزن شالوده برای وزن واحد وزنه‌ی سقوط کننده = W_f / W_d

W_f = وزن شالوده به علاوه وزن خاکریز

W_d = وزن قسمت سقوط کننده (چکش)

e = ضریب بازگشت الاستیک

v = سرعت وزنه‌ی سقوط کننده لحظه‌ای قبل از برخورد

$$n_a = \frac{\text{وزن سندان و قاب}}{\text{وزن قسمت سقوط‌کننده}} = \frac{W_a}{W_d}$$

W_a = وزن سندان و قاب

در جدول ۲۰-۷ بعضی از مقادیر عددی ضرایب مربوط به چکش‌های آهنگری ارائه شده است.

جدول ۲۰-۷- مقادیر عددی ضرایب چکش‌های آهنگری

نوع چکش	v,m/sec	e	n_a	n_f
چکش‌های منگنه				
دوطرفه (برای قطعات فولادی)	6.5	0.5	30	48
سقوط آزاد (برای قطعات فولادی)	4.5	0.5	20	34
(برای فلزات غیرفولادی)	4.5	0.0	—	16
چکش‌های آهنگری				
دوطرفه	6.5	0.25	30	35
سقوط آزاد	4.5	0.25	20	25

وزن کل شالوده (به علاوه‌ی وزن خاکریز) برابر است با:

$$W_f = n_f W_d \qquad (۱۱۶-۲۰)$$

تخمین اولیه مساحت قاعده‌ی شالوده (بارکان ۱۹۶۲)

رابطه‌ی پیشنهادی به صورت زیر است:

$$a_f = \frac{20(1+e)v}{q_a} \qquad (۱۱۷-۲۰)$$

که در آن:

a_f = مساحت قاعده برای وزن واحد وزنه‌ی سقوط کننده

Scanned with CamScanner

q_a = ظرفیت باربری مجاز واحد سطح خاک

در صورتی که وزن قسمت سقوط کننده مساوی W_d باشد، مساحت کل قاعده برابر خواهد بود با:

$$A_f = a_f W_d \qquad (۱۱۸-۲۰)$$

حداقل ضخامت شالوده نیز به صورت زیر توصیه می‌شود:

وزن چکش (تن)	حداقل ضخامت شالوده (متر)
0 تا 1.0	1.00
1.0-2.0	1.25
2.0-4.0	1.75
4.0-6.0	2.25
> 6.0	2.50

مثال ۲۰-۵- طراحی شالوده‌ی چکش آهنگری با استفاده از ثابت‌های خاک- فنر الاستیک

اطلاعات طرح:

قرار است شالوده‌ای برای یک چکش آهنگری دوطرفه با مشخصات زیر طرح شود (شکل ۲۰-۲۴):

خاک رس مخلوط با ماسه و لای = خاک محل

تنش فشاری مجاز استاتیک خاک = $q_a = 20\ \text{ton/m}^2$

ضریب فشار یکنواخت الاستیک خاک با اصلاح مربوطه:

$$\bar{C}_u = 3C_u = 12\times10^3\ \text{ton/m}^3$$

وزن چکش $W_d = 3.5\,\text{ton}$

ارتفاع سقوط $h = 100\,\text{cm}$

مساحت پیستون $a = 0.15\,\text{m}^2$

فشار بخار $p = 80\,\text{ton/m}^2$

مساحت قاعده‌ی سندان $A_2 = 4.75\,\text{m}^2$

ضخامت بالشتک زیر سندان $t = 60\,\text{cm}$

مدول الاستیسیته‌ی بالشتک = $50\times10^3\ \text{ton/m}^2$

خواسته‌ها

الف: دامنه‌ی ارتعاش شالوده و سندان

ب: دامنه‌ی ارتعاش سندان همراه با قاب

پ: تنش دینامیکی در بالشتک زیر سندان

حل:

۱- سرعت وزنه‌ی سقوط کننده

از رابطه‌ی ۲۰-۱۰۴ داریم:

Scanned with CamScanner

$$v = \alpha\sqrt{\frac{2g(W_d + ap)h}{W_d}}$$

$\alpha = 0.65$ با فرض

$$v = 0.65\sqrt{\frac{2\times 9.81(3.5 + 80\times 0.15)\times 1}{3.5}}$$

$$= 6.1\ \text{m/sec.}$$

۲- وزن شالوده‌ی W_f برای محاسبات اولیه

با فرض ضریب بازگشت ارتجاعی $e = 0.5$ از رابطه‌ی ۲۰-۱۱۵ داریم:

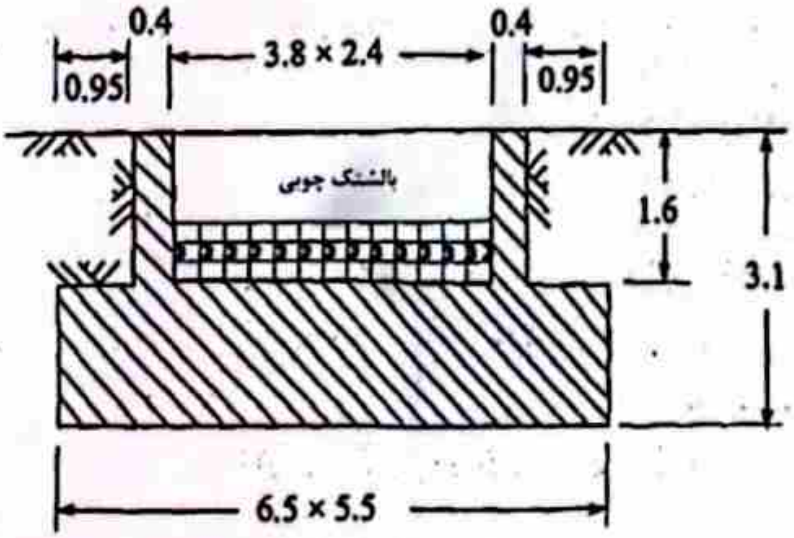
$$n_f = 8.0(1+e)v - n_a$$

$$n_a = \frac{W_2}{W_d} = \frac{90}{3.5} = 25.7$$

$$n_f = 8.0(1+0.5)6.1 - 25.7 = 47.3$$

وزن لازم شالوده W_f (همراه با خاکریز روی آن) برابر است با:

$$W_f = n_f W_d = 47.3\times 3.5 = 166\,\text{ton}$$



شکل ۲۰-۲۴- مثال ۲۰-۵

با استفاده از روابط ۲۰-۱۱۷ و ۲۰-۱۱۸، مساحت سطح تماس برابر است با:

$$A_f = W_d a_f$$

$$a_f = \frac{20(1+e)v}{q_a} = \frac{20(1+0.5)6.1}{20}$$

$$= 9.2\,\text{m}^2$$

$$A_f = 3.5\times 9.2 = 32.2\,\text{m}^2$$

۳- ابعاد اولیه شالوده با توجه به نتایج بند ۲:

ابعاد اولیه شالوده در شکل ۲۰-۲۴ نشان داده شده است.

وزن شالوده با خاکریز = 161.4 ton

مساحت سطح تماس = $A_f = 6.5 \times 5.5 = 35.7\,m^2$

۴- دامنه‌ی ارتعاش شالوده:

بالشتک زیر سندان

$$E_2 = 50 \times 10^3\ ton/m^2$$

$$t = 0.60m; A_2 = 4.75\,m^2$$

بنابراین:

$$k_2 = \frac{E}{t}A_2 = \frac{50 \times 10^3 \times 4.75}{0.60}$$

$$= 39.5 \times 10^4\ ton/m$$

$$\text{جرم چکش} = m_2 = \frac{90}{9.81} = 9.18\,ton\,sec^2/m$$

با استفاده از رابطه‌ی ۲۰-۱۱۱-ب، فرکانس طبیعی حدی سندان روی بالشتک چوبی برابر است با:

$$\omega_{na}^2 = \frac{k_2}{m_2} = \frac{39.5 \times 10^4}{9.18} = 43 \times 10^3\ sec^{-2}$$

ثابت فنر k_1 خاک زیر شالوده:

$$k_1 = \bar{C}_u A = 12 \times 10^3 \times 35.7 = 43.8 \times 10^4\ ton/m.$$

جرم شالوده:

$$m_1 = \frac{W_f}{g} = \frac{161.4}{9.81} = 16.5\,ton\,sec^2/m$$

با استفاده از رابطه‌ی ۲۰-۱۱۱-ب فرکانس‌های طبیعی حدی کل سیستم به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\omega_{n\ell}^2 = \frac{k_1}{m_1 + m_2} = \frac{42.8 \times 10^4}{16.5 + 9.18} = 16.7 \times 10^3\ sec^{-2}$$

از رابطه‌ی ۲۰-۱۱۱-الف داریم:

$$N = \frac{m_2}{m_1} = \frac{9.18}{16.5} = 0.557$$

از رابطه‌ی ۲۰-۱۱۰ می‌توان نوشت:

$$\omega_n^4 - (1 + 0.557)\left(43 \times 10^3 + 16.7 \times 10^3\right)\omega_n^2 + (1 + 0.557) \times 43 \times 10^3 \times 16.7 \times 10^3 = 0$$

یا $\omega_n^4 - 92.5 \times 10^3 \omega_n^2 + 1115 \times 10^6 = 0.$

Scanned with CamScanner

با حل معادلات فوق به دست می‌آید:

$$\omega_{n1}^2 = 78.5\times10^3\,\text{sec}^{-2} \quad \text{یا} \quad \omega_{n1} = 280\,\text{sec}^{-1}$$
$$\omega_{n2}^2 = 14.1\times10^3\,\text{sec}^{-2} \quad \text{یا} \quad \omega_{n2} = 119\,\text{sec}^{-1}$$

دامنه‌ی ارتعاش شالوده:

سرعت حرکت سندان با قاب از رابطه‌ی ۲۰-۱۰۷ برابر است با:

$$v_a = \frac{v_1(1+e)}{1+n} \qquad v_1 = 6.1\,\text{m/sec}, n = \frac{90}{3.5} = 25.71$$
$$v_a = \frac{6.1(1+0.5)}{1+25.71} = 0.342\,\text{m/sec}$$

از رابطه‌ی ۲۰-۱۱۳-پ داریم:

$$z_1 = A_z = \frac{\left(\omega_{na}^2 - \omega_{n2}^2\right)\left(\omega_{na}^2 - \omega_{n1}^2\right)}{\omega_{na}^2\left(\omega_{n1}^2 - \omega_{n2}^2\right)} v_f$$
$$= \frac{\left(43.0\times10^3 - 14.1\times10^3\right)\left(43.0\times10^3 - 78.5\times10^3\right)}{43\times10^3\left(78.5\times10^3 - 14.1\times10^3\right)} \times 0.342$$
$$= 1.07\,\text{mm}$$

دامنه‌ی ارتعاش شالوده:

از رابطه‌ی ۲۰-۱۱۳-ت داریم:

$$z_2 = A_a = \frac{\left(\omega_{na}^2 - \omega_{n1}^2\right)v_a}{\left(\omega_{n1}^2 - \omega_{n2}^2\right)\omega_{n2}}$$
$$= \frac{\left(43.0\times10^3 - 78.5\times10^5\right)0.342}{\left(78.5\times10^3 - 14.1\times10^3\right)119} = 1.6\times10^{-3}\,\text{m} = 1.6\,\text{mm}$$

با توجه به جدول ۲۰-۶ مقدار دامنه‌ی محاسبه شده کمتر از مقدار مجاز است.

تنش دینامیکی در بالشتک

از رابطه‌ی ۲۰-۱۱۴ داریم:

$$\sigma = \frac{k_2(z_1 + z_2)}{A_2}$$
$$= \frac{39.5\times10^4\left(1.07\times10^{-3} + 1.6\times10^{-3}\right)}{4.75}$$
$$= 222\,\text{ton/m}^2$$

که کوچکتر از مقدار حداکثر مجاز است.

Scanned with CamScanner

مسائل فصل بیستم

۲۰-۱- شالوده‌ی ماشین به شکل دایره و به قطر ۲/۴ متر مفروض است. وزن شالوده و ماشین ۲۷۵ کیلونیوتن است. ماشین نیروی متناوب قائم $Q = Q_0 \sin \omega t$ را بر شالوده تحمیل می‌کند که در آن $Q_0 = 27$ kN می‌باشد. فرکانس کار ماشین ۱۵۰ دور در دقیقه است. مشخصات خاک زیر شالوده به شرح زیر می‌باشد.

۰/۳ = ضریب پواسون و $45500\ kN/m^2$ = مدول برشی و $19.25\ kN/m^3$ = وزن مخصوص

مطلوب است تعیین الف: فرکانس همگامی، ب: دامنه‌ی ارتعاش در فرکانس کار.

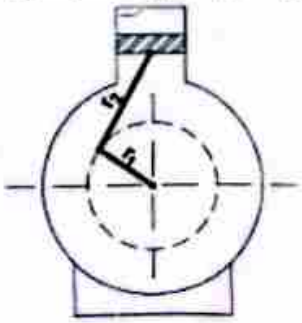
مسئله را هم از روش تشابهی و هم از روش خاک- فنر الاستیک حل کنید.

۲۰-۲- مسئله ۲۰-۱ را با فرض شالوده‌ی مستطیل به ابعاد ۱/۸×۲/۴ متر در پلان تکرار نمایید. فرض کنید که وزن شالوده و ماشین تغییر نمی‌کند.

۲۰-۳- شالوده‌ی ماشین به شکل مستطیل با ابعاد ۲/۵×۳/۵ متر در پلان مفروض است. این شالوده تحت نیروی متناوب قائم سینوسی با دامنه‌ی ثابت ۱۰ کیلونیوتن قرار دارد. فرکانس کار ماشین، ۲۰۰۰ دور در دقیقه و وزن ماشین و شالوده ۴۰۰ کیلونیوتن می‌باشد. مشخصات خاک به قرار زیر است:

۰/۲۵ = ضریب پواسون و $38000\ kN/m^2$ = مدول برشی و $18\ kN/m^3$ = وزن مخصوص. مطلوب است تعیین الف: فرکانس همگامی، ب: دامنه‌ی ارتعاش در فرکانس کار. مسئله را از دو روش تشابهی و خاک فنر الاستیک حل کنید.

۲۰-۴- موتور عکس‌العملی تک‌سیلندر با مشخصات زیر مفروض است:



سرعت کار = 1000 rpm

(میل‌لنگ) $r_1 = 90$ mm

(بازو) $r_2 = 350$ mm

وزن ماشین = 20 kN

وزن پیستون متحرک = 65 N

ماشین برروی شالوده‌ی مستطیلی به ابعاد (L×B×H) مساوی ۳×۲×۱/۵ متر متکی است. مشخصات خاک به قرار زیر می‌باشد:

وزن مخصوص = $\gamma = 19 kN/m^3, G = 24000 kN/m^2, \mu = 0.25$

مطلوب است محاسبه‌ی ۱- فرکانس همگامی، ۲- دامنه‌ی ارتعاش در همگامی، ۳- دامنه‌ی ارتعاش در کار. مسئله را از دو روش تشابهی و خاک- فنر الاستیک حل کنید.

۲۰-۵- شالوده‌ی بتنی ماشینی به ابعاد L=3، B=4 و H=1.5 متر مفروض است. شالوده‌ی تحت نیروی افقی متناوب سینوسی با دامنه‌ی ۱۰ کیلونیوتن در ارتفاع ۲ متر از سطح تحتانی شالوده قرار دارد. خاک زیر شالوده رس ماسه‌دار با $G = 30000\ kN/m^2$، $\mu = 0$ و $\rho = 1700\ kg/m^3$ می‌باشد. مطلوب است:

الف: فرکانس همگامی ارتعاش گهواره‌ای، ب: دامنه‌ی ارتعاش گهواره‌ای در همگامی

توجه: ۱- دامنه‌ی نیروی افقی ثابت است؛ ۳- از ممان اینرسی ماشین صرفنظر کنید.

۲۰-۶- مسئله‌ی ۲۰-۵ را با این فرض که نیروی افقی وابسته به زمان است، مجدداً حل کنید. دامنه‌ی نیرو در سرعت کار ۸۰۰ دور در دقیقه، مساوی ۲۰ کیلونیوتن می‌باشد.

Scanned with CamScanner