

www.icivil.ir

پرتال جامع دانشجویان و مهندسين عمران

ارائه كتابها و جزوات رايجان مهندسي عمران

بهترين و برترين مقالات روز عمران

انجمن هاي تفصلي مهندسي عمران

خوشگاه تفصلي مهندسي عمران

ملاحظاتى بر ويرايش چهارم استاندارد ۲۸۰۰

عبدالرضا سروقدمقدم

پژوهشگاه بين المللى زلزله شناسى و مهندسى زلزله

قطعات الحاقی





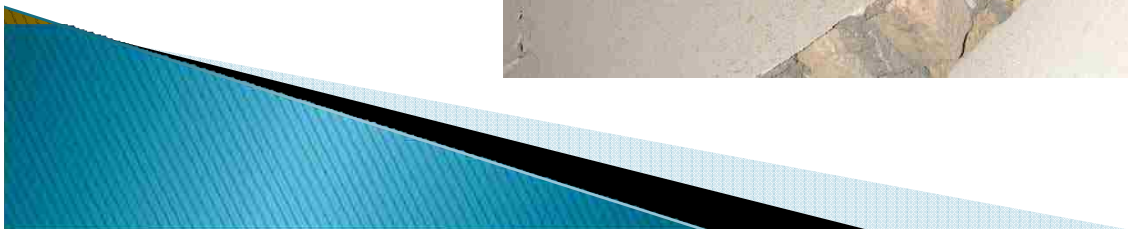
IIEES



IIEES







برای تأمین این منظور در سازه هایی که پلان و هندسه بنا در زیر تراز پایه مغایرت چندانی با بالای تراز پایه ندارند، مشخصات سازه در زیر تراز پایه، به لحاظ ابعاد و جزئیات تیرها و ستونها و دیوارهای برشی و بادبندها، باید حداقل مشابه روی آن باشند.

۲-۸ نیروی جانبی زلزله وارد بر اجزای ساختمان و قطعات الحاقی

اجزای ساختمان و قطعات الحاقی به ساختمان باید در مقابل نیروی جانبی که از رابطه زیر به دست می آید محاسبه شوند:

$$F_p = A B_p I W_p \quad (2-18)$$

در این رابطه:

A و I مقادیر مندرج در بندهای ۲-۳-۳ و ۲-۳-۷ هستند که برای محاسبه نیروی وارد به کل ساختمان به کار برده شده اند.

W_p : وزن جزء ساختمان یا قطعه الحاقی مورد نظر است.

در مخازن و قفسه بندی انبارها و کتابخانه ها W_p علاوه بر بار مرده شامل وزن محتویات آنها در حالت کاملاً پر است.

B_p ضریبی است که مقدار آن در جدول (۷) داده شده است.

جدول ۷ ضریب B_p

B_p	جهت نیروی افقی	اجزای ساختمان یا قطعات الحاقی
۰/۷	در امتداد عمود بر سطح دیوار	دیوارهای خارجی و داخلی ساختمان و تیغه های جداکننده
۲/۰۰	در امتداد عمود بر سطح دیوار	جان پناه ها و دیوارهای طره ای
۲/۰۰	در هر امتداد	اجزای تزئینی و داخلی و یا قسمتهای الحاقی به ساختمان
۱/۰۰	در هر امتداد	مخازن، برجها، دودکشها، وسایل و ماشین آلات در صورتی که متصل به ساختمان و یا جزئی از آن باشند و سقفهای کاذب
۱/۰۰	در هر امتداد	اتصالات عناصر سازه ای پیش ساخته



تبصره ۱: برای قطعات الحاقی که با مصالح بتایی و ملات ماسه سیمان ساخته می‌شوند می‌توان مقاومت کششی مجاز مصالح و ملات را حداکثر تا ۱۵ درصد مقاومت فشاری آنها، مندرج در استاندارد شماره ۵۱۹ ایران، در محاسبات منظور نمود.

۹-۲ نیروی جانبی زلزله مؤثر بر دیافراگم‌ها

۹-۲-۱ دیافراگم‌ها که معمولاً کفهای سازه‌ای تحمل‌کننده بارهای ثقیل در ساختمانها هستند، در هنگام وقوع زلزله وظیفه انتقال نیروهای ایجاد شده در کفها را به عناصر قائم باربر جانبی بر عهده دارند. این دیافراگم‌ها باید در برابر تغییر شکلهای افقی که در میانصفحه آنها ایجاد می‌شود، مقاومت و سختی کافی را دارا باشند. دیافراگم‌ها باید برای نیروی جانبی زلزله مطابق رابطه زیر محاسبه شوند.

$$F_{pi} = \frac{(F_t + \sum_{j=i}^n F_j)}{\sum_{j=i}^n W_j} W_i \quad (۱۹-۲)$$

در این رابطه:

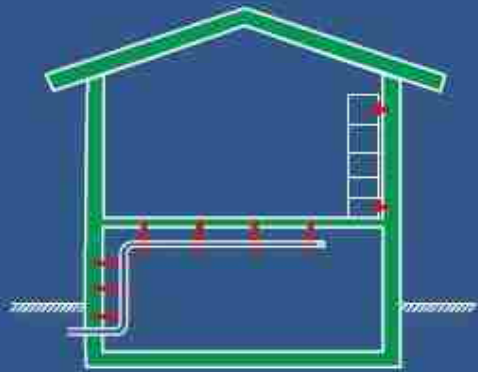
F_{pi} نیروی جانبی وارد به دیافراگم در تراز i
 W_i وزن دیافراگم و اجزای متصل به آن در تراز i ، شامل قسمتی از بار زنده مطابق ضابطه بند ۲-۳-۱.

F_j ، F_t و W_j به ترتیب، نیروهای وارد به طبقه و وزن طبقه مطابق تعاریف بند ۲-۳-۹. در رابطه فوق، حداقل مقدار F_{pi} برابر با $0.35AIW_i$ است، و حداکثر آن لازم نیست بیشتر از $0.7AIW_i$ در نظر گرفته شود. در صورتی که لازم باشد دیافراگم علاوه بر نیروی زلزله طبقه، نیروی جانبی اعضای قائمی را که در قسمت بالا و پایین دیافراگم بر روی یکدیگر واقع نشده‌اند، به یکدیگر منتقل نماید، مقدار این نیروها نیز باید به نیروی به دست آمده از رابطه (۱۹-۲) اضافه شود.

۹-۲-۲ تلاشهای داخلی و نیز تغییر شکلهای ایجاد شده در دیافراگم‌ها باید با استفاده از روشهای شناخته شده تحلیل سازه‌ها تعیین گردند. در دیافراگم‌های متعارف که دارای پلان نسبتاً منظمی بوده و فاقد بازشوهای بزرگ و نزدیک به هم باشند، این تلاشها و تغییر شکلهای را می‌توان با فرض عملکرد دیافراگم به صورت تیر تیغه‌ای که بر روی تکیه گاه‌های ارتجاعی قرار گرفته است، تعیین نمود. برای این منظور می‌توان از روش پیشنهاد

Basic principles for the seismic design of buildings

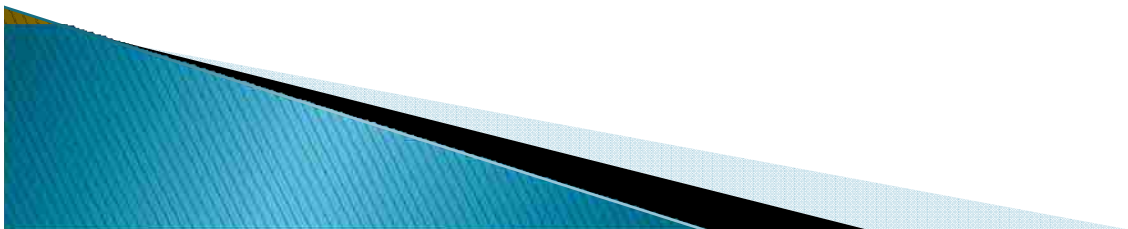
35



Fasten installations
and equipment!

Prof. Hugo Bachmann

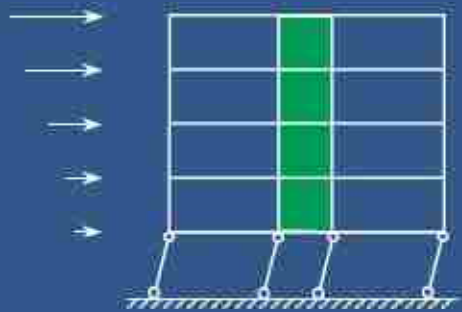
IBK - ETH Zurich



قطعات غیر سازه ای



Basic principles for the seismic design of buildings

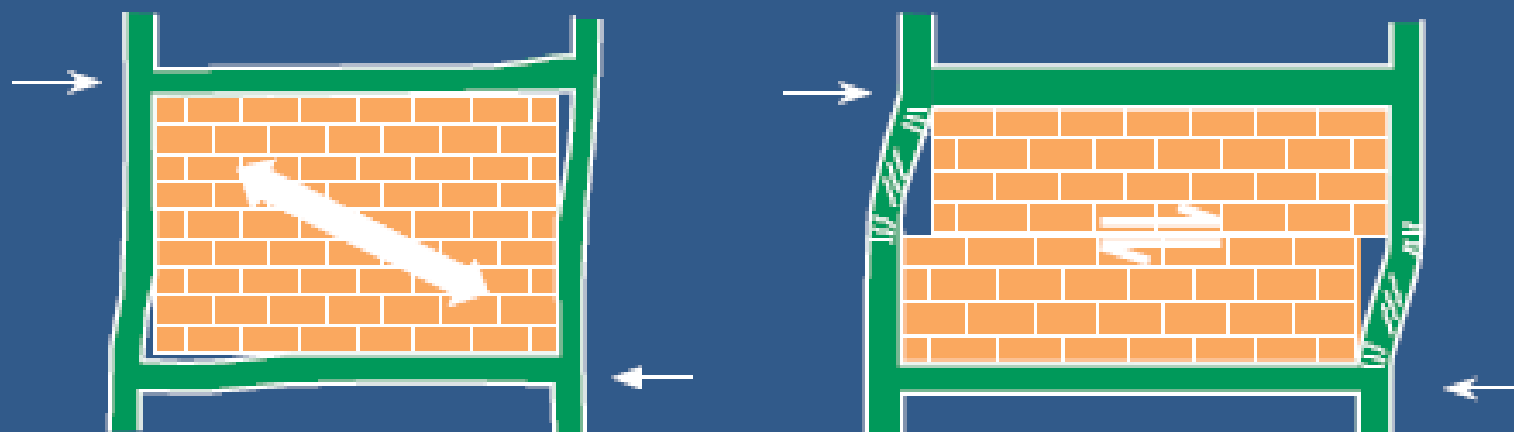


Avoid soft-storey ground floors!



Basic principles for the seismic design of buildings

11

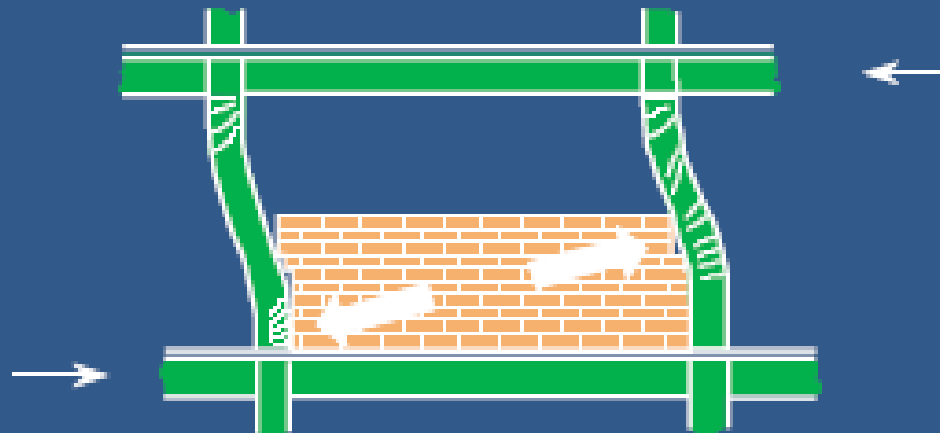


Avoid «bracing» of frames
with masonry infills!



Basic principles for the seismic design of buildings

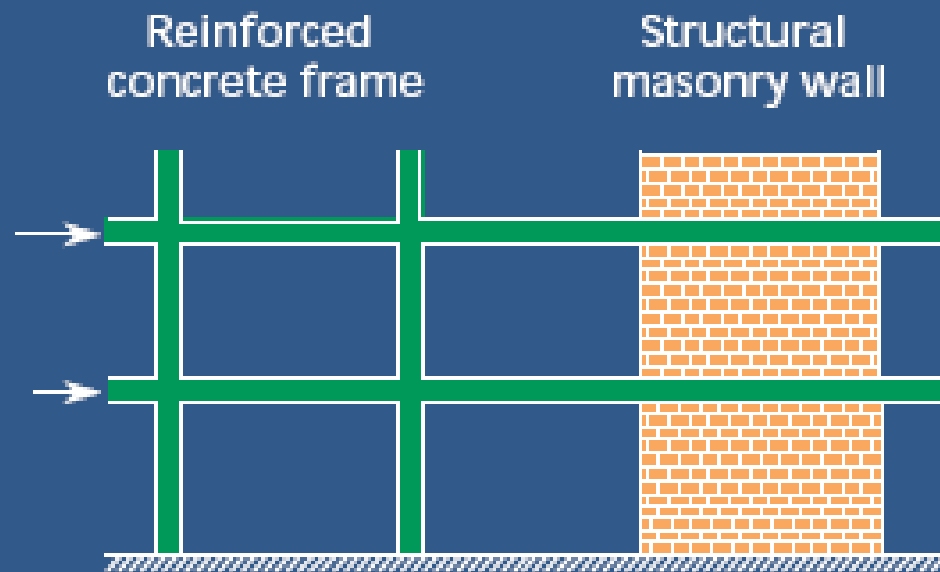
11



Avoid partially infilled frames!

Basic principles for the seismic design of buildings

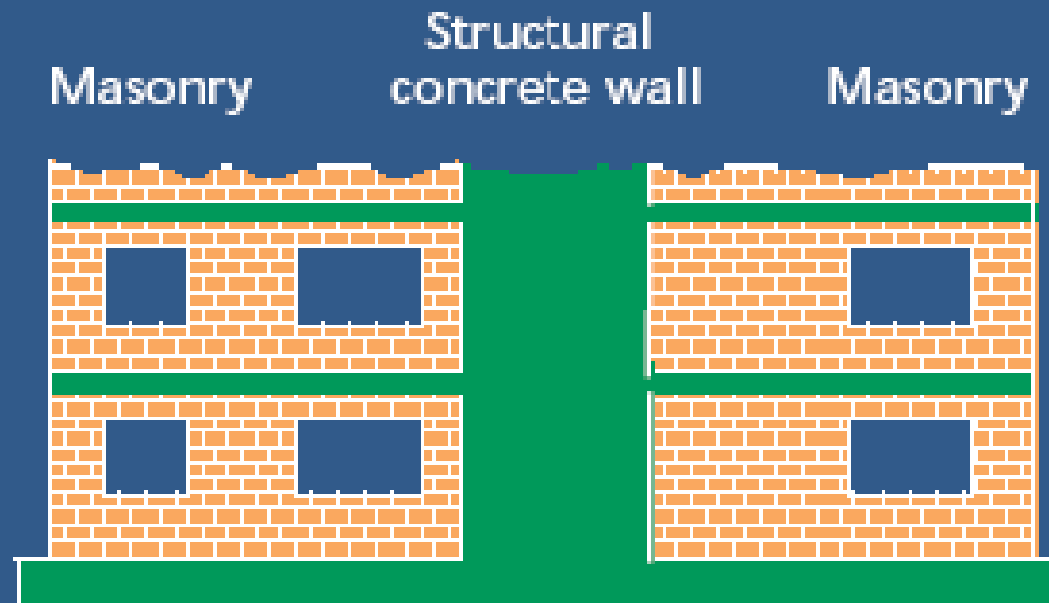
10



Avoid mixed
systems of
columns and
structural
masonry walls!

Basic principles for the seismic design of buildings

12



Stiffen masonry buildings with reinforced concrete structural walls!

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

- ۱- چنانچه جداگرهای میانگابی مانعی برای حرکت قابها ایجاد نمایند:
- در قابهای فولادی

$$T = 0.1 \times H^{0.8} \quad (2-5)$$

- در قابهای بتن مسلح

$$T = 0.1 \times H^{0.7} \quad (2-6)$$

۲- چنانچه جداگرهای میانگابی مانعی برای حرکت قابها ایجاد نمایند:

مقدار T برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته می‌شود.

ب- برای ساختمانهای با سایر سیستم‌ها در تمام موارد وجود یا عدم وجود جداگرهای میانگابی:

$$T = 0.1 \times H^{0.5} \quad (2-7)$$

در روابط فوق، H ارتفاع ساختمان بر حسب متر، از تراز پایه است و در محاسبه آن، ارتفاع خریشته، در صورتی که وزن آن بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، نیز باید منظور گردد.

تبصره ۱: به جای استفاده از روابط تجربی یاد شده می‌توان زمان تناوب اصلی توبان

ساختمان T را با استفاده از روشهای تحلیلی و یا رابطه (۲-۸) محاسبه نمود.

ولی مقدار آن نباید از ۱/۲۵ برابر زمان تناوب به دست آمده از رابطه تجربی بیشتر اختیار شود.

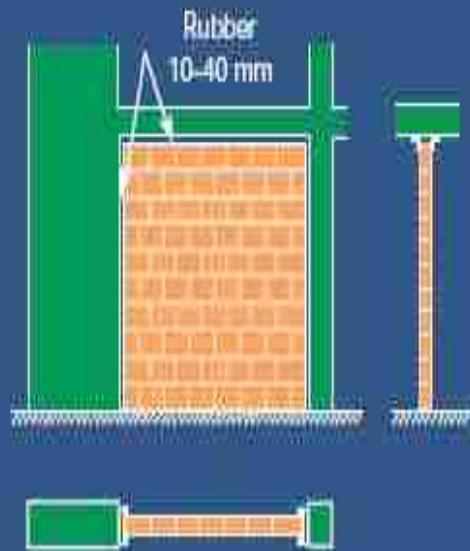
$$T = 2\pi \sqrt{\left(\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2 \right) + \left(g \sum_{i=1}^n F_i \delta_i \right)} \quad (2-8)$$

F_i و δ_i به ترتیب نیروی جانبی وارد به طبقه و تغییر مکان ناشی از آن است. F_i را

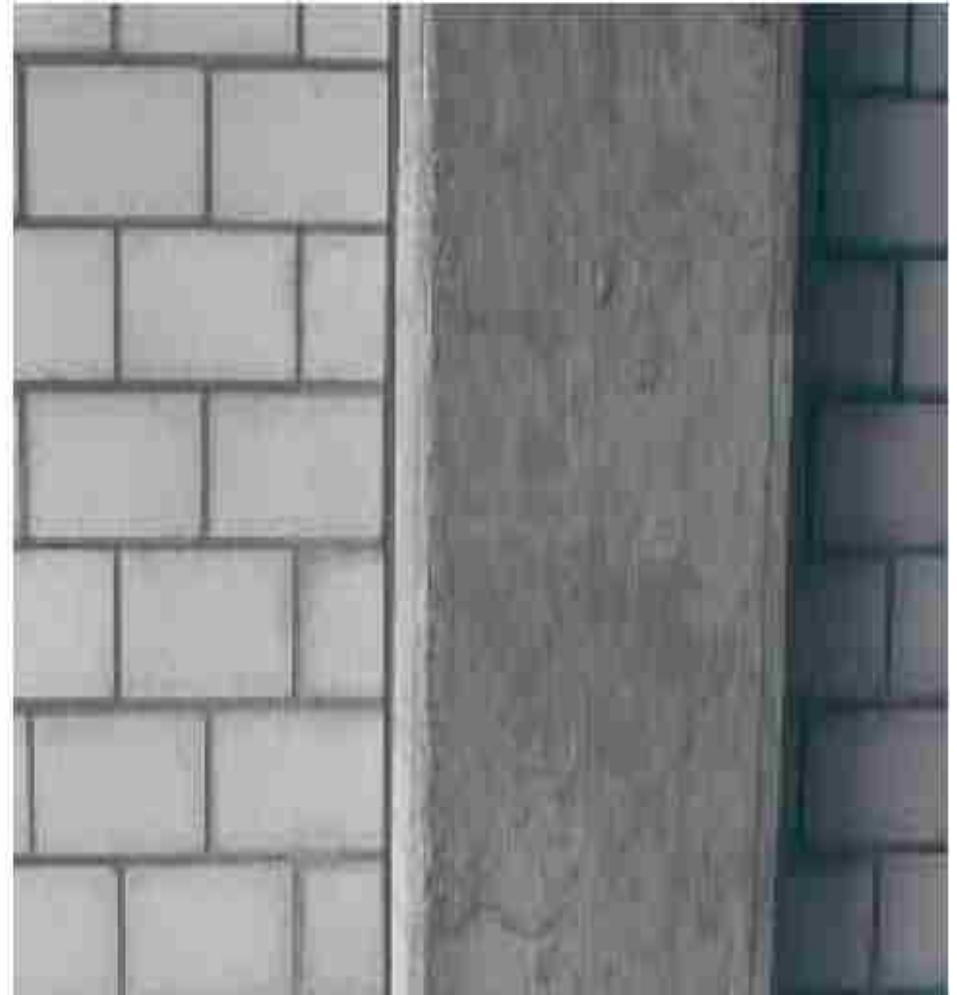
می‌توان بر اساس توزیع تقریبی رابطه (۲-۹) و یا هر توزیع منطقی دیگر اختیار کرد. w_i

Basic principles for the seismic design of buildings

15



In skeleton
structures,
separate
non-structural
masonry walls
by joints!





Basic principles for the seismic design of buildings

14



Governing size:
Inter-storey
displacement δ/h

Match structural and
non-structural elements!

Prof. Hugo Bachmann

Ibik - ETH Zurich



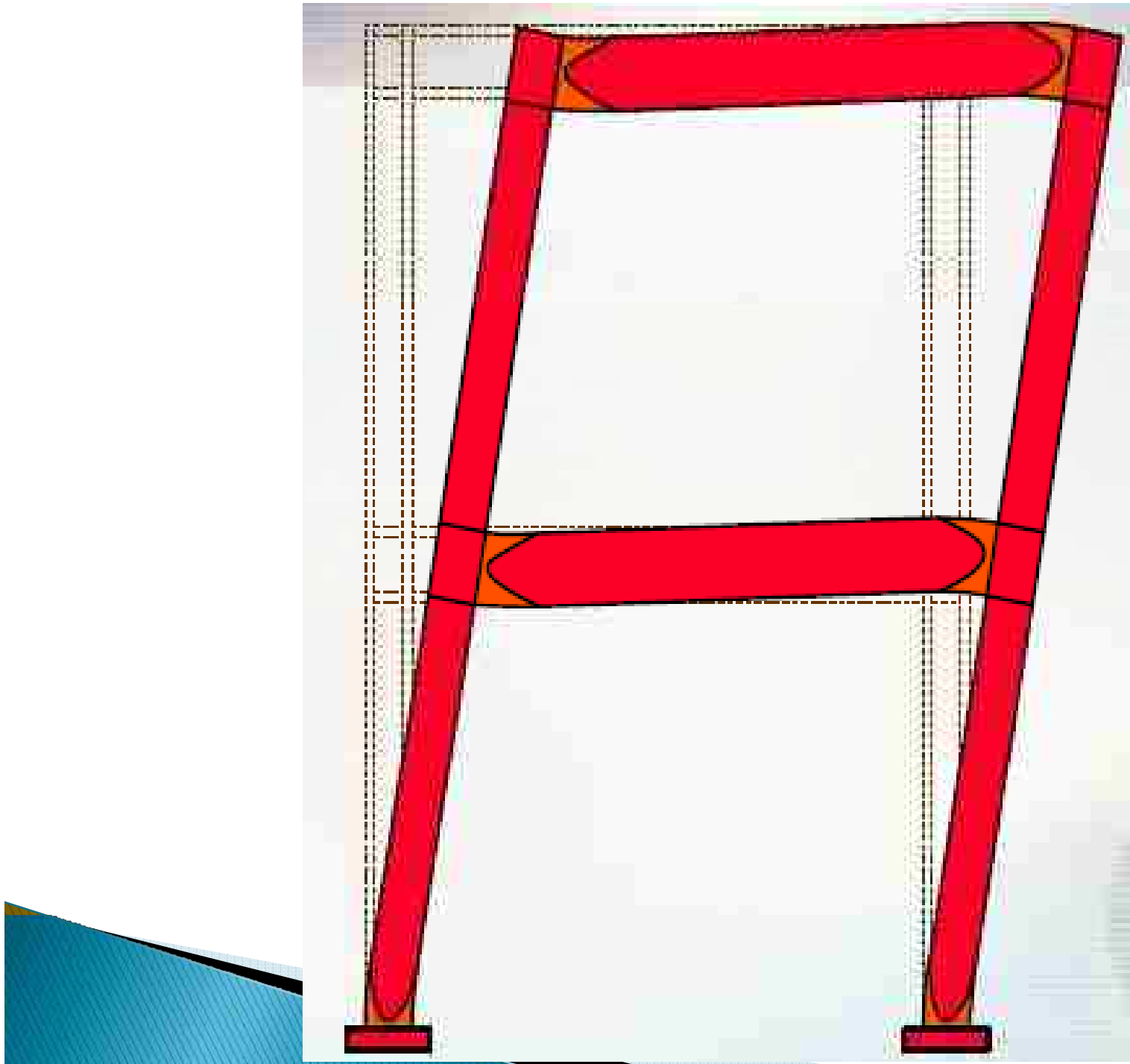
نیستند. ولی از طریق دیافراگم‌های کفها با سیستم باربر جانبی مرتبط هستند، باید برای آثار ناشی از تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح طبقه، بند ۳-۵-۳، طراحی شوند. در این محاسبات، در صورت نیاز، اثر $\Delta - P$ باید منظور گردد.

۳-۱۲. قطعات نما و سایر قطعات غیر سازه‌ای متصل به ساختمان

۳-۱۲-۱ در ساختمانهای با «اهمیت خیلی زیاد و زیاد» و ساختمانهای بلندتر از هشت طبقه در صورتی که دیوارهای جداکننده داخلی و یا دیوارهای نما جزو سیستم سازه‌ای باربر جانبی نباشند، باید به طریقی به سازه متصل شوند که محدودیتی در حرکت سازه در امتداد صفحه دیوار ایجاد ننمایند. اتصالات این دیوارها به سازه باید توانایی انتقال نیروی زلزله ایجاد شده بر اثر جرم دیوار را به سازه دارا باشند. این قبیل دیوارها بهتر است از جنس سبک و انعطاف پذیر انتخاب شوند. متقابلاً چنانچه این دیوارها محدودیتی در حرکت سازه در امتداد صفحه دیوار ایجاد نمایند، اثر سختی آنها باید در تحلیل سازه برای نیروهای جانبی منظور گردد و دیوارها و اتصالات آنها به سازه برای تلاشهای ایجاد شده در آنها طراحی شوند.

۳-۱۲-۲ در ساختمانهای با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» و یا ساختمانهای بلندتر از ۸ طبقه که در آنها از قطعات پیش‌ساخته و یا قطعات شیشه‌ای برای نما استفاده شده است، قطعات نما باید برای مقاومت در برابر نیروی زلزله مطابق بند ۳-۸ طراحی گردند. و علاوه بر آن، قادر باشند تغییر مکانهای ایجاد شده در طبقات سازه بر اثر نیروی جانبی زلزله را بدون ایجاد محدودیتی در حرکت سازه، تحمل نمایند. این قطعات باید بر روی اجزای سازه‌ای سکی بوده و یا با اتصالات مکانیکی مطابق ضوابط زیر به این اجزا متصل شوند:

- الف- اتصالات قطعات نما، نظیر قابهای شیشه‌ای و قطعات پیش‌ساخته به سازه و همچنین عرض درز بین این قطعات باید به گونه‌ای باشند که بتوانند تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح طبقه، بند ۳-۵-۳ و یا $1/5$ سانتیمتر، هر کدام که بزرگتر است، پذیرا باشند.
- ب- اتصالات باید به گونه‌ای باشند که حرکت نسبی دو طبقه مجاور در امتداد صفحه قطعات را از طریقی اتصالات لغزشی یا استفاده از پیچ و سوراخهای بادامی شکل و یا اتصالاتی که حرکت نسبی طبقات را از طریق خم شدن قطعات فولادی و یا هر گونه



اتصال مشابه دیگری که لغزش و یا انعطاف پذیری مشابه یاد شده را به وجود نیاورد تأمین کنند.

ب- اتصالات باید دارای شکل پذیری و ظرفیت چرخش پذیری کافی بوده تا از شکست غیر شکل پذیر مهارها در مجاورت جوشها جلوگیری شود.

ت- بدنه اتصال قطعات به سازه باید برای $1/32$ برابر نیروی زلزله، مطابق بند ۸-۲ طراحی شود.

ث- تمام ادوات اتصال مانند پیچها، جوشها و ریشه‌های متصل کننده بدنه (عناصر) اتصال به سازه و یا قطعه غیر سازه‌ای باید برای ۴ برابر نیروی زلزله مطابق بند ۸-۲ طراحی شوند.

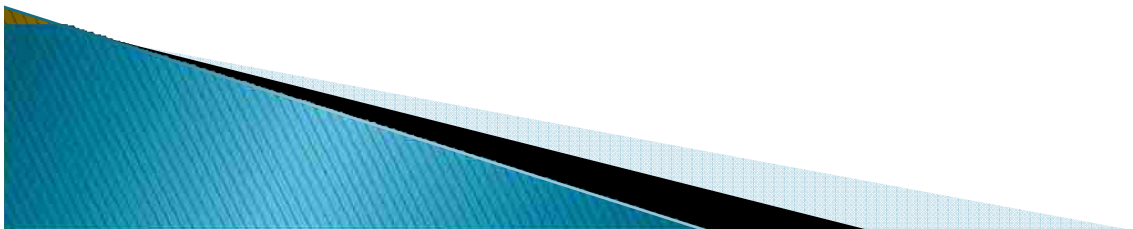
ج- ریشه‌ها و مهارهایی که در داخل بتن قرار می‌گیرند باید ترجیحاً به میلگردهای داخل بتن متصل شده و یا دور آنها قلاب گردند و یا به نحوی در بتن مهار شوند که قادر باشند نیروهای وارده را به میلگردهای داخل بتن منتقل نمایند.

۲-۱۲-۳ برای ساختمانهای غیر از موارد ذکر شده در ذیل ۱-۱۲-۲ و ۲-۱۲-۳، با هر تعداد طبقه رعایت ضوابط دیوارهای غیر سازه‌ای و تماسازی حداقل، مطابق بندهای ۲-۳ و ۱۲-۳ الزامی است.

۲-۱۳ کنترل سازه برای بار زلزله سطح بهره‌برداری

۲-۱۳-۱ ساختمانهای «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» و یا بلندتر از ۵۰ متر و یا بیشتر از ۱۵ طبقه باید برای زلزله سطح بهره‌برداری کنترل شوند به طوری که، مطابق تعریف بند ۱-۱-۱ ب و ۱-۱-۱ پ، قابلیت بهره‌برداری خود را در زمان وقوع زلزله حفظ نمایند. برای این منظور مشخصات سازه این ساختمان‌ها باید چنان باشد که زیر اثر ترکیب بارها در سطح بهره‌برداری، بدون اعمال ضریب بار، الزامات زیر را تأمین نمایند:

- الف- در سازه‌های فولادی، تنش‌های ایجاد شده در اعضا از حد جاری شدن فولاد تجاوز نکند.
- ب- در سازه‌های بتن مسلح تلاش‌های ایجاد شده در اعضا، بدون اعمال ضرایب کاهش مقاومت، از مقاومت نهایی اسمی آنها تجاوز نکند.
- پ- تغییر مکان‌هایی نسبی از تجزیه بهره‌برداری طبقه محدودیت بند ۲-۵-۵ را رعایت نمایند.



Basic principles for the seismic design of buildings

32



insufficient



better

Anchor facade elements against horizontal forces!



۱۲-۳ نماسازی

۱-۱۲-۳ در نماسازی با آجر ارجح است آجر نما به طور همزمان با آجر پشت کار چیده شود و باید ضخامت این دو نوع آجر یکسان و یا تقریباً یکسان باشد تا هر دو در هر رگ روی یک لایه ملات چیده شوند.

در صورتی که آجر نما پس از احداث دیوار پشت کار چیده شود باید با مهار کردن مفتولهای فلزی در داخل ملات پشت کار و قراردادن سر آزاد این مفتولها در ملات آجر نما، این دو قسمت آجرکاری به هم متصل گردند. فاصله این مفتولها در هر یک از جهات افقی و قائم نباید از ۵۰ سانتیمتر بیشتر اختیار شود.

۲-۱۲-۳ نماسازی با سنگ غیر پلاک که قطعات سنگ به صورت افقی رویهم چیده می‌شوند تابع مقررات نماسازی با آجر مطابق بند ۱-۱۲-۳ می‌باشد. در صورتی که سنگها به صورت پلاک بطور قائم نصب شوند باید با تعبیه اسکوپ و یا مهار مناسب دیگری از جدا شدن و فروریختن آنها در موقع بروز زلزله جلوگیری شود.

۱۳-۳ خرپشته

در صورتی که سطح زیربنای خرپشته بیش از ۲۵ درصد سطح زیر بنای طبقه زیرین خود باشد، خرپشته به عنوان یک طبقه محسوب می‌شود و ضوابط بند ۲-۳ در مورد آن باید رعایت گردد.

ارتفاع خرپشته از تراز طبقه زیرین خود حداکثر ۳ متر است و رعایت ضوابط مربوط به کلافبندی افقی و قائم و سایر ضوابط این فصل در مورد جزئیات اجرایی آن الزامی است.

فصل چهارم

ضوابط طراحی لرزه‌ای اعضای غیرسازه‌ای

۴-۱ کلیات

۴-۱-۱ محدوده کاربرد

در این فصل حداقل معیارهای طراحی لرزه‌ای برای اجزاء غیرسازه‌ای، شامل اجزاء معماری و تجهیزات و تأسیسات مکانیکی و برقی، که بطور دائم متکی و یا متصل به سازه می‌باشند، نگهدارنده و ادوات اتصال آنها ارائه می‌شود.

در صورتیکه وزن یک جزء غیر سازه‌ای بیشتر از ۲۵ درصد وزن مؤثر لرزه‌ای سازه باشد، مجموعه بصورت سازه غیرساختمانی منظور می‌شود و لازم است طراحی لرزه‌ای طبق فصل پنجم انجام گیرد.

رعایت ضوابط این فصل برای تمام ساختمانها توصیه می‌شود ولی برای کلیه ساختمانهای با اهمیت خیلی زیاد ضروری و همچنین سایر ساختمانهای با تعداد طبقات هشت و بیشتر از تراز پایه الزامی می‌باشد. در مورد ساختمانهای با اهمیت متوسط با تعداد طبقات هفت و کمتر، در صورتیکه ضوابط این فصل رعایت نشود، لازم است تا ضوابط اجزای معماری مطابق فصل هفتم رعایت گردد.

$$F_p = \frac{0.4a_p S_{DS} W_p I_p}{R_p} \left(1 + 2 \frac{Z}{H} \right) \quad (1-4)$$

مقدار F_p لازم نیست از مقداری که طبق رابطه (۲-۴) محاسبه می شود بیشتر و نباید از مقداری که طبق رابطه (۳-۴) محاسبه می شود کمتر اختیار گردد.

$$F_p = 1.6 S_{DS} I_p W_p \quad (2-4)$$

$$F_p = 0.3 S_{DS} I_p W_p \quad (3-4)$$

در روابط فوق:

F_p = نیروی طرح لرزه‌ای

S_{DS} = شتاب طیفی زمان تناوب کوتاه (۰/۲ ثانیه). در صورت استفاده از طیف طرح استاندارد، $S_{DS} = A(S+1)$ خواهد بود.

a_p = ضریب بزرگنمایی جزء طبق جدول (۱-۴) یا (۲-۴). در صورت تحلیل دینامیکی معتبر، مقدار حاصل از تحلیل را می توان برای ضریب بزرگنمایی جزء اختیار کرد ولی در هر حال مقدار آن نباید از یک کمتر باشد.
 I_p : ضریب اهمیت جزء طبق بند ۴-۱-۲ که ۱ یا ۱/۴ است.

W_p = وزن جزء در حالت بهره‌برداری

R_p = ضریب رفتار جزء طبق جدول (۱-۴) یا (۲-۴).

Z = ارتفاع محل اتصال جزء به سازه نسبت به تراز پایه ساختمان. برای اجزاء واقع در تراز پایه ساختمان و یا پایین تر از آن، مقدار $Z=0$ منظور می شود. در رابطه (۱-۴)، لزومی به لحاظ کردن نسبت Z/h بیشتر از یک نیست.

جدول (۴-۱) ضرایب اجزای معماری

جزء معماری	a_p	R_p
۱- دیوار غیر سازه‌ای داخلی و تیغه		
- دیوار غیر مسلح مصالح بنایی	۱	۱/۵
- انواع دیگر دیوار و تیغه	۱	۲/۵
۲- اجزای طره‌ای نظیر جان پناه، دیوار غیر سازه‌ای و دودکش که مهار نشده یا در محلی پایین تر از مرکز ثقل جزء مهار شده باشد.	۲/۵	۲/۵
۳- اجزای طره‌ای نظیر جان پناه، دودکش و دیوار سازه‌ای خارجی که در محلی بالاتر از مرکز ثقل جزء مهار شده باشند.	۱	۲/۵
۴- دیوار خارجی غیر سازه‌ای و اتصالات آن		
- دیوار و اتصال آن	۱	۲/۵
- بست‌های سیستم اتصال	۱/۲۵	۱
۵- پوشش نما		
- اجزای با شکل‌پذیری متوسط و اتصالات آنها	۱	۲/۵
- اجزای با شکل‌پذیری کم و اتصالات آنها	۱	۱/۵
۶- خرپشته (به استثنای حالتی که این بخش بصورت یکپارچه با سازه ساختمان ساخته شده باشد که در آن صورت باید همراه با سازه تحلیل و طراحی شود)	۲/۵	۲/۵
۷- پله فراری که جزیی از سازه اصلی ساختمان نباشد.	۱	۲/۵
۸- سقف کاذب	۱	۲/۵
۹- قفسه و کابینت	۱	۲/۵
۱۰- کف دسترسی	۱	۱/۵
۱۱- تابلو و نشان	۲/۵	۲/۵

۲-۲-۴ تغییر مکان نسبی حاصل از زلزله

اثرات تغییر مکان نسبی حاصل از زلزله باید در ترکیب با تغییر مکان‌های ناشی از سایر عوامل به نحو مناسبی منظور شود. تغییر مکان نسبی حاصل از زلزله، D_p ، طبق ضوابط زیر محاسبه می‌شود.

تغییر مکان نسبی، D_p ، بین دو محل اتصال یک جزء واقع بر روی سازه A یکی در ارتفاع h_x و دیگری در ارتفاع h_y ، برابر است با:

$$D_p = \delta_{xA} - \delta_{yA} \quad (۵-۴)$$

در صورت استفاده از روش طیفی در تحلیل سازه، اختلاف تغییر مکان طبقات برای هر مود محاسبه و نتایج بطریق آماری با یکدیگر ترکیب می‌شوند. مقدار D_p لازم نیست از مقدار محاسبه شده طبق رابطه (۶-۴) بزرگتر باشد.

$$D_p = \frac{(h_x - h_y) \Delta_{aA}}{h_{sx}} \quad (۶-۴)$$

برای دو محل اتصال واقع بر روی دو سازه جداگانه A و B یکی در ارتفاع h_x و دیگری در ارتفاع h_y ، D_p از رابطه (۷-۴) محاسبه می‌شود.

$$D_p = |\delta_{xA}| + |\delta_{yB}| \quad (۷-۴)$$

مقدار D_p لازم نیست از مقدار محاسبه شده طبق رابطه (۸-۴) بیشتر باشد.

$$D_p = \frac{h_x \Delta_{aA}}{h_{sx}} + \frac{h_y \Delta_{aB}}{h_{sy}} \quad (۸-۴)$$

که در آن:

D_p = تغییر مکان نسبی حاصل از زلزله که جزء باید برای پذیرش آن طراحی شود.

δ_{xA} = تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح ساختمان در تراز X سازه A

δ_{yA} = تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح ساختمان در تراز Y سازه A

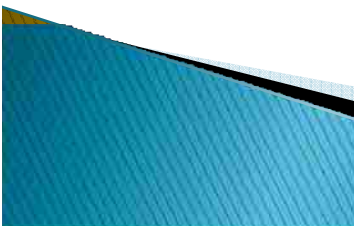
δ_{yB} = تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح ساختمان در تراز Y سازه B

h_x = ارتفاع تراز x (مربوط به اتصال بالایی)

h_y = ارتفاع تراز y (مربوط به اتصال پایینی)

Δ_{aA} = تغییر مکان جانبی نسبی مجاز طبقه برای سازه A

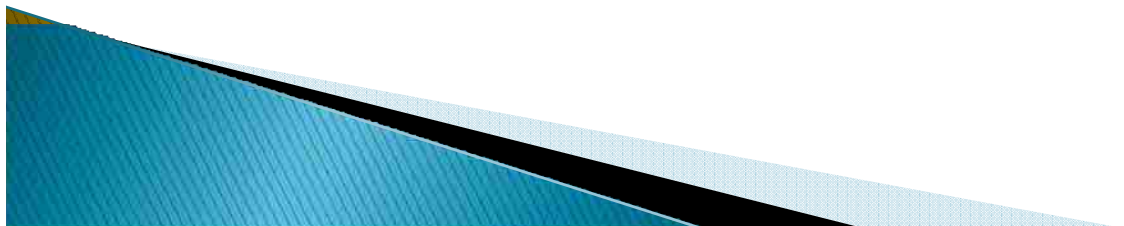
Δ_{aB} = تغییر مکان جانبی نسبی مجاز طبقه برای سازه B



۴-۲-۳ مهار اجزای غیر سازه‌ای

اجزای غیر سازه‌ای و تکیه‌گاههای آنها باید به گونه‌ای به سازه مهار شوند که ضوابط این بند و سایر ضوابط این استاندارد را اقلان نمایند. این اجزا باید با استفاده از اتصالات جوشی یا پیچی یا نظایر آن به صورت مناسبی بدون در نظر گرفتن مقاومت اصطکاکی حاصل از نیروهای ثقلی به سازه متصل شوند. لازم است مسیر انتقال بار بطور مناسبی با سختی و مقاومت کافی فراهم شود. اعضای سازه و اتصالات آن باید به صورت موضعی برای تحمل بارهای ناشی از اثر اجزاء غیرسازه‌ای و نگهدارنده‌های آنها طراحی شوند. بارهای وارده همان نیروهای هستند که نحوه محاسبه آنها در بند ۴-۲-۱ ارائه شده است.

نیروهای ایجاد شده در ادوات اتصال باید بر اساس نیروها و جابجایی‌های تعیین شده در بندهای ۴-۲-۱ و ۴-۲-۲ محاسبه شوند ولی مقدار R_p نباید از ۶ بیشتر در نظر گرفته شود.



سازه های غیر ساختمانی



۲-۱۳-۲ مشخصات حرکت زمین در زلزله سطح بهره‌برداري باید مشابه زلزله طرح. بند ۲-۳. در نظر گرفته شود، با این تفاوت که شتاب مبثای طرح A در آن به یک ششم مقدار خود کاهش داده شود، در مقابل ضریب رفتار R در محاسبه نیروی جانبی زلزله برابر با یک منظور می‌گردد. به این ترتیب، در روش تحلیل استاتیکی معادل مقدار برشی پایه در این سطح از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$V_{\text{base}} = \frac{1}{6} A B I W \quad (2-13)$$

پارامترهای W, I, B, A تعاریف معمول بند ۲-۳-۱ را دارند.

۲-۱۴ سازه‌های غیر ساختمانی

۲-۱۴-۱ نیروی جانبی زلزله مؤثر بر سازه‌های غیر ساختمانی، که در جدول (۸) نام برده شده، با استفاده از یکی از روشهای مندرج در بند (۲-۱) و با رعایت ضوابط زیر تعیین می‌گردد.

الف- زمان تناوب نوسان این سازه‌ها باید با استفاده از یکی از روشهای تحلیل شناخته شده تعیین گردد. زمان تناوب اصلی نوسان پاندولهای وارونه، برجها و دودکشها را می‌توان با استفاده از روابط پیشنهاد شده در پیوست (۴) بدست آورد.

ب- چنانچه زمان تناوب اصلی نوسان این نوع سازه‌ها از 0.5 ثانیه تجاوز نماید، به‌کارگیری یکی از روشهای تحلیل دینامیکی در محاسبه نیروی جانبی الزامی است.

پ- ضریب رفتار R برای این سازه‌ها طبق جدول (۸) تعیین می‌گردد، مقدار $\frac{B}{R}$ در هر حال نباید کمتر از 0.5 در نظر گرفته شود.

ت- سازه‌هایی که زمان تناوب اصلی نوسان آنها کمتر از 0.6 ثانیه است صلب تلقی شده و مقدار $\frac{B}{R}$ برای آنها 0.5 در نظر گرفته می‌شود.

ث- توزیع نیروی جانبی در ارتفاع این سازه‌ها بر حسب مورد با استفاده از روش مندرج در بند ۲-۳-۱ یا ۲-۲ به عمل می‌آید.

ج- محدودیت تغییر مکان جانبی موضوع بند ۲-۵ در مورد این سازه‌ها اعمال نمی‌شود.

مگر آنکه خرابی سازه و یا عوامل غیر سازه‌ای آن تلفات جانبی به همراه داشته و یا محدودیت‌های خاصی از نظر بهره‌برداری مورد نظر باشد.

۲-۱۴-۲ نیروی جانبی زلزله مؤثر در مخازن زمینی و زیرزمینی با استفاده از ضوابط و معیارهای نشریه شماره ۱۲۲ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور تعیین می‌گردد.

جدول ۸ ضریب رفتار برای سازه‌های غیر ساختمانی، R

ردیف	نوع سازه	R
۱	سازه‌هایی که رفتارشان مشابه پانتول وارونه است. مخازن هوایی که بر روی پایه‌های بادبندی شده یا نشده قرار دارند.	۴
۲	سینوها، دودکشها و به طور کلی سازه‌هایی که دارای جرم گسترده بوده و رفتارشان مشابه ستون ملرهای است.	۵
۳	برج‌های خشک‌کن که بر روی پایه‌های بادبندی شده قرار گرفته‌اند.	۳
۴	قیرها و کندوهای متکی بر روی پایه‌های بادبندی شده یا نشده.	۴
۵	برج‌ها و دکل‌های متکی آزاد یا مهار شده.	۴
۶	ملاطم، تابلوها، تاسیسات خاص تفریحی و بازی و برج‌های بادبود.	۵
۷	سایر سازه‌ها	۳/۵

۲-۱۵ ترکیب نیروی زلزله با سایر نیروها - تنش‌های طراحی

در صورتی که محاسبه سازه به روش تنش‌های مجاز انجام شود، ضوابط استاندارد شماره ۵۱۹ ایران و یا مقررات ملی ساختمان ملاک عمل است و در صورتی که محاسبه سازه‌ها به روش مقاومت نهایی و یا در حالت‌های حدی انجام پذیرد، ترکیب نیروهای زلزله با سایر نیروها باید با رعایت ضوابط آیین‌نامه بتن ایران «ابا» برای سازه‌های بتن مسلح، و یا با رعایت آیین‌نامه مورد استفاده برای سازه‌های فولادی صورت گیرد.

حدود مجاز و تنش‌های تسلیم و گسیختگی مصالح نیز با توجه به ضوابط آیین‌نامه طراحی مصالح مورد استفاده تعیین می‌گردند.

جدول شماره (۵): ضریب رفتار سازه‌های غیرساختمانی

ردیف	نوع سازه	R
۱	سازه‌هایی که رفتارشان مشابه پاندول وارونه است. مخازن هوایی که بر روی پایه‌های یابدبندی شده یا نشده قرار دارند.	۲
۲	سیلوها، دودکشها، برجهای خنک کن و بطور کلی سازه‌هایی که دارای جرم گسترده بوده و رفتارشان مشابه ستون طره‌ای است.	۵
۳	قیقها و کندوهای متکی بر روی پایه‌های یابدبندی شده یا نشده	۳
۴	برجها و دکل‌های مشبک (آزاد یا مهار شده)	۴
۵	علائم، تابلوها، تأسیسات خاص تفریحی و بازی و برجهای یاببود	۵
۶	سایر سازه‌ها	۳/۵



ردیف	نوع سازه	R
۱	سازه‌هایی که رفتارشان مشابه پاندول وارونه است. مخازن هوایی که بر روی پایه‌های بادبندی شده باشند قرار دارند.	۲
۲	سیلوها، دودکشها، برجهای خنک‌کن و بطور کلی سازه‌هایی که دارای جرم گسترده بوده و رفتارشان مشابه ستون طرعی است.	۵
۳	تنبها و کندوهای متکی بر روی پایه‌های بادبندی شده یا نشده.	۲
۴	برجها و دکل‌های مشبک (آزاد یا مهار شده)	۲
۵	علائم، تابلوها، تأسیسات خاص تفریحی و بازی و برجهای بادبود	۵
۶	سایر سازه‌ها	۳/۵

۱	سازه‌هایی که رفتارشان مشابه پاندول وارونه است. مخازن هوایی که بر روی پایه‌های بادبندی شده یا نشده قرار دارند.	۲
۲	سیلوها، دودکشها و به طور کلی سازه‌هایی که دارای جرم گسترده بوده و رفتارشان مشابه ستون طرعی است.	۵
۳	برجهای خنک‌کن که بر روی پایه‌های بادبندی شده قرار گرفته‌اند.	۳
۴	تنبها و کندوهای متکی بر روی پایه‌های بادبندی شده یا نشده.	۲
۵	برجها و دکل‌های مشبک، آزاد یا مهار شده.	۲
۶	علائم، تابلوها، تأسیسات خاص تفریحی و بازی و برجهای بادبود.	۵
۷	سایر سازه‌ها	۳/۵

پیوست ۴

زمان تناوب اصلی نوسان پاندولهای
وارونه، برجها، دودکشها و سایر
ساختمانهای مشابه

فصل پنجم

ضوابط طراحی لرزه ای سازه های غیرساختمانی

۵-۱-۱- کلیات

۵-۱-۱-۱- سازه های غیرساختمانی. سازه های غیرساختمانی مشمول این فصل، سازه هایی هستند که کاربری آن ها غیر از کاربری متعارف ساختمانی است. استثنای بند ۱-۲-۲ شامل این فصل هم می شود. سازه های غیرساختمانی متکی بر زمین یا متکی بر سازه های دیگر باید برای حداقل نیروی جانبی تعیین شده در این فصل طراحی شوند. طراحی باید منطبق بر ضوابط مربوطه در فصل های دیگر، یا شکل اصلاح شده آنها در این فصل باشد. اندرکنش خاک و سازه غیرساختمانی می تواند مطابق ضوابط بند ۳-۳-۱۱ منظور شود.

۵-۱-۲- طراحی. طراحی سازه های غیرساختمانی باید منجر به تامین سختی و مقاومت کافی و شکل پذیری همساز با ضوابط مشخص شده در این فصل برای مقابله با آثار زلزله گردد. مقادیر شتاب مبنای طرح (A) مطابق بند ۲-۲، ضریب بازتاب ساختمان (B) مطابق بند ۲-۳ و ضریب اهمیت ساختمان (I) مطابق بند ۳-۳-۴ می باشند.

۵-۱-۳- انواع سازه های غیرساختمانی. سازه های غیرساختمانی از نظر مشابهت و یا عدم مشابهت سیستم سازه ای آن ها به ساختمان های متعارف به دو نوع زیر تقسیم می شوند:

- مشابه ساختمان

- غیرمشابه ساختمان شامل دو حالت متکی بر زمین و متکی بر سازه های دیگر

۵-۳- ضوابط تحلیل و طراحی سازه های غیرساختمانی

۵-۳-۱- انتخاب روش تحلیل سازه. روش تحلیل سازه های غیرساختمانی شامل "تحلیل استاتیکی معادل" و "تحلیل دینامیکی" می باشد. چنانچه زمان تناوب اصلی نوسان این نوع سازه ها از 0.5 ثانیه تجاوز نماید، به کارگیری یکی از روش های تحلیل دینامیکی در محاسبه نیروی جانبی الزامی است.

۵-۳-۲- مبانی طراحی. سازه های غیرساختمانی باید علاوه بر رعایت ضوابط طراحی اختصاصی ارائه شده توسط سازنده تجهیزات و دستورالعمل های بهره برداری، ضوابط این فصل را نیز اقلان نمایند. در این حالت مقادیر نیروها باید بر اساس روش محاسبه برش پایه در فصل سوم و با رعایت ضوابط بندهای ۱ تا ۷ به شرح زیر تعیین شوند:

۱- انتخاب سیستم باربر جانبی:

الف- برای سازه های غیرساختمانی مشابه ساختمان، باید سیستمی از بین سیستم های نام برده شده در جدول (۵-۱) با در نظر گرفتن محدودیت های حاکم بر سیستم سازه و ارتفاع آن اختیار شود. برای برآورد نیروی برش پایه، نیروهای طراحی اجزا و تغییر مکان نسبی طبقات، باید مقادیر مناسب R_u ، Ω_0 و C_d از جدول (۵-۱) استخراج شوند. در صورت استفاده از سیستم سازه ای که در جدول (۵-۱) قید نشده باشد، مقادیر مناسب R_u ، Ω_0 و C_d از جدول (۵-۳) قابل استخراج می باشند.

جدول (۵-۱) - ضرایب مورد استفاده برای تحلیل لرزه ای سازه های غیر ساختمانی مشابه ساختمان

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی				C_d	Ω_0	R_u	H_m^1 (متر)
سیستم قاب ساختمانی ساده	مهاربندی همگرای ویژه فولادی				۵	۲	۵.۵	۵۰
	مهاربندی همگرای معمولی فولادی				۳.۵	۲	۳.۵	۱۵ ^۲
	مهاربندی همگرای معمولی فولادی (با افزایش ارتفاع مجاز)				۲.۵	۲	۲.۵	۵۰
	مهاربندی همگرای معمولی فولادی (بدون محدودیت ارتفاع)				۲	۱.۵	۲	بدون محدودیت
سیستم قاب خمشی	فولادی	ویژه		۷.۵	۵.۵	۳	۲۰۰	
		متوسط		۵	۴	۳	۱۵ ^۲	
		متوسط (با افزایش ارتفاع مجاز)		۳	۳	۲.۵	۵۰	
		متوسط (بدون محدودیت ارتفاع)		۲	۲	۱.۵	بدون محدودیت	
		معمولی		۳.۵	۳	۳	#	
		معمولی (با افزایش ارتفاع مجاز)		۲.۵	۲	۲.۵	۳۰	
		معمولی (بدون محدودیت ارتفاع)		۱	۱	۱	بدون محدودیت	
	بتن مسلح	ویژه		۷.۵	۵.۵	۳	۲۰۰	
		متوسط		۵	۴.۵	۳	#	
		متوسط (با افزایش ارتفاع مجاز)		۳	۲	۲.۵	۱۵	
		متوسط (بدون محدودیت ارتفاع)		۱	۱	۱	بدون محدودیت	
		معمولی		۳	۳	۲.۵	#	
		معمولی (با افزایش ارتفاع مجاز)		۱	۱	۱	۱۵	
		بدون محدودیت		۴	۲	۳.۵	بدون محدودیت	
قفسه های خود ایستای فولادی								

۱- ارتفاع سازه فاصله بالاترین نقطه سیستم باربر جانبی سازه غیر ساختمانی از تراز پایه است.

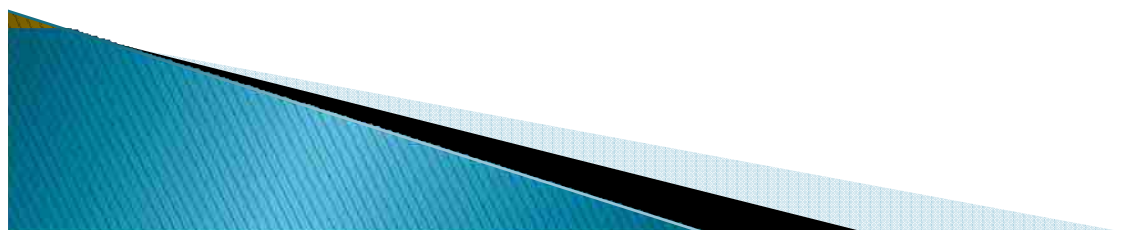
جدول (۵-۲) - ضرایب مورد استفاده برای تحلیل لرزه ای سازه های غیرساختمانی غیر مشابه ساختمان

نوع سازه	جزئیات	R_u	Ω_0	C_d	H_m^1 (متر)
بونکر، مخزن، ظرف یا کندوی هوایی	بر روی پایه های مهاربندی شده متقارن (غیر مشابه ساختمان)	۳	۲	۲٫۵	۵۰
	بر روی پایه های مهاربندی نشده یا مهاربندی شده نامتقارن (غیر مشابه ساختمان)	۲	۲	۲٫۵	۳۰
ظرف افقی جوش شده	با پایه زین شکل فولادی	۳	۲	۲٫۵	بدون محدودیت
دودکش و سیلوی بتنی درجا با دیواره پیوسته تا روی پی		۳	۲	۳	
تمام سازه های دیگر بتنی یا فولادی طره ای یا جرم گسترده غیر از آنهایی که در این جدول ذکر شده اند، شامل سیلوها، دودکش ها و ظروف قائم بر روی پدستال منفرد یا متکی بر جداره تا روی زمین - جوش شده فولادی، بتنی مسلح یا بتنی پیش تنیده		۳	۲	۲٫۵	
برج های خرابایی طره ای یا مهارشده توسط کابل - دودکش های مهار شده توسط کابل		۳	۲	۲٫۵	
برج های خنک کن	بتنی مسلح یا فولادی	۳٫۵	۲	۳	
برج های مخابراتی	قابلی یا خرابایی - فولادی یا بتنی	۳	۱٫۵	۳	
	دیپرک - فولادی یا بتنی	۱٫۵	۱٫۵	۱٫۵	
سازه های خاص تفریحی و بناهای یادبود		۲٫۵	۲٫۵	۲٫۵	
سازه هایی که رفتارشان مشابه پاندول وارونه است		۲	۲	۲	
تابلو ها و علائم		۳٫۵	۲	۳	
سایر سازه ها غیر از موارد فوق		۲٫۵	۲٫۵	۲٫۵	

۵-۳-۵- محدودیت جابجایی نسبی افقی. در صورتیکه به روشی منطقی نشان داده شود که جابجایی نسبی سازه هنگام زلزله اثر نامطلوب بر پایداری سازه، سازه های مجاور و یا اجزا متصل به آن مانند لوله ها یا سکو های دسترسی نداشته باشد می توان از محدودیت جابجایی نسبی افقی در بند ۳-۶ صرف نظر نمود.

۵-۳-۶- اثر $P\Delta$. در صورتی که در نظر گرفتن اثر $P\Delta$ در تحلیل، موجب تغییر نتایج به میزان بیش از ۱۰ درصد، حتی در یک عضو از اعضای سازه شود باید آثار آن برای کل سازه در نظر گرفته شود. در صورتیکه میزان اثر $P\Delta$ حتی در یک عضو از اعضای سازه، از ۳۳ درصد فراتر رود سازه ناپایدار محسوب می گردد و لازم است سختی جانبی آن افزایش داده شود.

۵-۴- سازه های غیرساختمانی صلب. سازه های غیرساختمانی با زمان تناوب اصلی T کمتر از ۰/۰۶ ثانیه صلب تعریف می شوند. این سازه ها شامل اتصالات و مهاری های آن باید برای نیروی جانبی زیر طراحی شوند:



ديافراگم ها



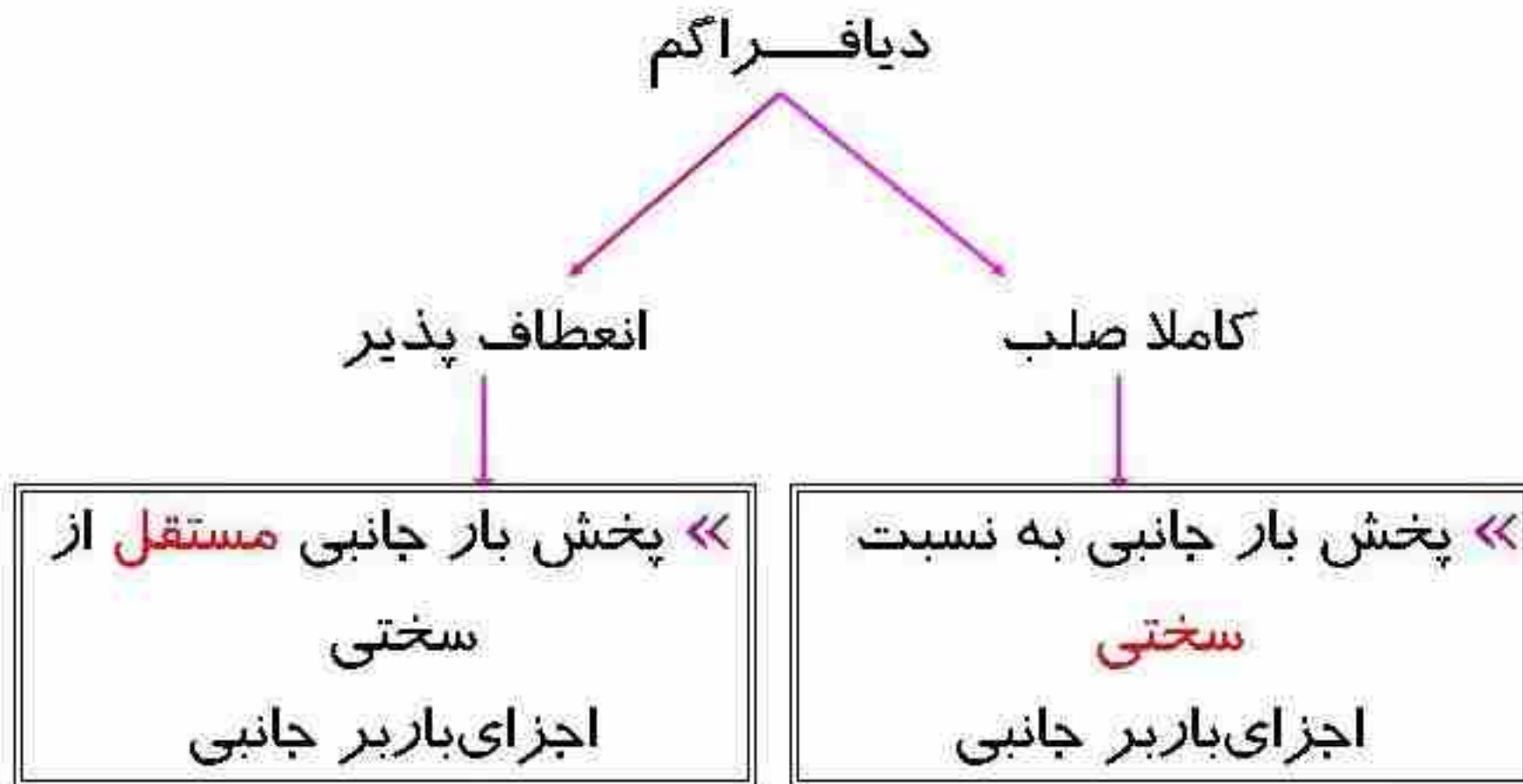
مسائل دیافراگم

« تاثیر دیافراگم بر نحوه
پخش نیروی طراحی بین
اجزای باربر جانبی

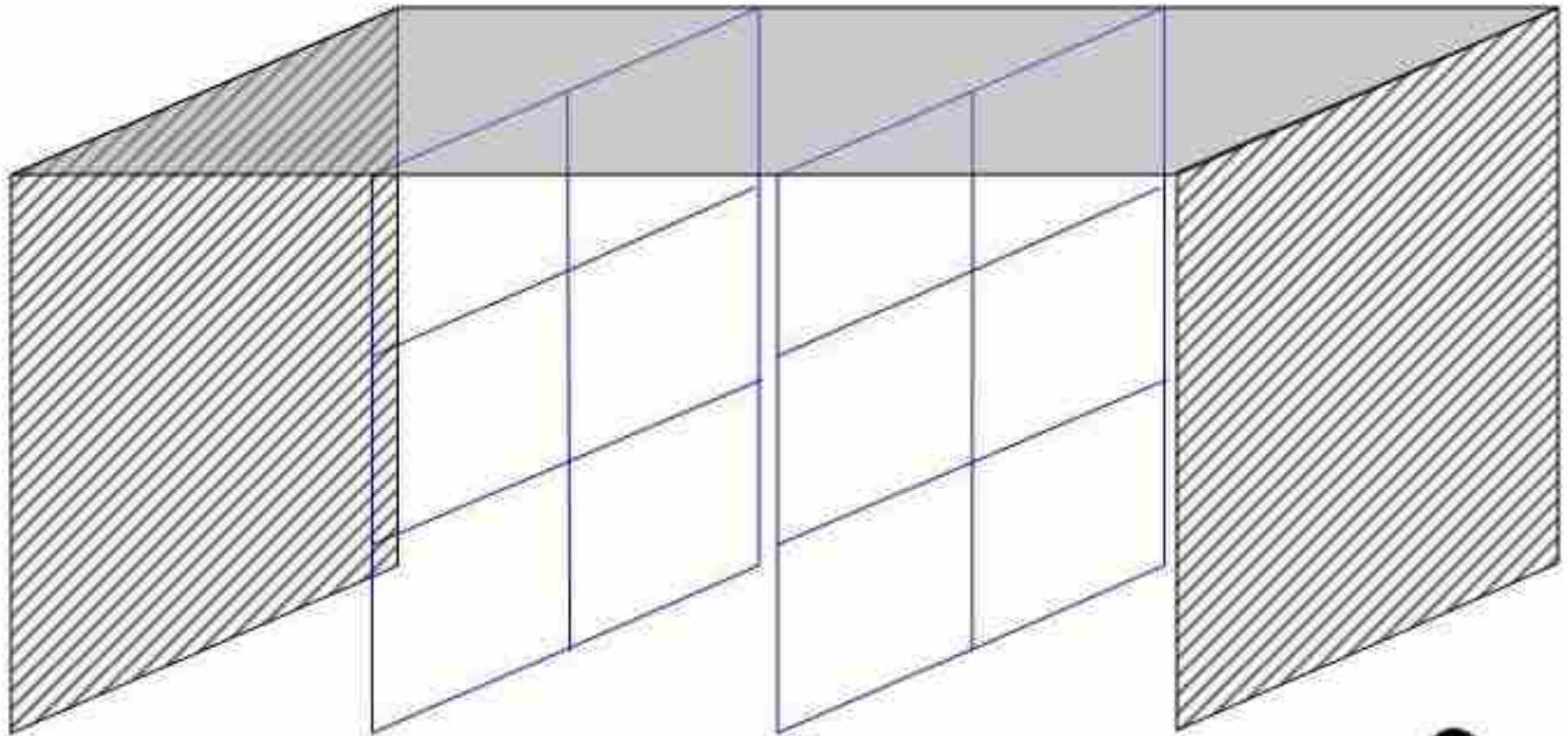
« طراحی دیافراگم



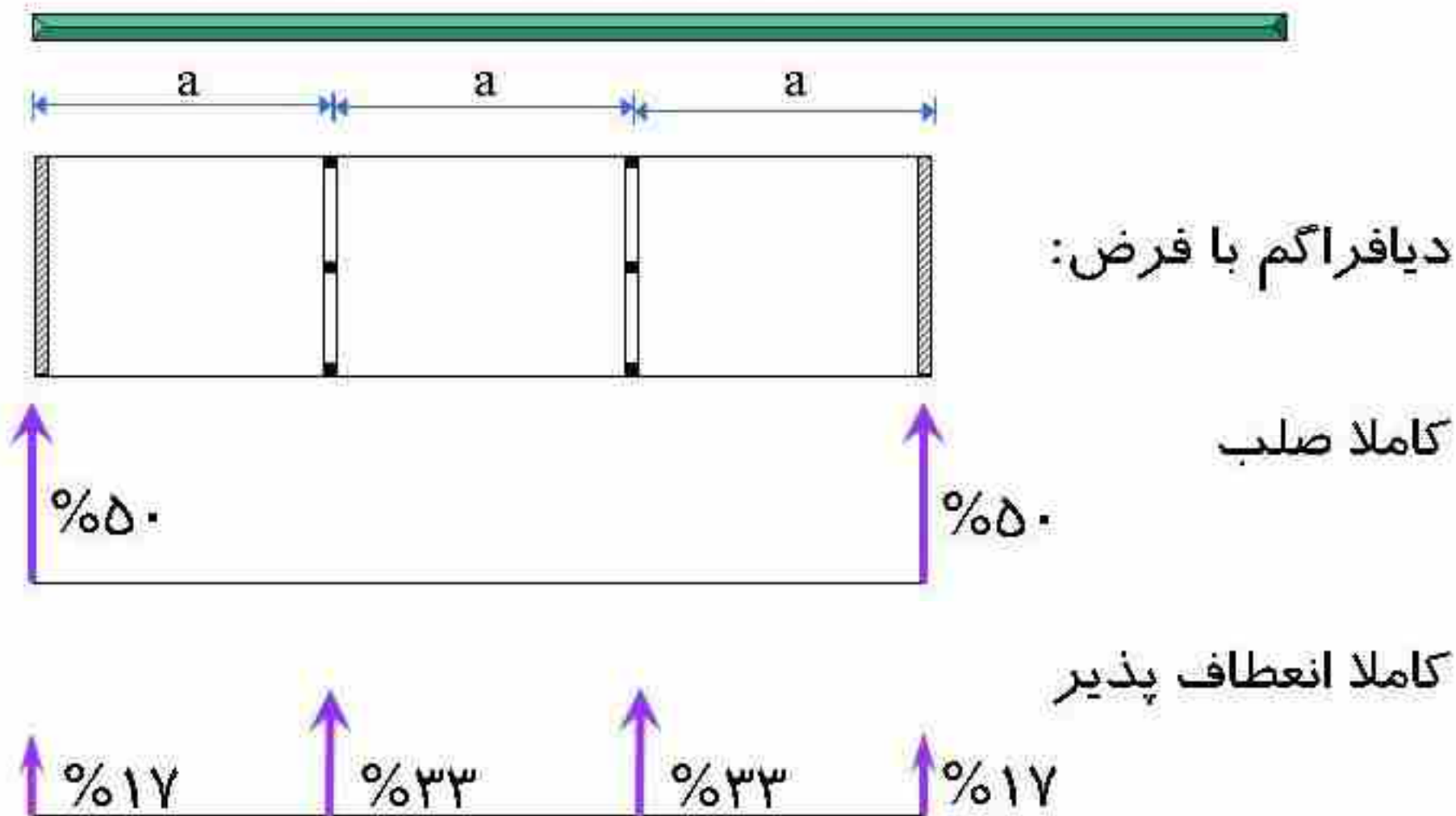
تأثیر دیافراگم بر پخش نیرو بین اعضای باربر جانبی



اهمیت در نظر گرفتن اثر دیافراگم



اهمیت در نظر گرفتن اثر دیافراگم



عوامل موثر در پخش نیرو بین اعضای باربر جانبی

نحوه پخش نیرو

میزان اهمیت تغییر شکل‌های دیافراگم

سختی عناصر مقاوم جانبی

صلبیت خود دیافراگم

نتیجه: نوع و مشخصات دیافراگم به تنهایی صلبیت آنرا معین نمیکند



نوع و مشخصات دیافراگم به تنهایی اثر آنرا معین نمیکند

آیا دیافراگم طاق ضربی را میتوان در محاسبات صلب فرض نمود؟

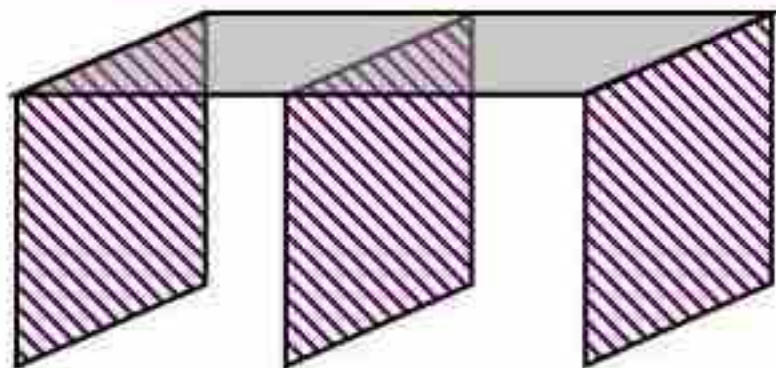
آیا دیافراگم پیش ساخته را میتوان در محاسبات صلب فرض نمود؟

...

در حالت کلی جواب سئوالات فوق به
سختی عناصر مقاوم جانبی نیز وابسته است.

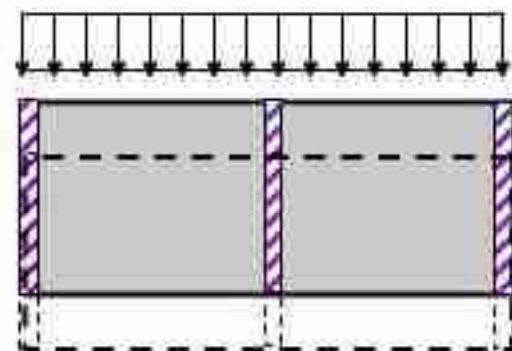
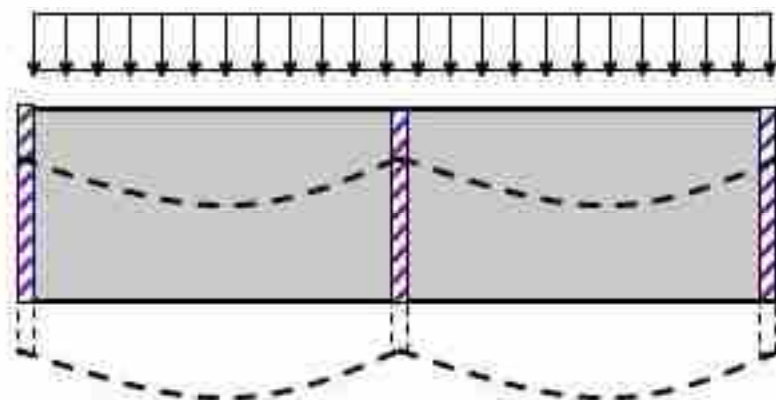


عوامل موثر در پخش نیرو بین اعضای باربر جانبی



« ارتفاع دیوارها ثابت

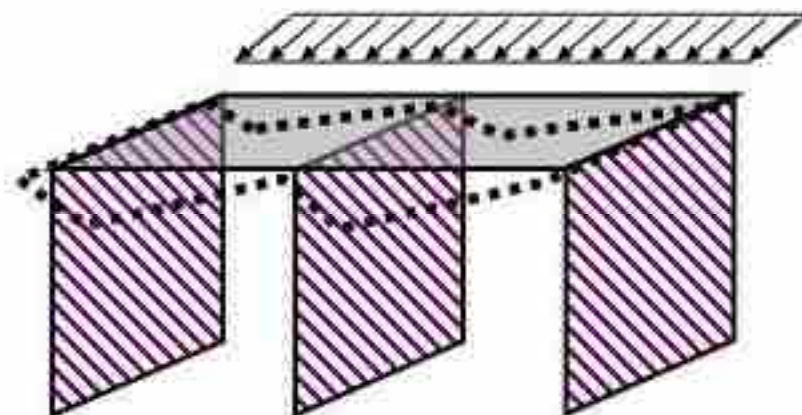
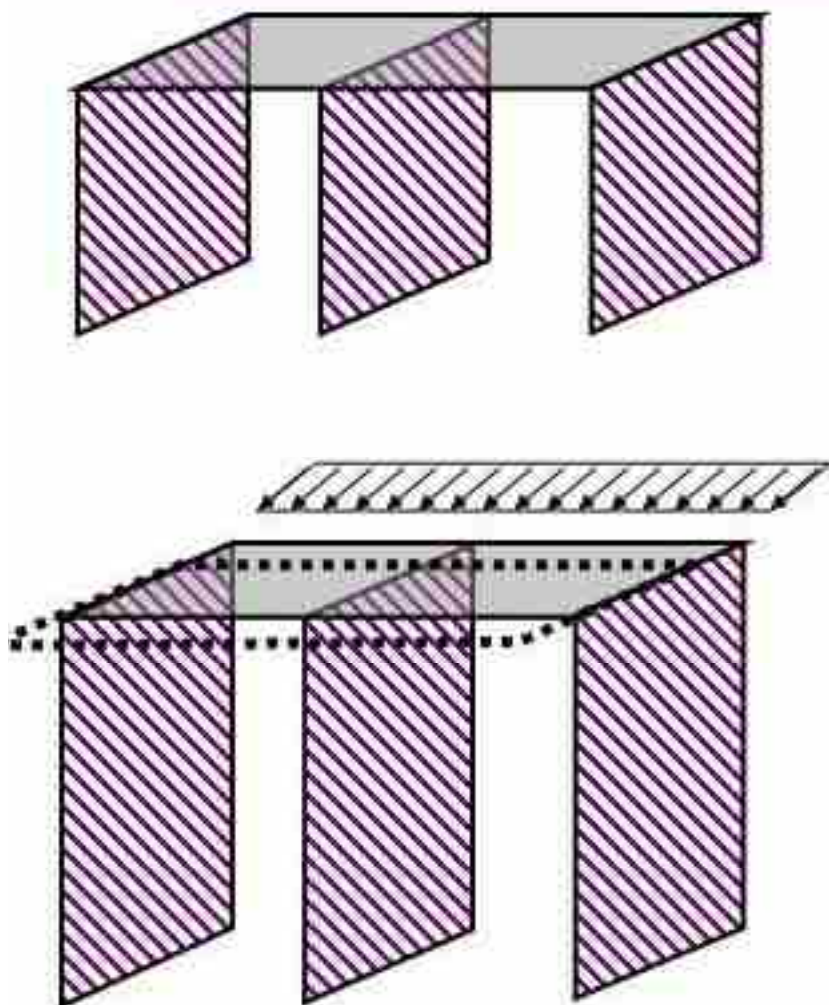
« طول دهانه متغیر



عوامل موثر در پخش نیرو بین اعضای باربر جانبی

« طول دهانه ثابت

« ارتفاع دیوارها متغیر



معیار اهمیت رفتار دیافراگم

میزان اهمیت تغییر شکلهای دیافراگم

سختی عناصر مقاوم جانبی

صلبیت خود دیافراگم

تغییر شکل

طبقه

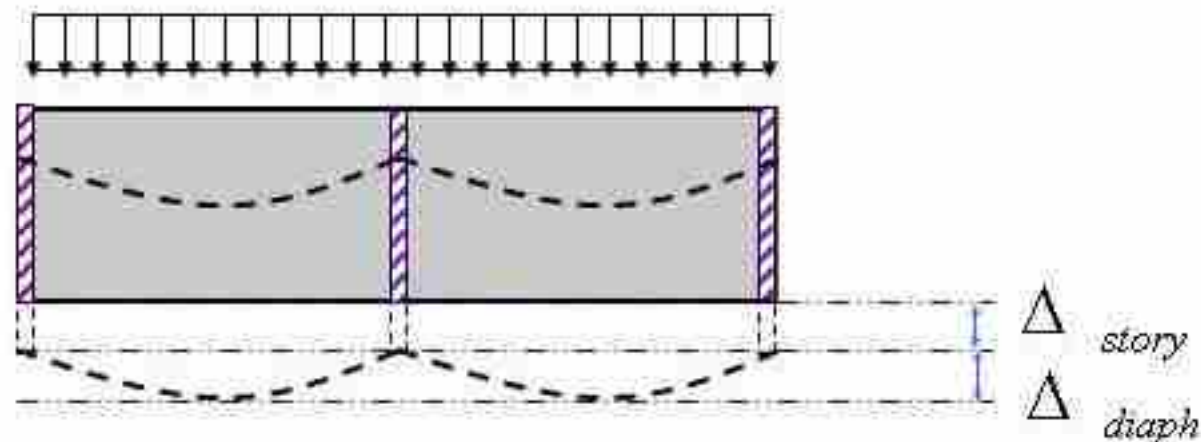
تغییر شکل

دیافراگم



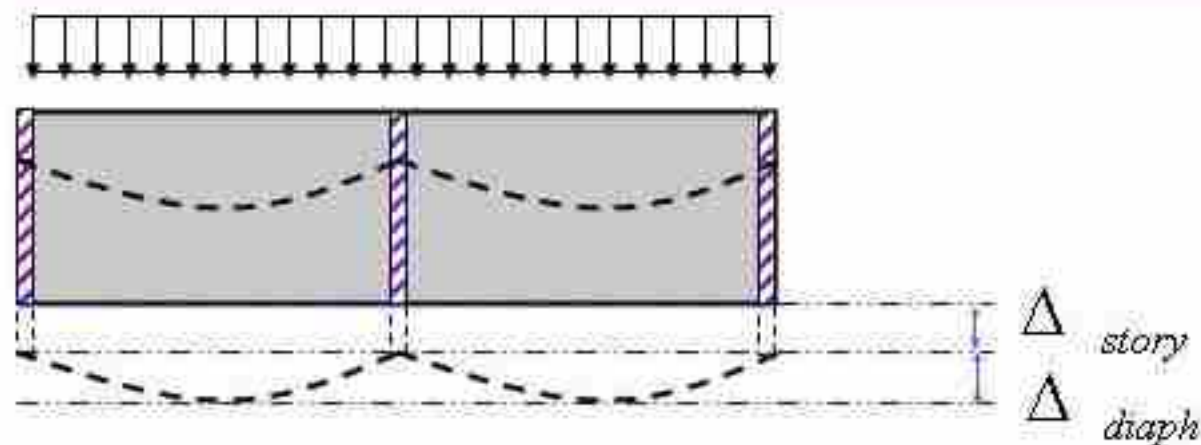
معیار اهمیت رفتار دیافراگم

$$\frac{\Delta_{diaph}}{\Delta_{story}} = \frac{\text{تغییر شکل دیافراگم}}{\text{تغییر شکل طبقه}}$$

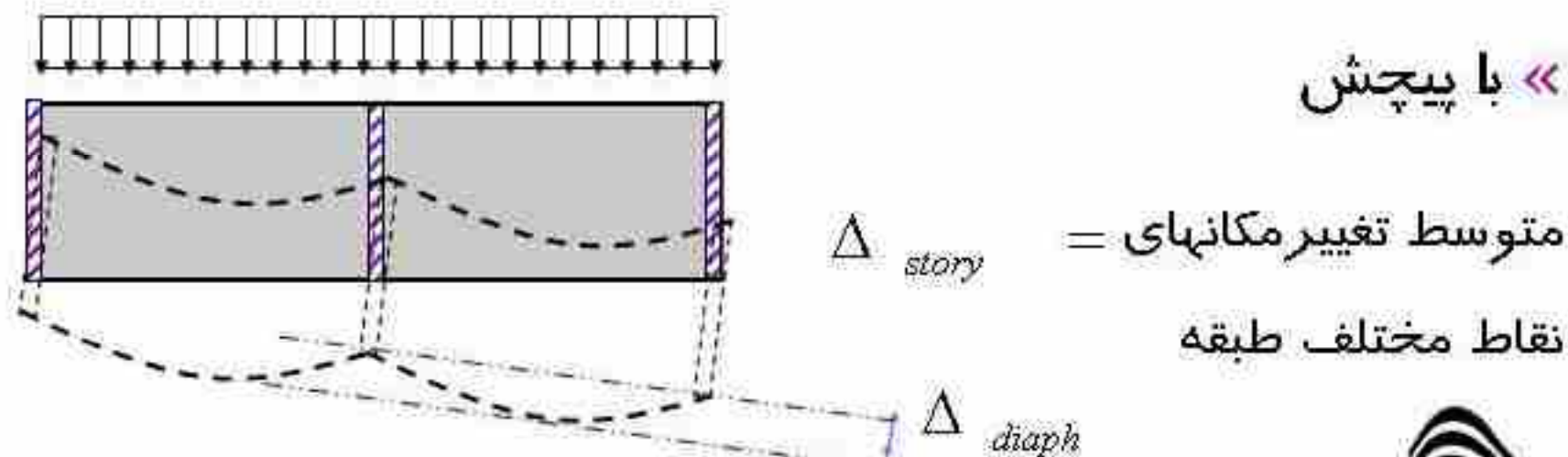


تغییر شکل دیافراگم و طبقه

« بدون پیچش



« با پیچش



طبقه بندی رفتار دیافراگم ها بر حسب نسبت تغییر شکلیها

$$\frac{\Delta_{diaph}}{\Delta_{story}} < 0.5$$

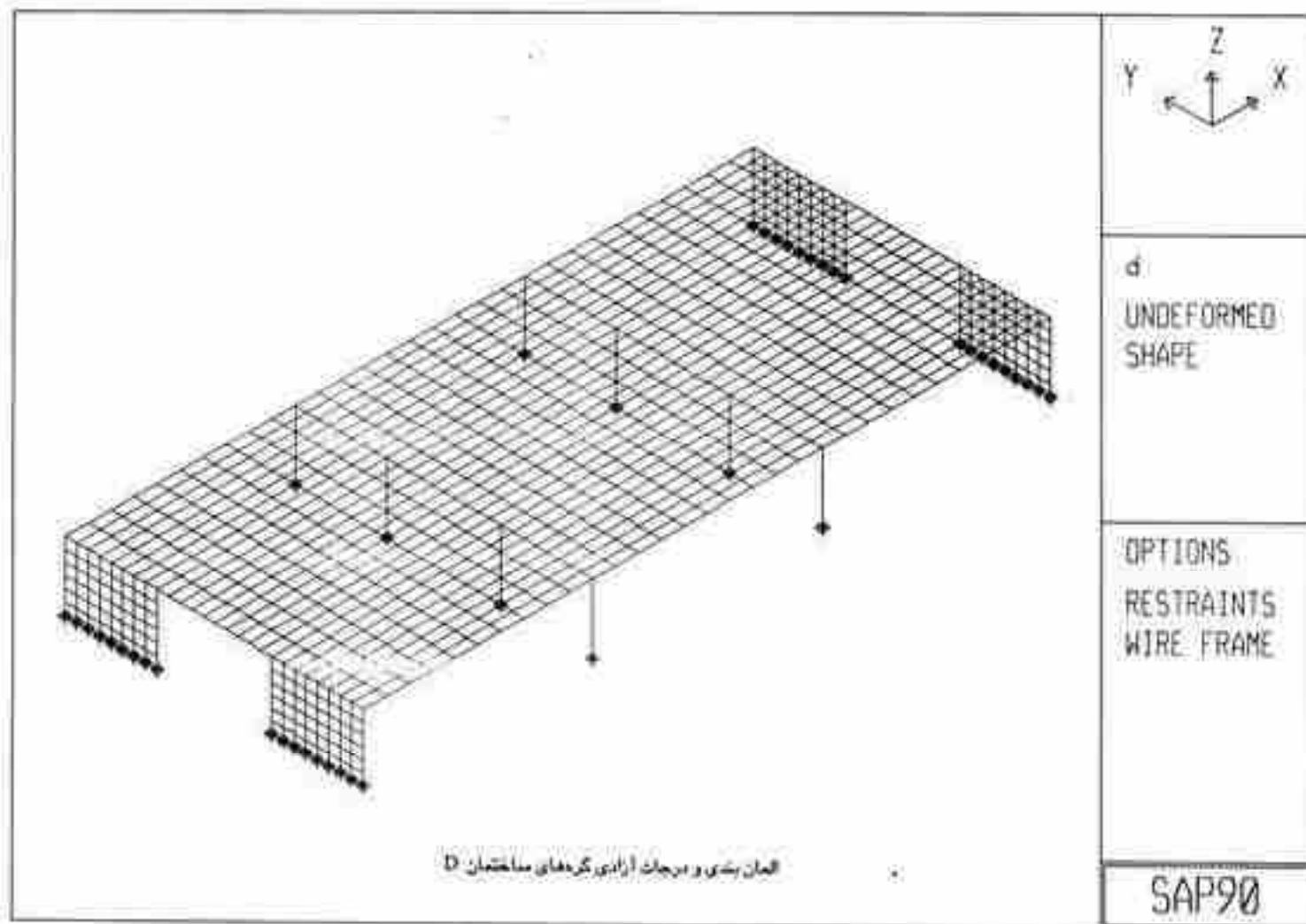
« دیافراگم صلب

$$\frac{\Delta_{diaph}}{\Delta_{story}} \geq 0.5$$

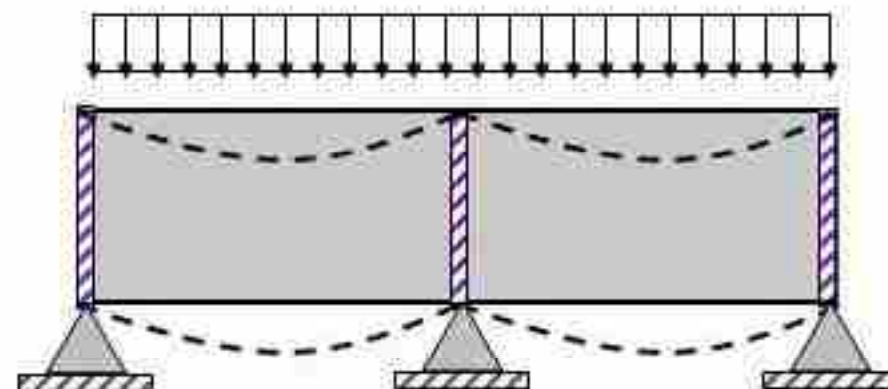
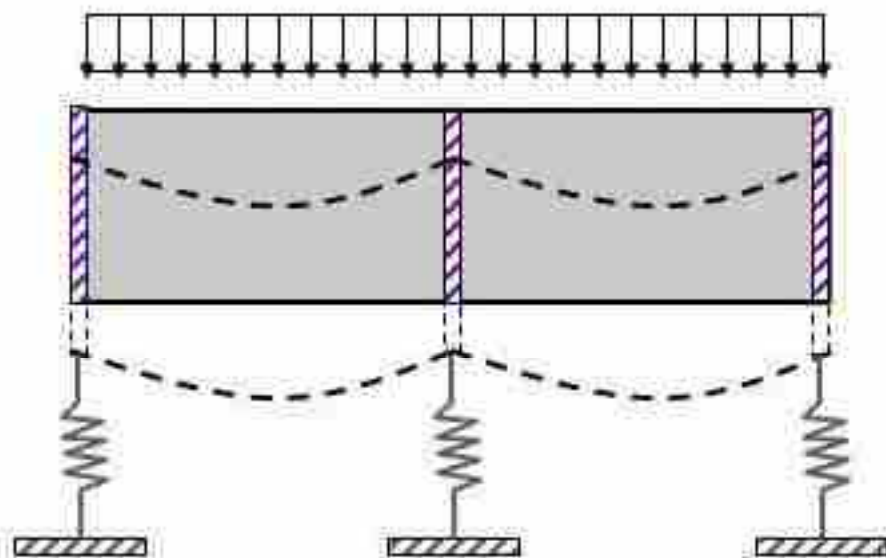
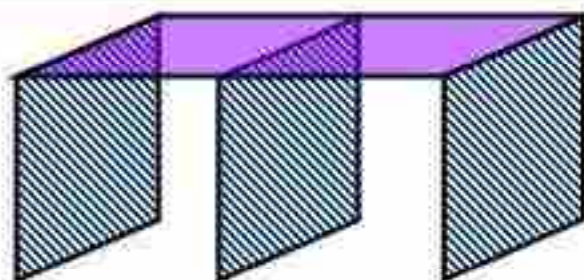
« دیافراگم
انعطاف پذیر



مدلسازی دیافراگم توسط روش اجزاء محدود



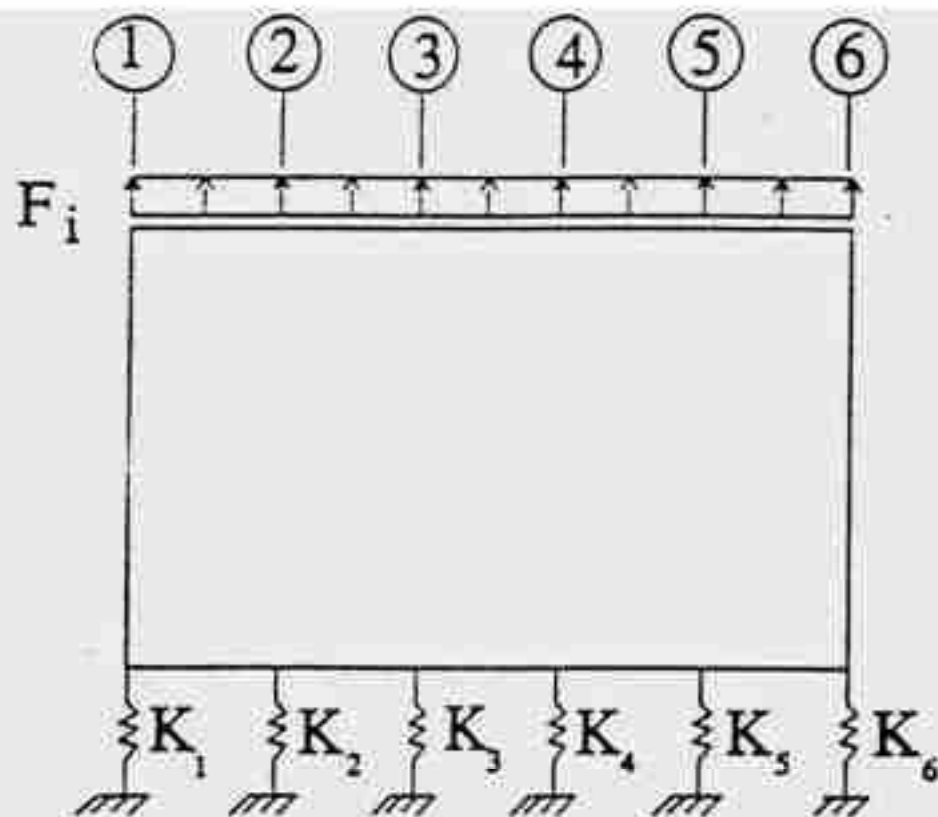
مدلسازی دیافراگم با مدل تیر ممتد



ساده‌ترین مدل: فرض تیر ساده



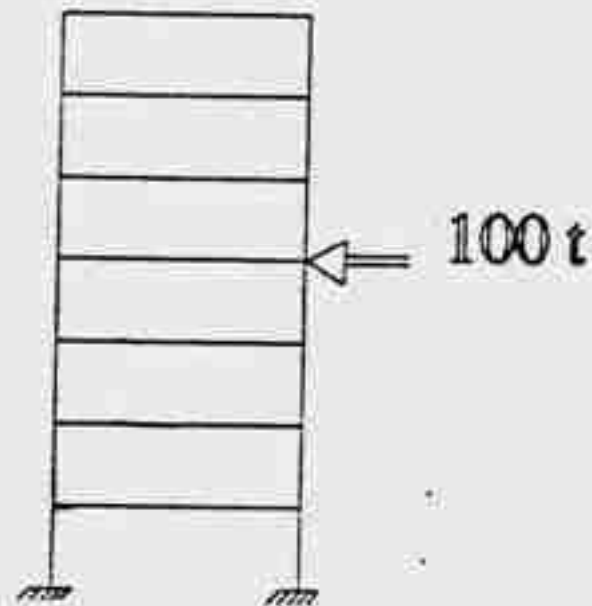
مثال



شکل من ۴-۲- مدل دیافراگم کف منکی بر فترهای نکه گامی



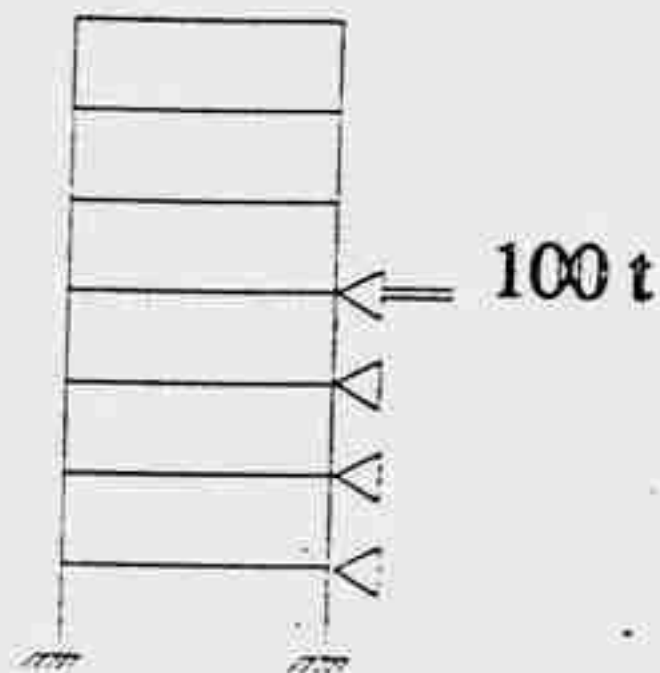
مثال



شکل س ۴-۴ - مدل سازه برای تعیین سختی بر مبنای تغییر مکان کلی



مثال



شکل س ۴-۲- مدل سازه برای تعیین سختی طبقه‌ای

«۱۳۵»



مثال

پس از تعیین سختی فنرهای تکیه گاهی، مدل سازه‌ای تیر معادل کف بر روی شش تکیه گاه مطابق شکل س ۲-۴ تهیه شده و مورد تحلیل قرار می‌گیرد. در این مثال کف از سیستم تیرچه بلوک با دال بتنی به ضخامت ۵ سانتیمتر در نظر گرفته شده است. در محاسبه خواص مکانیکی تیر از تیرچه‌ها در جهت اطمینان صرف نظر شده و فقط دال بتنی در نظر گرفته می‌شود. مشخصات این تیر عبارتند از:

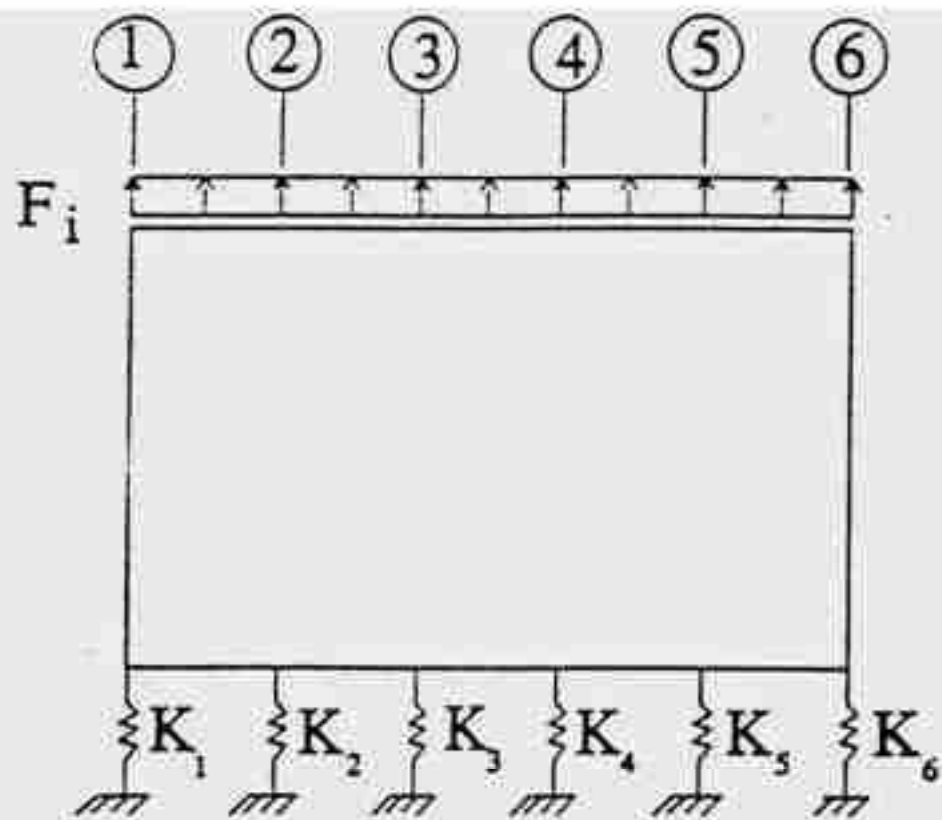
$$B = 12m \quad D = 45cm$$

$$E = 2/1 \times 10^4 t/m^2$$

لازم به یادآوری است که در تحلیل این تیر می‌باید اثر تغییر فرمهای برشی نیز در نظر گرفته شود.



مثال

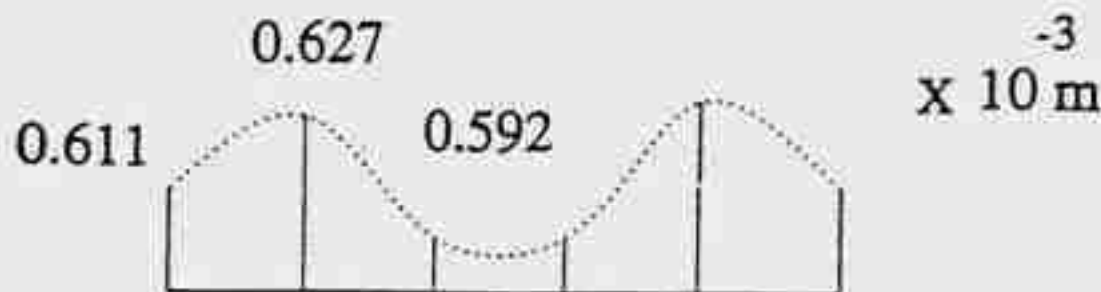


شکل من ۴-۲- مدل دیافراگم کف منکی بر فترهای نکه گامی



مثال

نشان می‌دهد که تغییر مکان تیر در نقاط ۱ الی ۶ به شرح شکل س ۴-۵- می‌باشد.



شکل س ۴-۵- تغییر مکان جانبی دیافراگم کف

با توجه به شکل فوق حداکثر تغییر شکل دیافراگم عبارت است از

$$\Delta_d = 3/5 \times 10^{-3} \text{ m}$$



مثال

$$V_e = 47328 + 40748 + 22612 + 26475 = 148163 \text{ kg}$$

لذا تغییر مکان نسبی طبقه تحت اثر چنین نیروی برشی خواهد بود یا:

$$\Delta_s = 5/9 \times 10^{-4} \times \frac{148163}{26475} = 2/30 \times 10^{-3} \text{ m}$$

با توجه به نتایج فوق نسبت تغییر شکل دیافراگم به تغییر مکان نسبی طبقه عبارت

است از:

$$\frac{\Delta_d}{\Delta_s} = \frac{2/5 \times 10^{-5}}{2/30 \times 10^{-3}} = 0/012 < \frac{1}{2}$$



۳-۸ دیافراگم ها و جمع کننده ها

دیافراگم ها که معمولاً کف های سازه ای تحمل کننده بارهای ثقیلی در ساختمان ها هستند، در هنگام وقوع زلزله وظیفه انتقال نیروهای ایجاد شده در کف ها را به عناصر قائم باربر جانبی بر عهده دارند. این دیافراگم ها باید در برابر تغییر شکل های افقی که در آن ها ایجاد می شود، مقاومت و سختی کافی را دارا باشند .

۳-۸-۱ در تحلیل سازه ساختمان اثرات صلبیت دیافراگم ها باید به طور مناسب در نظر گرفته شود. به طور کلی دیافراگم ها به سه دسته نرم، نیمه صلب و صلب تقسیم می شوند.

در دیافراگم هایی که حداکثر تغییر شکل افقی ایجاد شده در آن ها زیر اثر نیروی جانبی زلزله (محاسبه شده بر طبق بند ۳-۳-۶) بیش از دو برابر تغییر مکان نسبی متوسط طبقه باشد، دیافراگم نرم تلقی می شود. دیافراگم

های از نوع چوبی یا ورق‌های فلزی تقویت نشده بدون پوشش بتن در سازه‌های دارای سیستم جانبی با دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده ممکن است در این دسته قرار گیرند. در سازه‌های دارای دیافراگم-های نرم نیازی به در نظر گرفتن اثرات لنگرهای پیچشی در ساختمان بر طبق بندهای ۳-۷-۳-۳ و ۲-۷-۳-۳ نبوده و توزیع نیروی برشی زلزله بین اجزای قائم مقاوم در برابر زلزله بر اساس موقعیت و جرم سهمیه این اجزا انجام می‌شود.

در دیافراگم‌هایی که حداکثر تغییر شکل افقی ایجاد شده در آنها زیر اثر نیروی جانبی زلزله کمتر از نصف تغییرمکان نسبی متوسط طبقه باشد، دیافراگم صلب تلقی می‌شود. دیافراگم‌های از نوع دال بتنی یا ورق‌های فلزی همراه با بتن مسلح رویه دارای نسبت دهانه به عرض ۳ یا کمتر که دارای هیچ‌یک از نامنظمی‌های مندرج در بند ۱-۷-۱ نباشند، ممکن است در این دسته قرار گیرند.

سایر دیافراگم‌ها نیمه‌صلب محسوب شده و اثر سختی نسبی آنها در توزیع نیروها بین اجزای سازه، باید با مدل کردن دیافراگم‌ها، در نظر گرفته شود.

در سازه‌های دارای دیافراگم‌های صلب و نیمه‌صلب در نظر گرفتن اثرات لنگرهای پیچشی در ساختمان بر طبق بندهای ۳-۷-۳-۳ و ۲-۷-۳-۳ الزامی است.

۳-۸-۲ دیافراگم‌های صلب و نیمه صلب باید برای تلاش‌های برشی و لنگرهای خمشی ناشی از نیروی مؤثر بر دیافراگم‌ها طراحی شوند. نیروی مذکور بر طبق رابطه (۳-۱۴) محاسبه می‌شوند.

$$F_{pi} = \left(\sum_{j=1}^n \frac{F_j}{W_j} \right) W_i \quad (۳-۱۴)$$

در این رابطه :

F_{pi} : نیروی جانبی وارد به دیافراگم در تراز i

W_i : وزن دیافراگم و اجزای متصل به آن در تراز i ، شامل قسمتی از بار زنده مطابق ضابطه بند ۳-۳-۱.

F_j و W_j : به ترتیب، نیروهای وارد به طبقه و وزن طبقه مطابق تعاریف بند ۳-۳-۶.

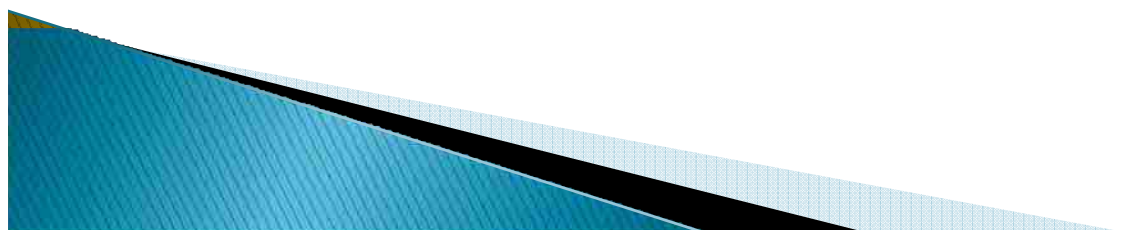
در رابطه فوق، حداقل مقدار F_{pi} برابر با $0.5 AIW_i$ است و حداکثر آن لازم نیست بیشتر از AIW_i در نظر گرفته شود. در صورتی که لازم باشد دیافراگم علاوه بر نیروی زلزله طبقه، نیروی جانبی اعضای قائمی را که در قسمت بالا و پایین دیافراگم بر روی یکدیگر واقع نشده‌اند، به یکدیگر منتقل نماید، مقدار این نیروها نیز باید به نیروی به دست آمده از رابطه (۳-۱۴) اضافه شود. در این حالت اثر ضریب نامعینی سازه طبق بند ۳-۳-۱-۱ برای محاسبه مقادیر این بخش از نیروها نیز باید در نظر گرفته شود.

۳-۸-۳ تلاش‌های داخلی و نیز تغییرشکل‌های ایجاد شده در دیافراگم‌ها باید با استفاده از روش‌های شناخته شده تحلیل سازه‌ها تعیین گردند. در دیافراگم‌های متعارف که دارای پلان نسبتاً منظمی بوده و فاقد بازشوهای بزرگ و نزدیک به هم باشند، این تلاش‌ها و تغییرشکل‌ها را می‌توان با فرض عملکرد دیافراگم به صورت تیر تیغه

ای که بر روی تکیه گاه های ارتجاعی قرار گرفته است، تعیین نمود. کنترل مقاومت دیافراگم های بتن مسلح براساس ضوابط آیین نامه بتن ایران «آبا» و دیافراگم های ساخته شده از مصالح دیگر براساس ضوابط آیین نامه های مربوط تعیین می گردد.

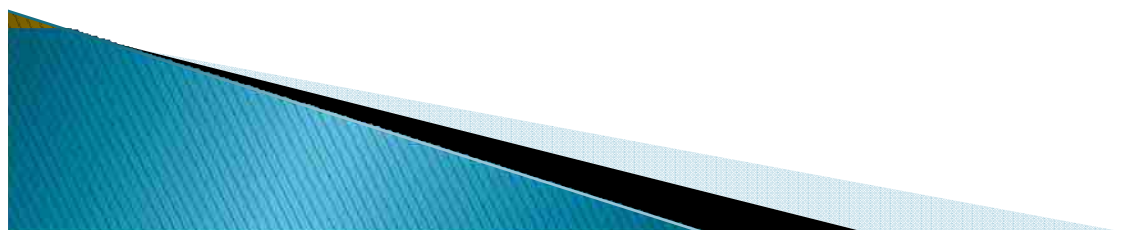
۳-۸-۴ در مواردی که تعبیه اجزای جمع کننده (Collector) برای انتقال بار از دیافراگم ها به اجزای مقاوم در برابر بارهای جانبی ضروری باشد، طراحی این اجزا و اتصالات آنها باید با استفاده از ترکیبات بار با در نظر گرفتن ضریب مقاومت افزودن (Ω_0) انجام شود.

۳-۸-۵ در کلیه سازه های نامنظم در پلان به لحاظ شرایط (الف)، (پ) یا (ت) بند ۱-۷-۱ و یا نامنظم در ارتفاع به لحاظ شرط (پ) بند ۱-۷-۲ در پهنه های با خطر نسبی متوسط و بالاتر، نیروی طراحی اتصالات دیافراگم به اجزاء قائم و اجزا جمع کننده باید به میزان ۲۵٪ افزایش یابد.



۲-۳ روش‌های تحلیل سازه

۱-۲-۳ اثرهای زلزله بر سازه ساختمان‌ها را می‌توان به روش‌های خطی یا غیر خطی تحلیل نمود. روش‌های خطی شامل "تحلیل استاتیکی معادل" و "تحلیل دینامیکی" می‌باشد. تحلیل‌های دینامیکی به دو نوع "طیفی" و "تاریخچه زمانی" قابل انجام می‌باشند. موارد کاربرد هر یک از روش‌های خطی در بند ۲-۲-۳ و جزئیات آن‌ها در بندهای ۳-۳ و ۴-۳ توضیح داده شده است. موارد کاربرد و جزئیات روش‌های غیر خطی تحلیل سازه‌ها در بند ۳-۲-۳ و پیوست ۲ ارائه شده است. در ساختمان‌هایی که شرایط بند ۳-۱۳ را دارا باشند، می‌توان از روش ساده شده تحلیل مطابق ضوابط آن بند استفاده کرد.

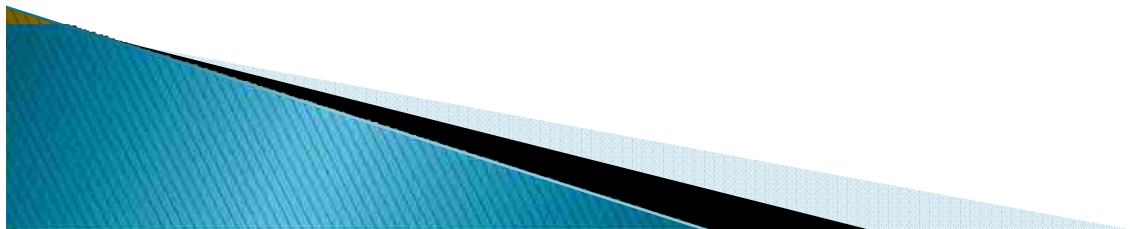


جدول (۱-۳) روش‌های مجاز برای تحلیل خطی ساختمان‌ها

ردیف	نوع ساختمان	استاتیکی معادل	دینامیکی طیفی	دینامیکی تاریخچه زمانی
۱	کلیه ساختمان‌های تا سه طبقه	✓	✓	✓
۲	ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه	✓	✓	✓
۳	ساختمان‌های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که نامنظمی آنها در پلان از نوع "پیچشی" یا "پیچشی شدید" و نامنظمی آنها در ارتفاع از نوع "نامنظمی جرمی"، "طبقه نرم"، "طبقه خیلی نرم" و "نامنظمی هندسی در ارتفاع" نباشد.	✓	✓	✓
۴	سایر ساختمان‌ها	-	✓	✓

۳-۲-۳ روش‌های تحلیل غیرخطی

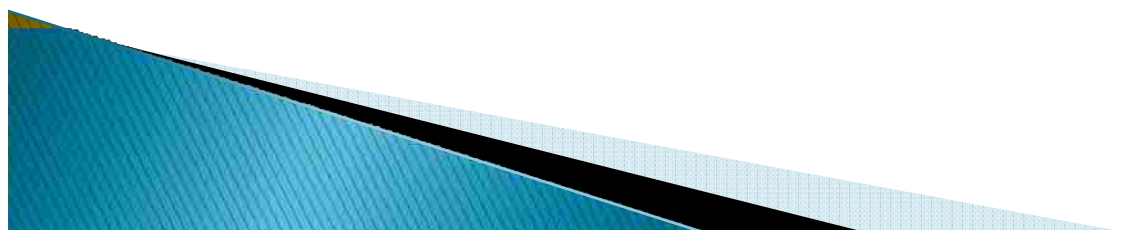
اثرات زلزله بر سازه ساختمان را می‌توان با استفاده از روش‌های غیر خطی نیز تحلیل نمود. این تحلیل به دو روش استاتیکی غیرخطی و تاریخچه زمانی غیرخطی قابل انجام می‌باشد. ضوابط انجام این تحلیل‌ها در پیوست ۲ ارائه شده است. در صورت استفاده از این روش‌ها برای طراحی سازه، ضروری است سازه با استفاده از یکی از روش‌های خطی مذکور در بند ۳-۲-۲ با رعایت محدودیت‌های جدول (۳-۱) نیز تحلیل شود. در صورتی که سازه طراحی شده بتواند علاوه بر اقناع ضوابط پیوست ۲، کلیه ضوابط نیرو و تغییر شکل روش دینامیکی طیفی بند ۳-۴-۱ را اقناع نماید، طرح سازه قابل قبول تلقی می‌شود.



پیوست ۲

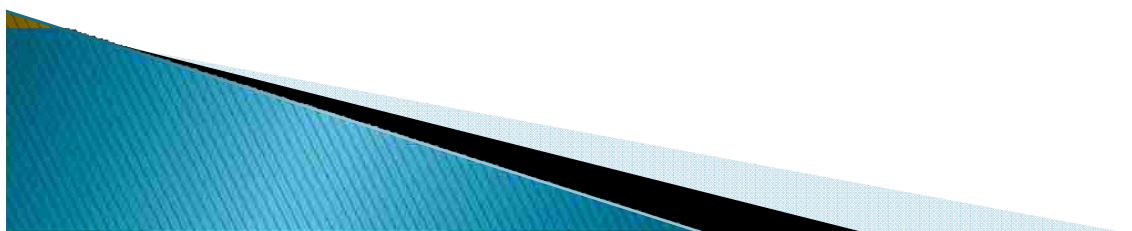
راهنمای انجام تحلیلهای غیر خطی

غیر قابل استناد

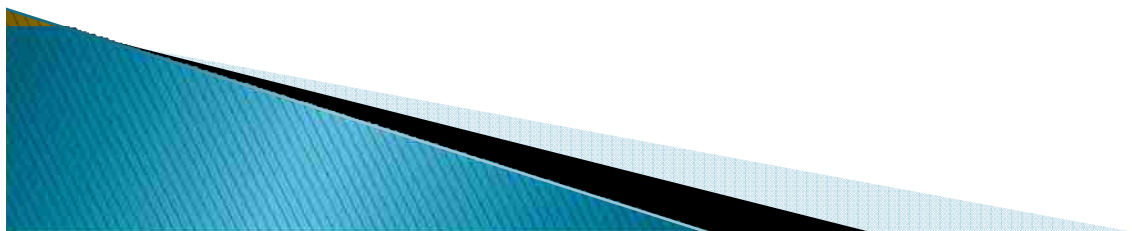


میزان تفاوت قابل قبول نتایج حاصله بین روشهای مختلف آیین نامه

۰ اگر ساختمانی تاحدی غیرمحافظه کارانه طرح شده، به شرط قابل قبول
اعلام شدن با روش استاتیکی غیرخطی مجاز شمرده شود.



- ضریب اضافه مقاومت (مقاومت افزون)
- تعیین مکانیزم خرابی (سازوکار خمیری)
- ارزیابی عملکرد
- جایگزین طراحی خطی بر اساس “ضریب رفتار”
- توزیع خرابی



۱-۱ هدف

هدف این آیین‌نامه، تعیین حداقل ضوابط و مقررات برای طرح و اجرای ساختمانها در برابر اثرهای ناشی از زلزله است به طوری که با رعایت آن انتظار می‌رود:

الف: با حفظ ایستایی ساختمان در زلزله‌های شدید، تلفات جانی به حداقل برسد و نیز ساختمان در برابر زلزله‌های خفیف و متوسط بدون وارد شدن آسیب عمده سازه‌ای قادر به مقاومت باشد.

ب: ساختمانهای «با اهمیت زیاد»، گروه ۲ در بند ۱-۷، در زمان وقوع زلزله‌های خفیف و متوسط، قابلیت بهره برداری خود را حفظ کنند و در ساختمانهای با اهمیت متوسط، گروه ۳ بند ۱-۷، خسارات سازه‌ای و غیر سازه‌ای به حداقل برسد.

پ: ساختمانهای «با اهمیت خیلی زیاد»، گروه ۱ در بند ۱-۷، در زمان وقوع زلزله‌های شدید، بدون آسیب عمده سازه‌ای، قابلیت بهره برداری بدون وقفه خود را حفظ کنند.

۲-۱۳ کنترل سازه برای بار زلزله بهره‌برداری

۲-۱۳-۱ ساختمانهای «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» و یا بلندتر از ۵۰ متر و یا بیشتر از ۱۵ طبقه باید برای زلزله سطح بهره‌برداری کنترل شوند به طوری که، مطابق تعریف بند ۱-۱-ب و ۱-۱-پ، قابلیت بهره‌برداری خود را در زمان وقوع زلزله حفظ نمایند. برای این منظور مشخصات سازه این ساختمان‌ها باید چنان باشد که زیر اثر ترکیب بارها در سطح بهره‌برداری، بدون اعمال ضریب بار، الزامات زیر را تأمین نمایند:

الف- در سازه‌های فولادی، تنش‌های ایجاد شده در اعضا از حد جاری شدن فولاد تجاوز نکند.
ب- در سازه‌های بتن مسلح تلاش‌های ایجاد شده در اعضا، بدون اعمال ضرایب کاهش مقاومت، از مقاومت نهایی اسمی آنها تجاوز نکند.

پ- تغییر مکان‌های نسبی ارتجاعی بهره‌برداری طبقات محدودیت بند ۲-۵-۵ را رعایت نمایند.

۱-۹-۴ سیستم دوگانه یا ترکیبی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن:

الف- بارهای قائم عمدتاً توسط قابهای ساختمانی تحمل می‌شوند.

ب- مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه‌ای از دیوارهای برشی یا قابهای مهاربندی شده همراه با مجموعه‌ای از قابهای خمشی صورت می‌گیرد. سهم برشگیری هر یک از دو مجموعه با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو، در تمام طبقات، تعیین می‌شود.

در این سیستم، قابهای مهاربندی شده و قابهای خمشی را می‌توان به صورتهایی که در سیستم‌های بندهای ۱-۹-۲ و ۱-۹-۳ عنوان شده، به کار برد و دیوارهای برشی بتن مسلح را نیز به صورت متوسط یا ویژه به کار گرفت.

پ- قابهای خمشی مستقلاً قادرند حداقل ۲۵ درصد نیروی جانبی وارد به ساختمان را تحمل کنند.

۲-۳-۸ ضریب رفتار ساختمان، R

۲-۳-۸-۱ ضریب رفتار ساختمان در بر گیرنده آثار عواملی از قبیل شکل پذیری، درجه نامعینی و اضافه مقاومت موجود در سازه است. این ضریب با توجه به نوع سیستم باربر ساختمان، که در آن محدودیت‌های بند ۲-۳-۸-۸ و ۲-۳-۸-۹ رعایت شده باشد، طبق جدول (۶) تعیین می‌گردد. مقادیر این جدول برای سازه‌هایی که با روش تنش‌های مجاز طراحی می‌شوند، تنظیم شده است. برای سازه‌هایی که با روش‌های حدی یا مقاومت طراحی می‌شوند مقادیر نیروهای حاصل از این جدول باید مطابق الزامات آن روش افزایش داده شوند.

در مواردی که در ساختمان از سیستم‌های سازه‌ای عنوان نشده در جدول (۶) استفاده می‌شود، ضریب رفتار R را می‌توان از آیین‌نامه‌های معتبر به دست آورد.

۸-۳- اتصال مهاربند

الف: مقاومت

مقاومت اتصال مهاربند باید برابر کمترین مقدار از مقادیر زیر باشد:

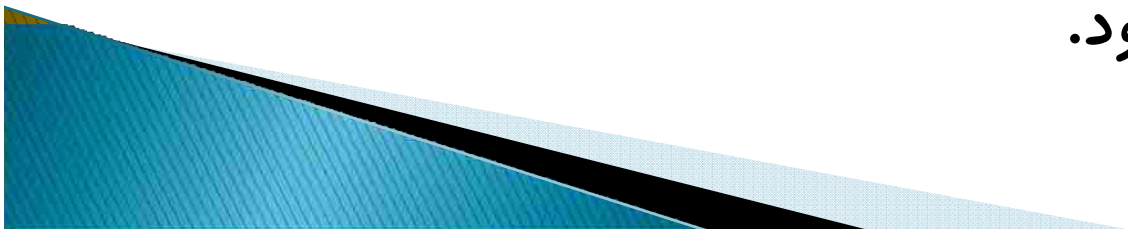
(I) مقاومت کششی اعضای مهاربند

(II) $\frac{2}{8}$ برابر نیروی مهاربند حاصل از نیروی زلزله

(III) حداکثر نیرویی که توسط سیستم به مهاربند اعمال می گردد.

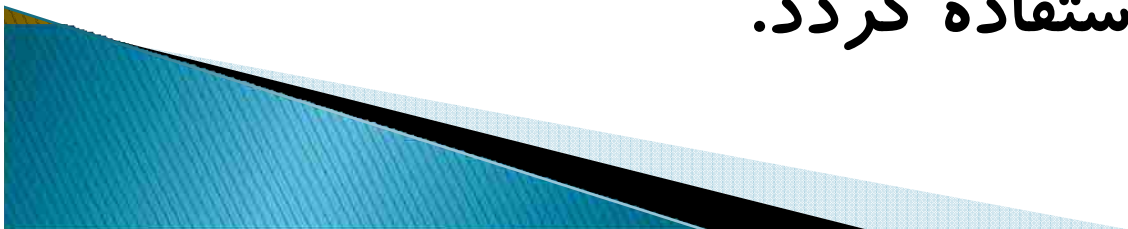
اثرات مودهای بالا

از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی در ساختمانهایی می توان استفاده نمود که در آنها اثرات مودهای بالا عمده نباشد. برای تعیین این موضوع ضروری است سازه ساختمان دو بار با استفاده از روش تحلیل دینامیکی طیفی تحلیل شود. در بار اول تنها مود اول سازه در نظر گرفته شده و در بار دوم تمام مودهای نوسانی که مجموع جرم موثر آنها حداقل ۹۰٪ جرم کل سازه است باید در نظر گرفته شود. در صورتیکه نتایج تحلیل دوم نشان دهد نیروی برشی در طبقه ای بیش از ۳۰٪ از نیروی برشی حاصل از تحلیل اول بزرگتر است، این امر به معنی عمده بودن اثرات مودهای بالای سازه است. در اینگونه موارد ضروری است در اعمال ضابطه بند ۲-۵ این استاندارد، تحلیل خطی سازه با استفاده از روش دینامیکی طیفی انجام شود.

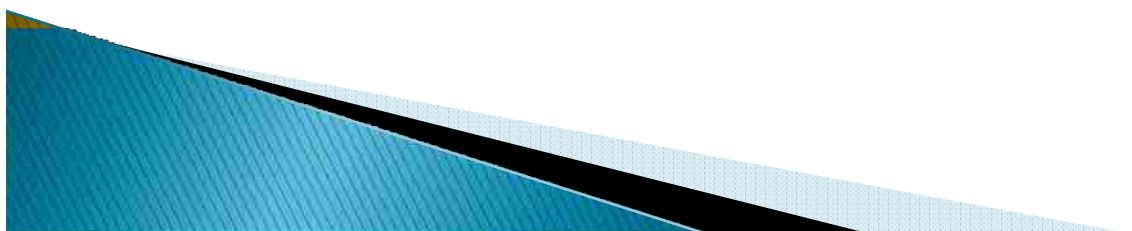


اثرات پیچش

در مورد ساختمانهای «انعطاف پذیر پیچشی» که پیچش در مود اول یا دوم آنها حاکم باشد، الگوهای متداول تحلیل استاتیکی غیرخطی می توانند موجب تخمین کمتر از واقع تغییر مکانها در سمت سخت (مقاوم) ساختمان گردند. در مورد چنین ساختمانهایی تغییر مکانهای سمت سخت (مقاوم) آنها باید در مقایسه با ساختمانهای متعادل پیچشی افزایش یابد. شرایط مورد نظر این بند را می توان اقناع شده فرض نمود در صورتیکه از ضریب بزرگنمایی برای تغییر مکانهای سمت سخت (مقاوم) حاصل از تحلیل خطی دینامیکی طیفی مدل سه بعدی ساختمان استفاده گردد.



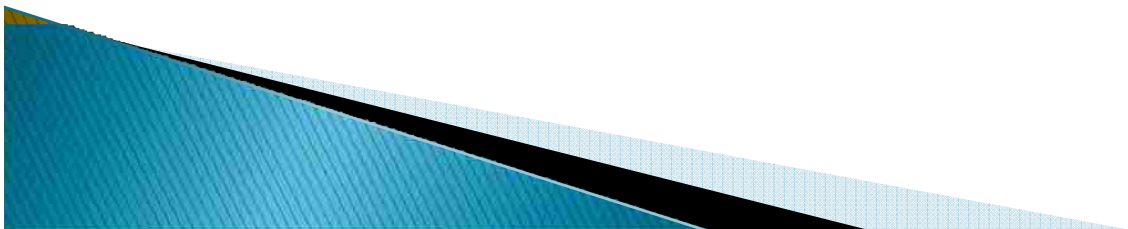
تغییر مکان هدف



تغییر مکان هدف

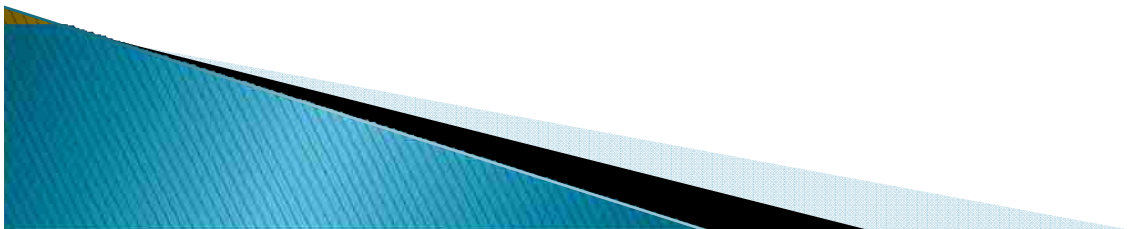
مقدار تغییر مکان هدف در نقطه کنترل را می توان از رابطه زیر محاسبه نمود.

$$\delta_t = C_0 C_1 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$



$$C_0 = \phi_{1,r} \frac{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{1,i}^2}$$

که در آن w_i و به ترتیب وزن موثر لرزه ای و مولفه بردار شکل مد اول در تراز A می باشند. نیز مولفه بردار شکل مد اول در تراز نقطه کنترل می باشد.



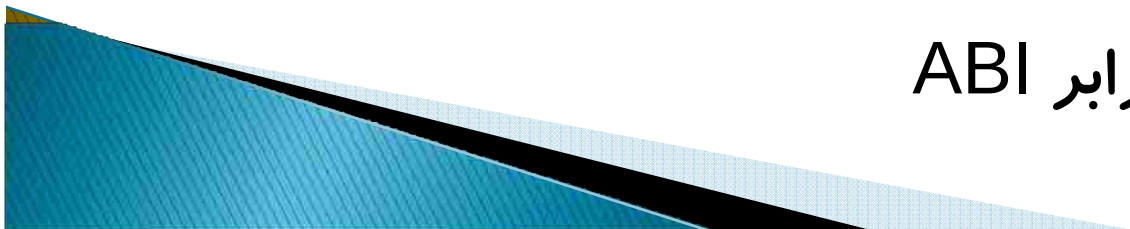
ضریب C_1

$$T_e \geq T_s \rightarrow C_1 = 1.0$$

$$T_e < T_s \rightarrow C_1 = \frac{\left[1.0 + [R_d - 1] \frac{T_s}{T_e} \right]}{R_d}$$

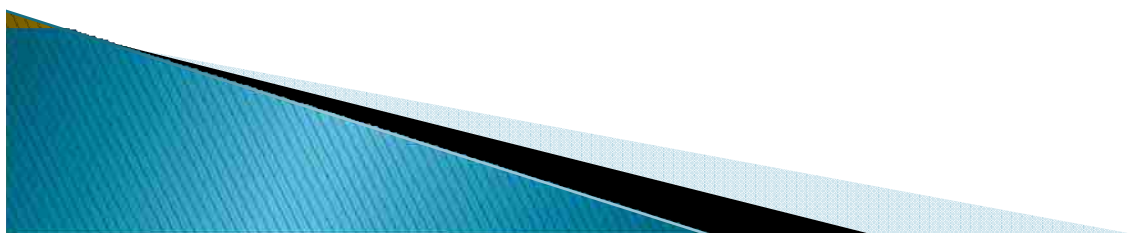
$$R_d = \frac{S_a}{V_y / W}$$

شتاب طیفی برای زلزله طرح برابر $AB1$



۲

توزیع بار



توزیع‌های بار جانبی

حداقل دو توزیع بار جانبی زیر در تحلیل باید اعمال گردد،

الف- توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی با لحاظ آن تعداد مودهای ارتعاشی که حداقل ۹۰٪ جرم سازه در تحلیل مشارکت کند،

ب- توزیع بار یکنواخت که عبارت است از توزیعی متناسب با جرم بدون توجه به ارتفاع هر طبقه.

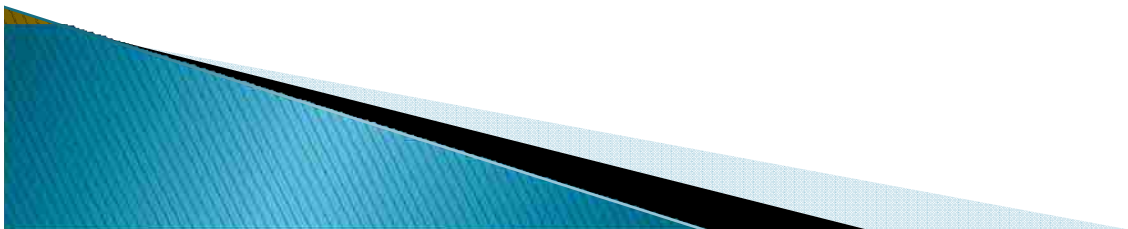


رابطه نیرو-تغییر شکل اعضا را می‌توان حداقل بصورت دو خطی در نظر گرفت.

سختی ارتجاعی در ساختمانهای بتن مسلح و بنایی براساس مقاطع ترک خورده می‌باشد.

در اعضای شکل‌پذیر که انتظار می‌رود رفتار غیرخطی داشته باشند، سختی ارتجاعی در مدلسازی دو خطی براساس سختی سکانت تا نقطه جاری شدن در نظر گرفته می‌شود.

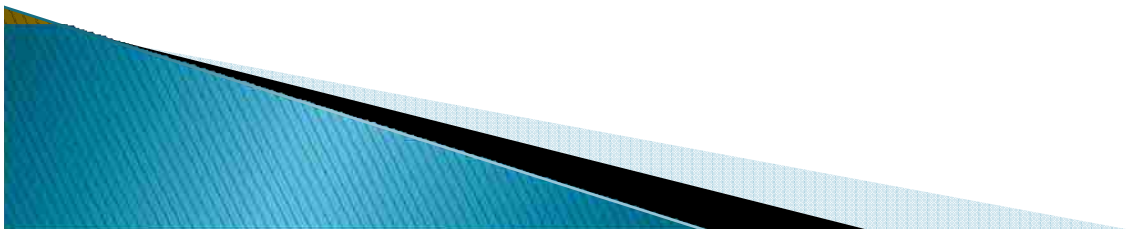
استفاده از رابطه سه خطی نیرو-تغییر شکل که اثرات سختی قبل و بعد از ترک خوردگی را در نظر می‌گیرد مجاز می‌باشد.



استفاده از روابط داده شده در "دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود" (نشریه ۳۶۰) نیز مجاز است.

در منحنی رفتاری اعضا می توان سختی بعد از جاری شدن را صفر اختیار نمود. در اعضایی که در آنها زوال مقاومت انتظار می رود، باید این رفتار در رابطه نیرو-تغییر شکل آن اعضا در نظر گرفته شود.

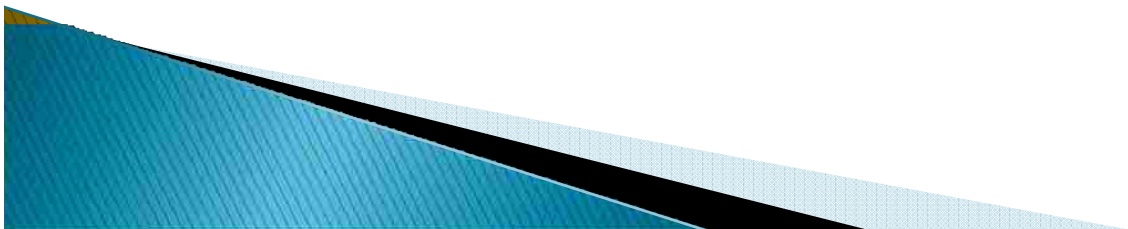
در صورتیکه از روابط نشریه ۳۶۰ برای توصیف رابطه نیرو-تغییر شکل اعضا استفاده شود شرایط این بند لحاظ شده تلقی می گردد .



منحنی ظرفیت

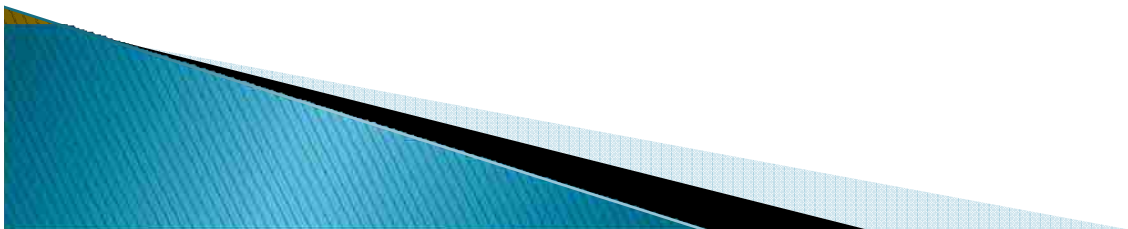
منحنی ظرفیت یعنی رابطه بین برش پایه و تغییر مکان نقطه کنترل باید توسط روش تحلیل استاتیکی غیرخطی از مقدار صفر تا تغییر مکانی معادل ۱۵۰٪ تغییر مکان هدف تعیین گردد.

مرکز جرم بام باید به عنوان محل نقطه کنترل اختیار گردد. بام خرپشته را نباید بعنوان نقطه کنترل در نظر گرفت.

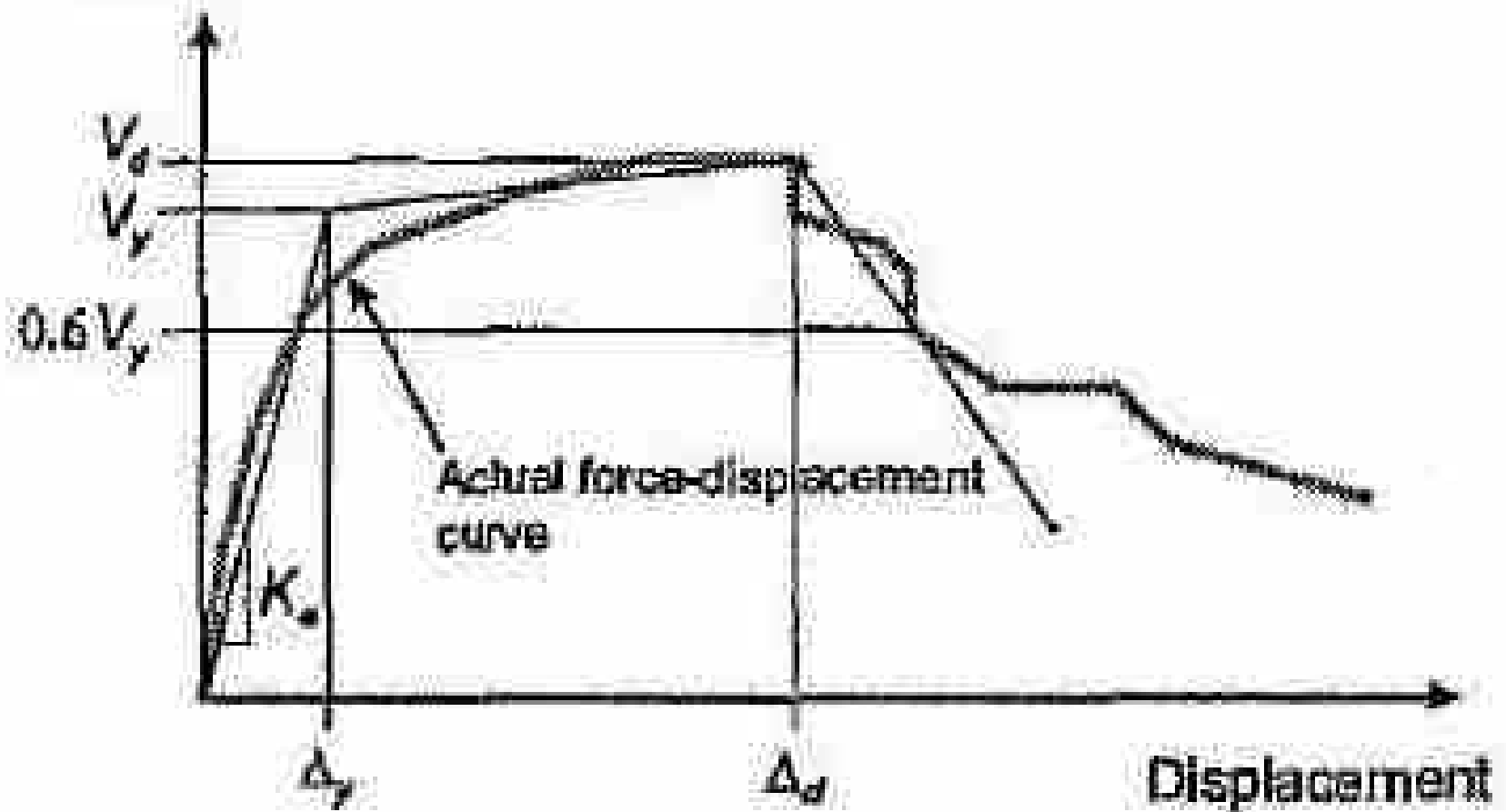


دو خطی کردن منحنی ظرفیت

منحنی ظرفیت باید تبدیل به منحنی چند خطی گردد تا برش پایه جاری شدن موثر ساختمان V/V و تغییر مکان نظیر آن ΔV تعیین و از این مقادیر برای محاسبه زمان تناوب اصلی موثر استفاده شود.

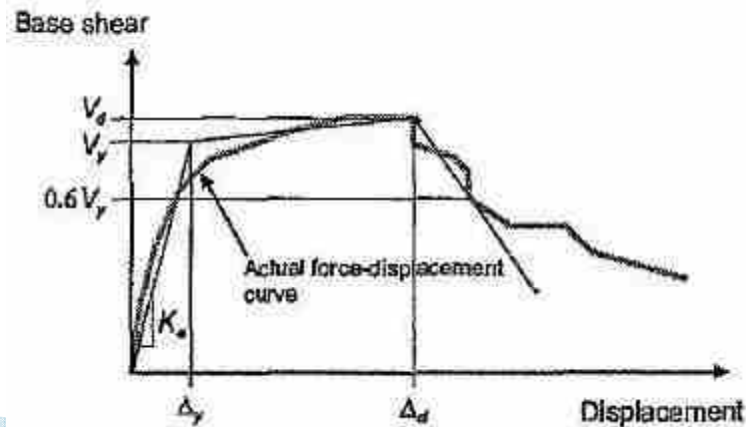


Base shear



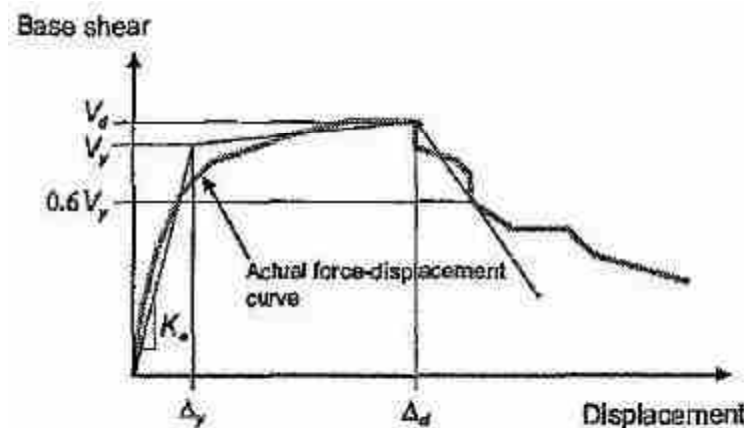
دو خطی کردن منحنی ظرفیت

چند خطی کردن منحنی ظرفیت، به نحوی صورت می پذیرد که خط اول از نقطه شروع با شیبی برابر با سختی جانبی موثر K_e رسم می گردد. سختی جانبی موثر K_e برابر سختی سکانت محاسبه شده در برش پایه نظیر ۶۰٪ برش پایه جاری شدن موثر ساختمان V_y در منحنی ظرفیت می باشد. برش پایه جاری شدن موثر ساختمان V_y نباید از حداکثر برش پایه در نقاط مختلف منحنی ظرفیت بیشتر باشد.



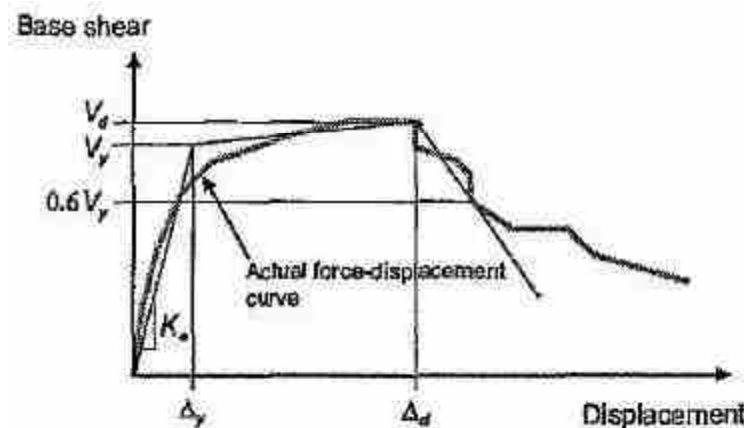
دو خطی کردن منحنی ظرفیت

خط دوم نماینده شیب مثبت بعد از جاری شدن بوده که از نقطه ای به مختصات (Δ_d و V_d) و نقطه ای روی خط اول به نحوی که سطوح زیر و بالای منحنی ظرفیت اصلی تقریباً معادل باشند می‌گذرد. نقطه (Δ_d و V_d) روی منحنی ظرفیت ساختمان در تغییر مکان هدف یا در تغییر مکان نظیر برش پایه حداکثر، هر کدام که کمتر باشد، قرار دارد.



دو خطی کردن منحنی ظرفیت

خط سوم نماینده شیب منفی بعد از جاری شدن بوده که از نقطه انتهای شیب مثبت در منحنی ظرفیت (Δd و V_d) و نقطه ای که در آن برش پایه به ۶۰٪ پایه جاری شدن موثر ساختمان نزول می کند می گذرد.

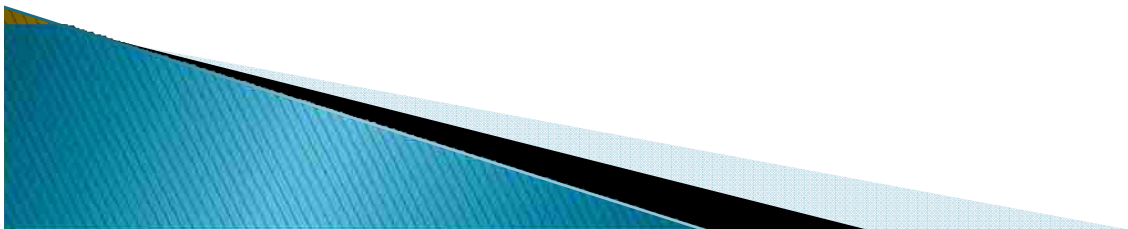


زمان تناوب اصلی موثر ساختمان

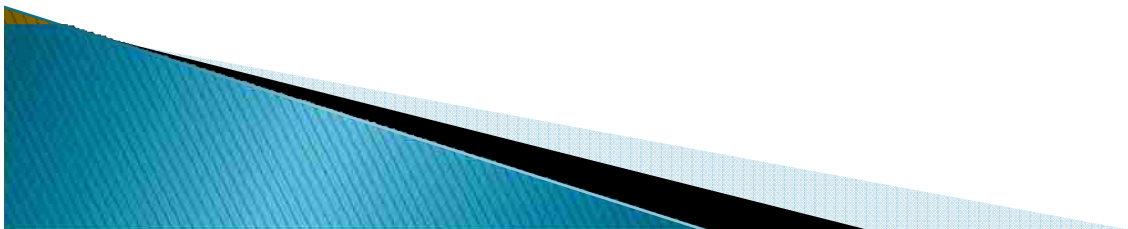
زمان تناوب اصلی موثر ساختمان، T_e با رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

که در آن T_i (به ثانیه) زمان تناوب اصلی ارتجاعی است، که با تحلیل مدل ساختمان با فرض رفتار خطی به دست می‌آید، K_i سختی جانبی ارتجاعی ساختمان در جهت موردنظر و K_e سختی جانبی موثر ساختمان در جهت موردنظر می‌باشد.



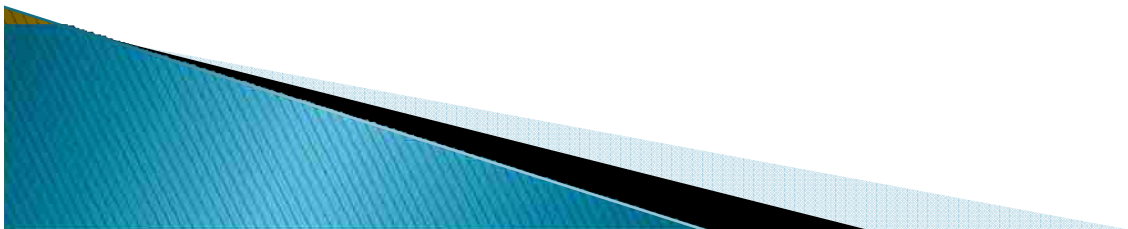
معیارهای پذیرش



معیار پذیرش

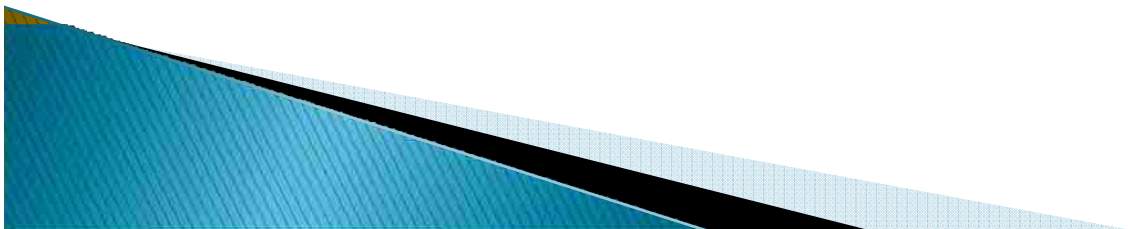
طراحی ساختمان باید بنحوی انجام شده باشد که مقاومت ساختمان یعنی مجموع بارهای جانبی وارده به آن تا رسیدن به تغییرمکانی معادل ۱۲۵ درصد تغییرمکان هدف کاهش نشان ندهد.

تغییرمکان نسبی حداکثر ساختمان در تغییرمکان هدف نباید بیشتر از ۱۲۰٪ تغییرمکان نسبی مجاز (بند ...) در مقدار باشد.



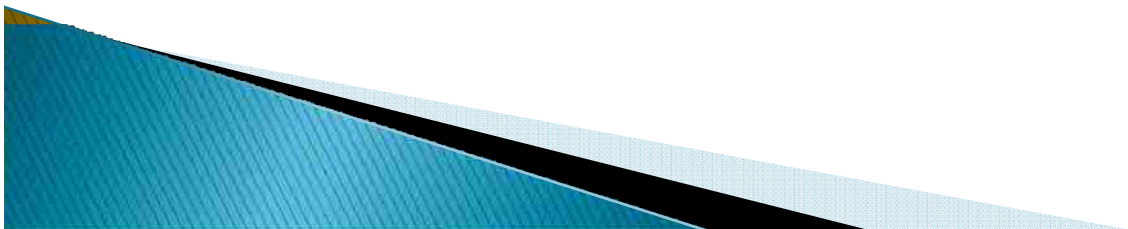
معیار پذیرش

بجای انجام مطالعات آزمایشگاهی می توان از روابط معیار پذیرش ایمنی جانی در نشریه ۳۶۰ نیز برای تعیین ظرفیت تغییر شکل اعضا استفاده نمود.

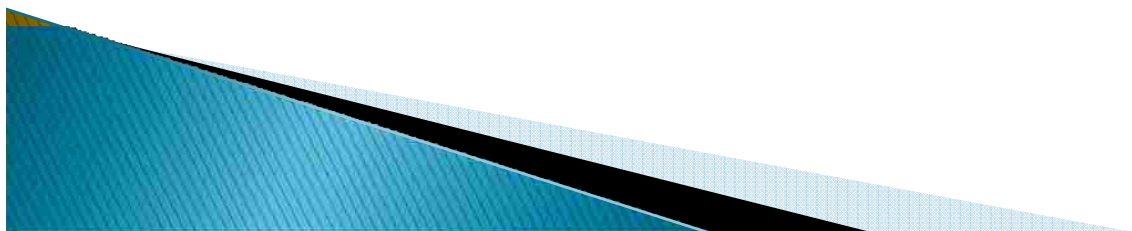


ضریب اضافه مقاومت

ضریب اضافه مقاومت برابر نسبت برش پایه در هنگام تشکیل سازوکار خمیری کلی در سازه به برش پایه در هنگام تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه می باشد. در روش تحلیل استاتیکی غیر خطی، برش پایه در هنگام تشکیل سازوکار خمیری کلی برابر برش پایه جاری شدن موثر ساختمان V_y فرض می شود. اگر از تحلیل استاتیکی غیر خطی برای تعیین ضریب مقاومت افزون استفاده می شود، مقدار آن باید برابر کمترین ضریب حاصل از دو توزیع بار جانبی اختیار شود.

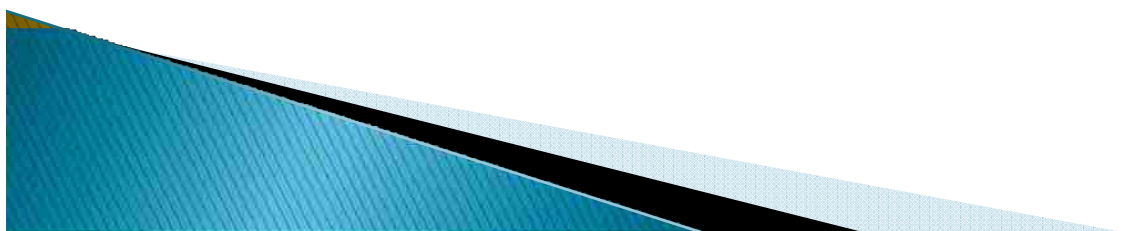


آنالیز دینامیکی غیر خطی



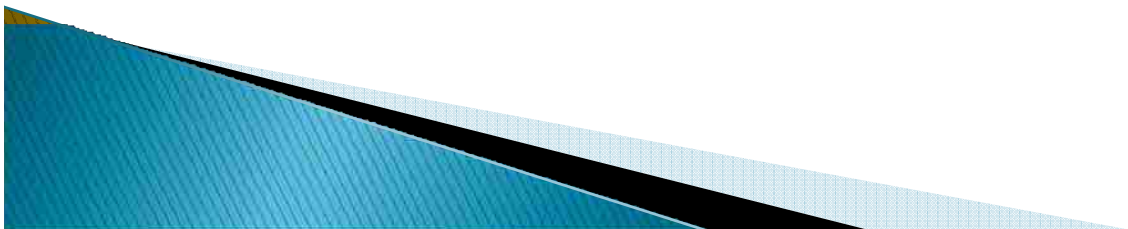
برخی نکات در آنالیز دینامیکی غیر خطی

- انتخاب شتابنگاشتها
- مقیاس کردن شتابنگاشتها
- تایید شخص حقیقی یا حقوقی با صلاحیت



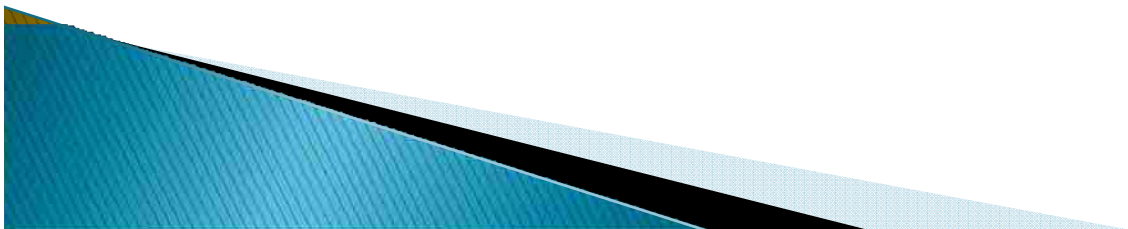
تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

در این روش، تحلیل دینامیکی سازه با اثر دادن شتاب زمین به صورت تابعی از زمان در تراز پایه و محاسبه پاسخ مدل ریاضی ساختمان که در برگیرنده رفتار فرا ارتجاعی آن است، انجام می شود. در این مدل تکیه گاه سازه می تواند صلب فرض شود. استفاده از فرضهای مناسب در خصوص سختی و ظرفیت باربری پی با توجه ویژگیهای خاک و در نظر گرفتن تکیه گاه انعطاف پذیر برای سازه نیز مجاز است.



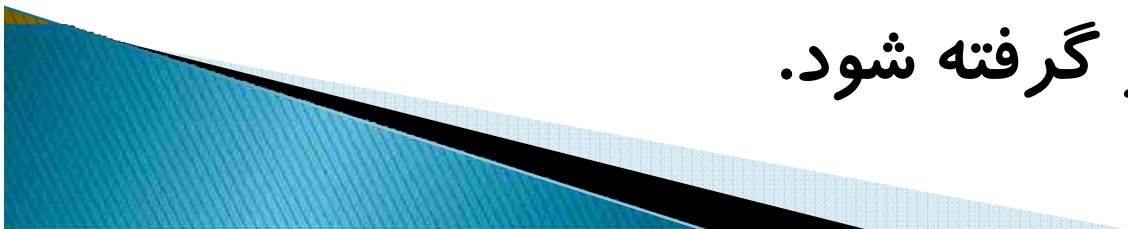
شتاب‌نگاشتها

شتاب‌نگاشتهایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا، در هنگام وقوع زلزله، باشند. برای نیل به این هدف لازم است حداقل سه زوج شتاب‌نگاشت متعلق به مولفه‌های افقی سه زلزله مختلف ثبت شده که دارای ویژگیهای مذکور در بند ۲-۴-۱-۴ این استاندارد باشند، انتخاب گردند.



شتاب‌نگاشتها

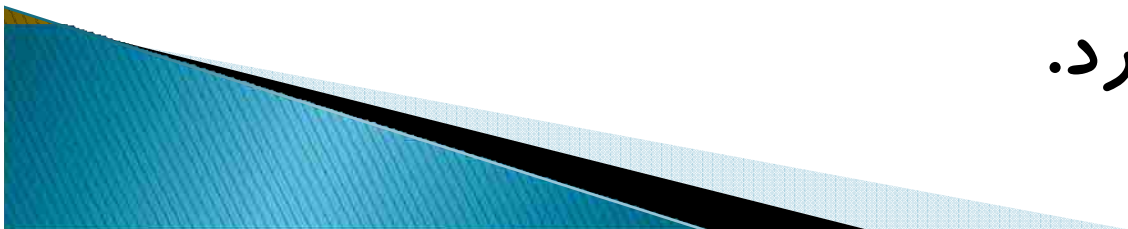
در مواردی که تعداد مورد نیاز از زوج شتاب‌نگاشت‌های مناسب ثبت شده در دسترس نباشد، می‌توان از زوج شتاب‌نگاشت‌های شبیه‌سازی شده مناسب برای تکمیل تعداد آنها استفاده کرد. زوج شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده باید به روش مذکور در بند ۲-۴-۱-۴ این استاندارد به مقیاس درآورده شوند. لیکن در این محاسبات، طیف طرح باید طیف طرح استاندارد تعریف شده در بند ۲-۴-۱-۲ بدون اعمال عکس ضریب رفتار در نظر گرفته شود.



پارامترهای بازتاب سازه

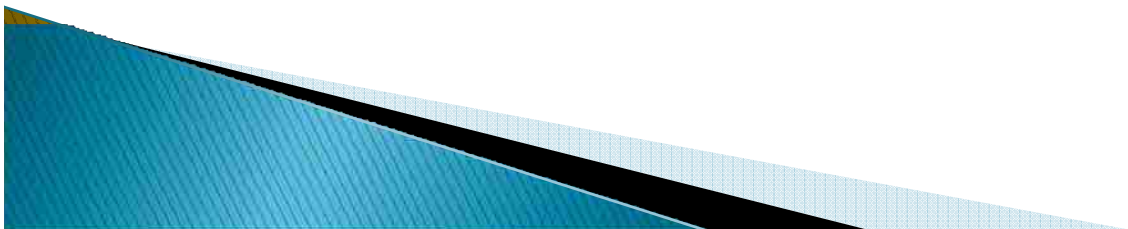
در تحلیل تاریخچه زمانی بازتاب نهایی سازه شامل تلاشهای ایجاد شده در اعضا، تغییر شکل اعضا و تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در هر لحظه برابر با حداکثر بازتاب‌های به دست آمده از تحلیل با سه زوج شتاب‌نگاشت اعمالی به سازه می‌باشد.

در این روش تحلیل، در صورت استفاده از حد اقل هفت زوج شتاب‌نگاشت می‌توان مقدار متوسط بازتاب‌های به دست آمده از آنها را به عنوان بازتاب نهایی تلقی کرد.

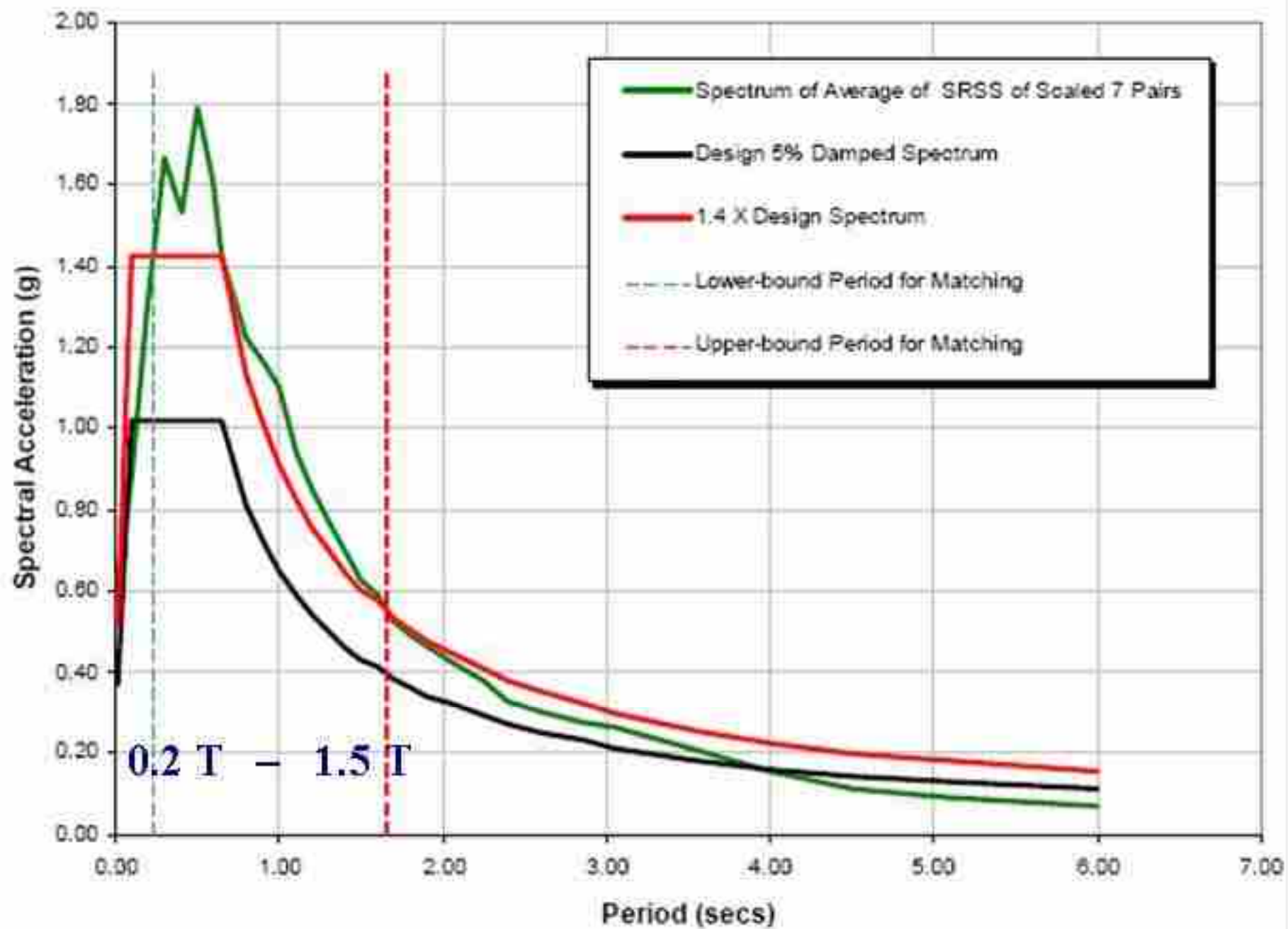


سازه طراحی شده بر اساس تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی باید به تایید شخص حقیقی یا حقوقی مستقل با صلاحیت رسانده شود. در این بررسی، موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد.

- الف- شتابنگاشت های به کار گرفته شده در تحلیل،
- ب- سازگاری مشخصات سازه با داده های به کار برده شده در مدل تحلیلی،
- پ- سازگاری ظرفیت های اعضای سازه با نتایج به دست آمده از تحلیل.



آئین نامه ۲۸۰۰		مقن آئین نامه
ویرایش اول	استفاده شناختها	از
مبتد	۲-۳-۲	در روش تحلیل دینامیکی ساختمان باید تحت تاثیر مستقیم مولفه های افقی شتاب نگاشت های هر یک از دو زلزله مذکور در ذیل که به عنوان زلزله مبنا انتخاب شده اند قرار داده شود (این مولفه ها بین دو مولفه افقی ثبت شده هر زلزله دارای بیشینه شتاب بالاتری می باشند) ۱- زلزله ملیس ۲۵ شهریور ماه ۱۳۵۷ (۱۶ سپتامبر ۱۹۷۸) ۲- زلزله ناخاں ۱۷ فروردین ماه ۱۳۵۶ (۱۶ آوریل ۱۹۷۷) و در مورد هر بارش تاب اثر هر یک از این دو زلزله بیشتر باشد باید مبنای محاسبه قرار گیرد. ارقام شتاب نگاشت های اصلاح شده در زلزله مذکور در پیوست شماره (۱) داده شده اند. چنانچه در آینده زلزله ای با شتاب افقی بیشینه بیش از ۰.۵ درصد شتاب ثقل روی دهد و از طرف مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن به عنوان زلزله مبنا اعلام و ارقام اصلاح شده شتاب نگاشت آن منتشر گردد، زلزله مذکور نیز باید به ساختمان اثر داده شود.
ویرایش دوم	موضع زمین	
مبتد	۱-۵-۲	۳
ویرایش سوم	تاریخچه شتاب نگاشت	زمانی شتاب
مبتد	۲-۳-۱ ۲-۳-۲	
زوج شتاب نگاشت های انتخاب شده باید به روش زیر به مقیاس در آورده شوند: الف- کتبه شتاب نگاشت ها به مقدار حداکثر خود مقیاس می شوند. بدین معنی که حداکثر شتاب همه آنها برابر با شتاب ثقل g گردد. ب- طیف پاسخ شتاب هر یک از زوج شتاب نگاشت ها مقیاس شده با منظور کردن نسبت میراثی ۵ درصد تعیین می گردد. پ- طیف پاسخ ترکیبی هر زوج شتاب نگاشت با استفاده از روش جذر مجموع مربعات ترکیب شده و یک طیف واحد برای هر زوج ساخته می شود. ت- طیف های پاسخ ترکیبی سه زوج شتاب نگاشت متوسط گیری شده و در		



۲-۵-۳ زوج شتاب نگاشت های انتخاب شده باید به روش زیر به مقیاس درآورده شوند:

الف- هر زوج شتاب نگاشت به مقدار حداکثر خود مقیاس شوند. بدین معنی که حداکثر شتاب در مؤلفه‌ای که دارای بیشینه بزرگتری است، برابر با شتاب ثقل g گردد (از یک ضریب مقیاس برای هر دو مؤلفه یک زوج شتاب نگاشت استفاده شود).

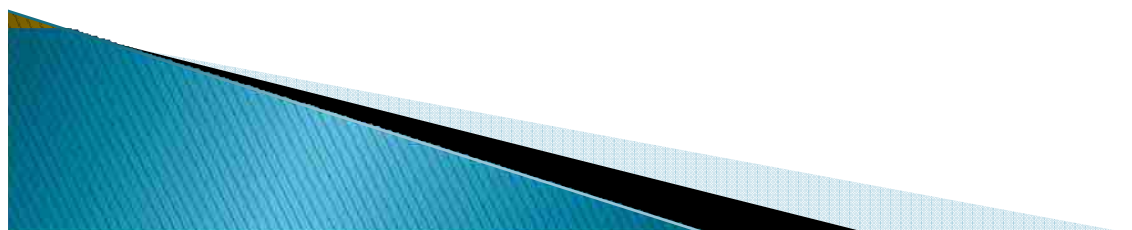
ب- طیف پاسخ شتاب هر یک از زوج شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده با منظور کردن نسبت میرایی ۵ درصد تعیین گردد.

پ- طیفهای پاسخ هر زوج شتاب نگاشت با استفاده از روش جذر مجموع مربعات با یکدیگر ترکیب شده و یک طیف ترکیبی واحد برای هر زوج ساخته شود.

ت- هر زوج شتاب نگاشت چنان مقیاس شود که برای هر پریود در محدوده $0.2T$ الی $1.5T$ ، مقدار متوسط طیف SRSS مربوط به تمام زوج مؤلفه‌ها، بیش از ده درصد از $1/3$ برابر مقدار متناظر طیف طرح استاندارد کمتر نشود. T زمان تناوب اصلی ساختمان بر طبق بند ۳-۳-۳ است.

۱۱-۱-۱۱ منظم بودن در پلان

ث- در هر طبقه حداکثر تغییر مکان نسبی در انتهای ساختمان، با احتساب پیچش تصادفی، بیش‌تر از ۲۰ درصد با متوسط تغییر مکان نسبی دو انتهای ساختمان در آن طبقه اختلاف نداشته باشد.



ویرایش دوم

۱-۱۱-۴-۲ در ساختمانهای ۵ طبقه یا کوتاه‌تر و یا با حداکثر ارتفاع ۱۸ متر در صورتیکه فاصله افقی بین مرکز جرم طبقات بالاتر نسبت به مرکز سختی هر طبقه کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروهای جانبی باشد، محاسبه ساختمان در برابر لنگر پیچشی الزامی نیست. در غیر این صورت این ساختمان‌ها باید برای پیچش نیز محاسبه گردند. ولی می‌توان در مورد آنها از لنگر پیچشی اتفاقی صرف‌نظر نمود. در ساختمانهای «باهمیت زیاد» همواره باید پیچش اتفاقی در نظر گرفته شود.

ویرایش سوم

۴-۱۰-۳-۳ در ساختمانهای تا ۵ طبقه و یا کوتاه‌تر از هجده متر، در مواردی که برون مرکزی نیروی جانبی طبقه در طبقات بالاتر از هر طبقه کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروی جانبی باشد، محاسبه ساختمان در برابر لنگر پیچشی الزامی نیست.

۱۳-۱۰-۱۰ توزیع نیروی برشی زلزله در پلان ساختمان

۱۳-۱۰-۳ برون مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه، e_{aj} ، به منظور به حساب آوردن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مولفه پیچشی زلزله از سوی دیگر، در نظر گرفته می‌شود. این برون مرکزی باید در هر دو جهت و حداقل برابر با ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی جانبی، اختیار شود. در مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی قسمت ث از بند (۱۱-۱-۱) می‌شود، برون مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگنمایی A_j ، طبق رابطه زیر، ضرب شود.

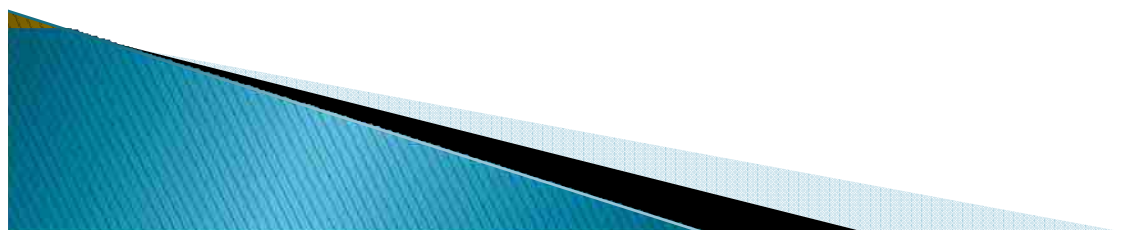
$$A_j = \left(\frac{\Delta_{\max}}{1/2 \Delta_{\text{ave}}} \right)^2 \quad 1 \leq A_j \leq 3 \quad (13-12)$$

در این رابطه:

$\Delta_{\max}$ = حداکثر تغییر مکان طبقه j

۱۳-۵ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

۱۳-۵-۱ تغییر مکان جانبی نسبی هر طبقه اختلاف تغییر مکان‌های مراکز جرم کف در بالا و پایین آن طبقه می‌باشد. این تغییر مکان معمولاً برای زلزله طرح و یا زلزله سطح بهره‌برداری محاسبه می‌شود و با همین نام‌ها عنوان می‌گردد.



الف- نامنظمی هندسی: در مواردی که پیش رفتگی یا پس رفتگی هم زمان در دو جهت در یکی از گوشه های ساختمان بیشتر از ۲۰ درصد طول پلان در آن جهت باشد.

ب- نامنظمی پیچشی: در مواردی که حداکثر تغییر مکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیچش تصادفی، بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییر مکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد.

در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد، نامنظمی "شدید" پیچشی توصیف می شود. نامنظمیهای پیچشی تنها در مواردی که دیافراگم های کف ها صلب و یا نیمه صلب هستند کاربرد پیدا می کند. پ- نامنظمی در دیافراگم: در مواردی که تغییر ناگهانی در مساحت دیافراگم، به میزان مجموع سطوح بازشوی بیشتر از ۵۰ درصد سطح طبقه، و یا تغییر ناگهانی در سختی دیافراگم، به میزان بیشتر از ۵۰ درصد سختی طبقات مجاور، وجود داشته باشد.

ت- نامنظمی خارج از صفحه سیستم باربر جانبی: در مواردی که در سیستم باربر جانبی انقطاعی در مسیر انتقال نیروی جانبی، مانند تغییر صفحه اجزاء باربر جانبی در طبقات، وجود داشته باشد.

ث- نامنظمی سیستم های باربر جانبی غیر موازی: در مواردی که سیستم قائم باربر جانبی به موازات محورهای متعامد اصلی ساختمان نبوده و یا نسبت به آنها متقارن نباشد.

۱-۷-۲- نامنظمی در ارتفاع

الف- نامنظمی هندسی: در مواردی که ابعاد افقی سیستم برابر جانی در هر طبقه بیشتر از ۱۳۰ درصد آن در طبقات مجاور باشد.

ب- نامنظمی جرمی: در مواردی که جرم هر طبقه بیشتر از ۵۰ درصد با جرم های طبقات مجاور تفاوت داشته باشد.

طبقات بام و خرپشته از این تعریف مستثنی هستند

پ- نامنظمی سیستم باربر جانی: در مواردی که اجزاء سیستم بار بر جانی در ارتفاع جابه جایی درون صفحه ای بیشتر از یک دهانه در طبقه داشته باشد و یا با کاهشی در سختی جانی در طبقه زیرین روبرو باشد.

ت- نامنظمی در سختی: در مواردی که سختی جانی هر طبقه کمتر از ۷۰ درصد سختی جانی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی های جانی سه طبقه روی خود باشد. چنین طبقه ای اصطلاحاً "طبقه نرم" نامیده می شود.

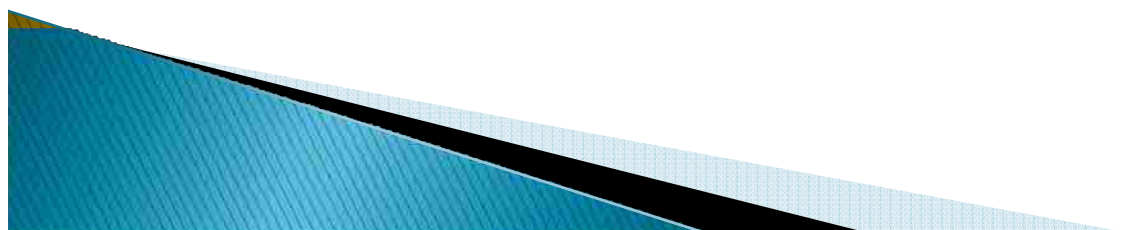
در مواردی که مقادیر فوق به ترتیب به ۶۰ درصد و ۷۰ درصد کاهش پیدا کنند، طبقه نرم اصطلاحاً "خیلی نرم" توصیف می شود

ث- نامنظمی در مقاومت: در مواردی که مقاومت جانی طبقه از ۸۰ درصد مقاومت جانی طبقه روی خود کمتر باشد، چنین طبقه ای اصطلاحاً "طبقه ضعیف" نامیده می شود.

در مواردی که مقدار فوق به ۶۵ درصد کاهش یابد "طبقه ضعیف" اصطلاحاً "خیلی ضعیف" نامیده می شود.

تبصره ۱- احداث ساختمان‌های دارای نامنظمی در ارتفاع از نوع "طبقه خیلی ضعیف" در پهنه‌بندی لرزه‌ای با خطر نسبی متوسط و بالاتر ممنوع بوده و این نوع ساختمان‌ها در مناطق با لرزه‌خیزی کم نمی‌توانند بیش از سه طبقه و یا ۹ متر ارتفاع داشته باشند.

تبصره ۲- در مناطق با خطر لرزه‌ای متوسط و بالاتر، وجود نامنظمی از نوع "طبقه خیلی نرم" و "پیچشی شدید" فقط در ساختمان‌های واقع بر روی زمین‌های نوع I، II یا III مجاز است.



۳-۵-۲ تغییر مکان جانبی نسبی هر طبقه اختلاف تغییر مکان‌های جانبی مراکز جرم کف‌های بالا و پایین آن طبقه می‌باشد. در زلزله طرح "تغییر مکان جانبی نسبی غیر خطی طرح"، در هر طبقه تغییر مکانی است که در صورت منظور داشتن رفتار غیر خطی سازه، بدست می‌آید. در مواردی که تحلیل سازه با استفاده از روش‌های خطی انجام می‌شود، این تغییر مکان را می‌توان از رابطه زیر بدست آورد.

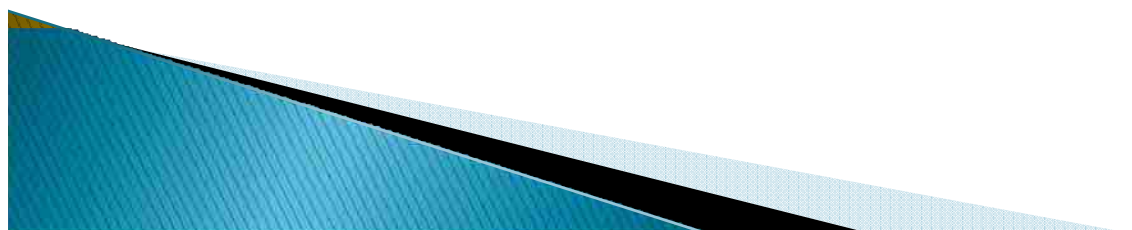
$$\Delta_M = C_d \cdot \Delta_e \quad (۳-۱۰)$$

در این رابطه :

Δ_M = تغییر مکان جانبی نسبی غیر خطی طرح در طبقه

Δ_e = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه حاصل از تحلیل خطی در زلزله طرح

C_d = ضریب بزرگنمایی تغییر مکان



۳-۵-۳ تغییر مکان جانبی نسبی غیر خطی طرح با در نظر گرفتن اثرات $P - \Delta$ (موضوع بند ۳-۶)، که با $\bar{\Delta}_M$ نشان داده می شود، در هر طبقه نباید از مقادیر مجاز Δ_a ، بیشتر شود.

برای ساختمان‌های تا ۵ طبقه

$$\Delta_a = 0.025 \text{ برابر ارتفاع طبقه}$$

برای سایر ساختمان‌ها

$$\Delta_a = 0.02 \text{ برابر ارتفاع طبقه}$$

تبصره ۱: در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_e ، برای رعایت محدودیت‌های فوق، مقدار برش پایه در رابطه (۳-۱) را می توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T در تبصره ۱ بند ۳-۳-۳ تعیین کرد. ولی در ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد محدودیت آن بند در مورد زمان تناوب اصلی باید رعایت شود. در هر حال رعایت رابطه (۳-۲) از بند ۳-۳-۱ در خصوص حداقل برش پایه در محاسبات تغییر مکان نسبی ضروری است.

تبصره ۲: در ساختمان‌های نامنظم پیچشی و یا نامنظم شدید پیچشی، برای محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_e ، به جای تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی مراکز جرم کف‌ها، تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی کف‌های بالا و پائین آن طبقه در امتداد محورهای کناری ساختمان باید مد نظر قرار گیرد.

تبصره ۳: برای ساختمان‌های واقع در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد که سیستم سازه‌ای آنها صرفاً از قاب‌های خمشی تشکیل شده باشد مقدار Δ_a باید بر ضریب نامعینی ρ تقسیم شود.

۱-۸-۴ سیستم دوگانه یا ترکیبی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن:

الف- بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های ساختمانی تحمل می‌شوند.

ب- مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه‌ای از دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده همراه با مجموعه‌ای از قابهای خمشی تأمین می‌شود. سهم برشگیری هر یک از دو مجموعه با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو، در تمام طبقات، تعیین می‌گردد.

پ- قاب‌های خمشی مستقلاً باید قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی و دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده مستقلاً باید قادر به تحمل حداقل ۵۰ درصد نیروهای جانبی وارد به ساختمان باشند.

تبصره ۱: در ساختمان‌های کوتاه‌تر از هشت طبقه و یا با ارتفاع کمتر از ۳۰ متر به جای توزیع بار به نسبت سختی عناصر برابر جانبی، می‌توان دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده را برای ۱۰۰ درصد بار جانبی و مجموعه قاب‌های خمشی را برای ۳۰ درصد بار جانبی طراحی کرد.

تبصره ۲: در مواردی که قاب‌های خمشی الزام‌بند (پ) را اقلعاً نکنند، سیستم دوگانه جزء سیستم قاب ساختمانی و در مواردی که دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده الزام‌بند فوق را اقلعاً نکنند سیستم دوگانه جزء سیستم قاب خمشی به حساب آورده می‌شود.

۱-۸-۵ سیستم ستون کنسولی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن نیروهای جانبی توسط ستون‌ها بصورت کنسولی تحمل می‌شوند

$$C = \frac{ABI}{R_u}$$

جدول (۳-۵) مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

H_m (متر)	C_d	Ω_0	R_u	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه
۵۰	۵	۲/۵	۵	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	الف- سیستم دیوارهای باربر
۵۰	۴	۲/۵	۴	۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	
-	۳/۵	۲/۵	۳/۵	۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی [۱]	
۱۵	۳	۲/۵	۳	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنائی مسلح	
۱۵	۳/۵	۲	۴	۵- دیوار متشکل از قاب سبک فولادی سرد نورد و مهار تسمه‌ای فولادی	
۱۵	۴	۳	۵/۵	۶- دیوار متشکل از قاب سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی	
۱۰	۳	۲	۳	۷- دیوارهای بتن پاششی سه بعدی	
۵۰	۵	۲/۵	۶	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه [۲]	ب- سیستم قاب ساختمانی
۵۰	۴	۲/۵	۵	۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	
-	۳	۲/۵	۴	۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی [۱]	
۱۵	۲/۵	۲/۵	۳	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنائی مسلح	
۵۰	۴	۲	۷	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	
۵۰	۵/۵	۲	۷	۶- مهاربندی کمانش تاب	
۵۰	۵	۲	۵/۵	۷- مهاربندی همگرای ویژه فولادی [۲]	
	۵/۵	۳			