



تفسیر آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ – ویرایش چهارم)

(بخش اول)

دکتر حمیدرضا توکلی

دانشیار گروه سازه و زلزله - دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل
پایه یک طراحی و نظارت سازمان نظام مهندسی ساختمان مازندران
عضو انجمن مهندسی زلزله ایران

تابستان ۱۴۰۱

فلسفه طراحی ساختمانها در برابر زلزله



مروری بر نسل های آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله

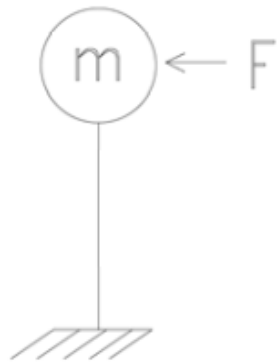
نسل اول آیین نامه ها :

مربوط به حدود ۱۰۰ سال پیش میشود.
مانند آیین نامه **UBC** در سال ۱۹۲۷ و آیین نامه ژاپن
در سال ۱۹۲۴

هدف نسل اول آیین نامه های طراحی :

حداقل ضوابط و مقرراتی برای ساختمانها بطوریکه ساختمان در مقابل زلزله های شدید استقامت کند و تلفات جانی به حداقل برسد.

تلفات جانی ↔ خسارت ↔ تشکیل مفاصل پلاستیک
↔ ورود به حوزه غیرارتجاعی



$$F = m \times a = \frac{w}{g} \times a = w\left(\frac{a}{g}\right)$$

ویژگی های نسل اول آیین نامه ها چیست؟

- ۱- ضوابط و مقررات طراحی به نحوی بود که سازه ها وارد محدوده غیرخطی شوند.
- ۲- زلزله فقط به صورت یک نیرو در نظر گرفته شده بطوریکه ساختمان برای مقاومت در برابر زلزله بایستی فقط در برابر آن نیرو مقاومت کند.



نسل دوم آیین نامه ها :
استاندارد ۲۸۰۰۵ نیز جزء همین نسل است.

هدف نسل دوم آیین نامه های طراحی :

الف - با حفظ ایستایی ساختمان در زلزله های شدید تلفات جانی به حداقل برسد و نیز ساختمان در برابر زلزله های خفیف و متوسط بدون وارد شدن آسیب عمده سازه ای قادر به مقاومت باشد.

تلفات جانی ↔ خسارت ↔ تشکیل مفاصل پلاستیک
↔ ورود به حوزه غیرارتجاعی

ب - ساختمانهای با اهمیت زیاد در زمان وقوع زلزله های خفیف و متوسط قابلیت بهره برداری خود را حفظ کنند و در ساختمانهای با اهمیت متوسط خسارت سازه ای و غیرسازه ای به حداقل برسد.

پ - ساختمانهای با اهمیت خیلی زیاد در زمان وقوع زلزله های شدید بدون آسیب عمده سازه ای قابلیت بهره برداری خود را حفظ کنند.

$$V = C \times W = \frac{ABI}{R} \times W$$

I = ضریب اهمیت

مثال :

I=1 ↔ برای سازه مسکونی

I=1.4 ↔ برای بیمارستان

در استاندارد ۲۸۰۰ با اعمال ضریب I (ضریب اهمیت) نیروی طراحی را به منظور افزایش سطح عملکرد افزایش میدهد. اما تحلیلهای غیرخطی نشان میدهد که سازه های با اهمیت زیاد طراحی شده با استاندارد ۲۸۰۰ سطح عملکرد مورد نظر (قابلیت بهره برداری) را تامین نمیکنند. چراکه افزایش نیرو به تنهایی نمیتواند سطح عملکرد را افزایش دهد.

در نتیجه بهتر است رابطه محاسبه نیروی برش پایه در استاندارد ۲۸۰۰ به صورت زیر نوشته شود:

$$V = C \times W = \left(\frac{AB}{R} \times W \right) \times I$$

در این رابطه در واقع ضریب اهمیت **I** به عنوان یک ضریب اطمینان برای تامین سطح عملکرد استاندارد ۲۸۰۰ (ایمنی جانی) در نظر گرفته میشود.

ویژگی های نسل دوم آیین نامه ها چیست؟

- ۱- مانند نسل اول آیین نامه ها ضوابط و مقررات طراحی به نحوی است که سازه ها وارد محدوده غیرخطی میشوند.
- ۲- محاسبه نیروی طراحی در برابر زلزله به پارامترهای بیشتری نسبت به نسل اول آیین نامه ها بستگی دارد اما مانند نسل اول آیین نامه ها زلزله فقط به صورت یک نیرو در نظر گرفته شده بطوریکه ساختمان برای مقاومت در برابر زلزله بایستی فقط در برابر آن نیرو مقاومت کند.
- ۳- با افزایش مقدار نیروی طراحی ادعا میشود که سطح عملکرد نیز افزایش پیدا میکند در صورتیکه افزایش سطح عملکرد با افزایش نیرو به تنهایی امکان پذیر نمیشود.

طراحی لرزه ای براساس مقاومت

فلسفه طراحی سازه ها

نسل اول آیین نامه ها

ساختمان در برابر زلزله های شدید مقاومت کرده و تلفات جانی به حداقل برسد.

نسل دوم آیین نامه ها

➤ ساختمان ها در برابر زلزله های شدید حفظ ایستایی نموده و تلفات جانی به حداقل برسد .

➤ بناهای ضروری پس از وقوع زلزله های شدید بدون آسیب عمده سازه ای قابل استفاده باقی بمانند

فلسفه طراحی در نسل سوم آیین نامه ها چگونه است؟
 در این نسل ، زلزله را فقط یک نیرو در نظر نمیگیرد که
 ساختمان بایستی در برابر آن مقاومت کند .
 بلکه ساختمان مقاوم در برابر زلزله بایستی در برابر مقدار نیروی
 مشخصی مقاومت کند و همچنین توانایی انجام جا بجایی به
 مقدار تعیین شده ای را داشته باشد.

طراحی لرزه ای بر اساس عملکرد

طراحی لرزه ای پلاستیک بر اساس عملکرد

تاریخچه تدوین آیین نامه ها در ایران

- اولین گام ها پس از زلزله ۱۰ شهریور ۱۳۴۱ بویین زهرا در سال ۱۳۴۳ برداشته شد. تعیین بارهای زلزله در فصل هشتم آیین نامه ۵۱۹ بود که در سال ۱۳۴۹ منتشر گردید.
- آیین نامه زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) در سال ۱۳۶۷ قانونی شد و برای تجدیدنظر آن، هر ۵ سال یکبار پیش بینی گردید.
- ویرایش دوم سال ۷۸
- ویرایش سوم سال ۸۴
- ویرایش چهارم سال ۹۴



۱	فصل اول: کلیات
۱	۱-۱ هدف
۱	۲-۱ زلزله‌های مبنای طراحی
۲	۳-۱ حدود کاربرد
۲	۴-۱ ملاحظات معماری
۳	۵-۱ ملاحظات کلی سازه‌ای
۵	۶-۱ گروه‌بندی ساختمان‌ها برحسب اهمیت
۶	۷-۱ گروه‌بندی ساختمان‌ها بر حسب نظم کالبدی
۱۱	۸-۱ گروه‌بندی ساختمان‌ها برحسب سیستم سازه‌ای
۱۳	فصل دوم: حرکت زمین
۱۳	۱-۲ تعریف
۱۳	۲-۲ نسبت شتاب مبنای طرح، A
۱۴	۳-۲ تعیین ضریب بازتاب ساختمان، B
۱۸	۴-۲ طبقه‌بندی نوع زمین
۲۱	۵-۲ حرکت زمین
۲۱	طیف طرح استاندارد
۲۱	طیف طرح ویژه ساختگاه
۲۲	تاریخچه زمانی شتاب، شتاب‌نگاشت

۲۵.....	فصل سوم: ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی.....
۲۵.....	۱-۳ ملاحظات کلی.....
۲۶.....	۲-۳ روش‌های تحلیل سازه.....
۲۷.....	روش‌های تحلیل خطی.....
۲۷.....	روش‌های تحلیل غیرخطی.....
۲۷.....	۳-۳ روش تحلیل استاتیکی معادل.....
۲۷.....	نیروی برشی پایه، V_b
۲۹.....	تراز پایه.....
۲۹.....	ضریب نامعینی سازه، p
۳۱.....	زمان تناوب اصلی نوسان، T
۳۳.....	ضریب اهمیت ساختمان، I
۳۳.....	ضریب رفتار ساختمان، R_{II}
۳۶.....	ترکیب سیستم‌ها در پلان.....
۳۷.....	ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع.....
۳۸.....	توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان.....
۳۹.....	توزیع نیروی برشی زلزله در پلان ساختمان.....
۴۰.....	محاسبه ساختمان در برابر واژگونی.....
۴۱.....	نیروی قائم ناشی از زلزله.....
۴۱.....	ضریب اضافه مقاومت، Ω_0
۴۲.....	اثر اندرکنش خاک و سازه.....
۴۲.....	۴-۳ روش‌های تحلیل دینامیکی خطی.....
۴۳.....	روش تحلیل طیفی.....
۴۴.....	روش تحلیل تاریخچه زمانی.....
۴۵.....	۵-۳ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات.....
۴۷.....	۶-۳ اثر Δ -P.....
۴۸.....	۷-۳ مشخصات سازه از تراز پایه تا روی شالوده.....
۴۹.....	۸-۳ دیافراگم‌ها و جمع‌کننده‌ها.....
۵۱.....	۹-۳ افزایش بار جانبی در اعضای خاص.....
۵۱.....	۱۰-۳ طراحی اجزای سازه‌ای که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند.....
۵۱.....	۱۱-۳ کنترل سازه برای بار زلزله سطح بهره‌برداری.....
۵۳.....	۱۲-۳ ترکیب نیروی زلزله با سایر بارها.....
۵۳.....	۱۳-۳ روش ساده‌شده تحلیل و طراحی.....

فصل چهارم: ضوابط طراحی لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای.....	۵۷
۴-۱ کلیات.....	۵۷
۴-۳ تغییر مکان جانبی.....	۶۰
۴-۴ مهار اجزای غیرسازه‌ای.....	۶۱
۴-۵ ضوابط خاص اجزای معماری.....	۶۲
۴-۶ ضوابط خاص اجزای مکانیکی و برقی.....	۶۵
فصل پنجم: ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های غیر ساختمانی.....	۶۷
۵-۱ کلیات.....	۶۷
۵-۲ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها.....	۶۷
۵-۳ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها و متکی بر زمین.....	۶۹
۵-۴ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها و متکی بر سازه‌های دیگر.....	۷۰
۵-۵ ضوابط خاص طراحی سازه‌های غیرساختمانی.....	۷۱
فصل ششم: الزامات ژئوتکنیکی.....	۷۵
۶-۱ شناسایی نوع زمین.....	۷۵
۶-۲ ناپایداری‌های زمین ناشی از زلزله.....	۷۶
روانگرایی.....	۷۷
زمین لغزش.....	۸۰
فرونشست.....	۸۲
گسلش.....	۸۲
۶-۳ بزرگنمایی ناشی از توپوگرافی.....	۸۳
۶-۴ دیوار نگهبان خاک.....	۸۴

فصل هفتم: ضوابط ساختمان‌های با مصالح بنایی کلافدار.....	۸۷
۱-۷ تعریف.....	۸۷
۲-۷ هندسه ساختمان.....	۸۷
۳-۷ باز شو (در پنجره - گنجه).....	۹۷
۴-۷ مصالح.....	۹۹
۵-۷ انواع دیوار مصالح بنایی.....	۱۰۰
۶-۷ کلاف‌بندی.....	۱۰۶
۷-۷ سقف.....	۱۱۶
۸-۷ نماسازی.....	۱۲۶
۹-۷ خرپشته.....	۱۲۶
پیوست ۱: درجه‌بندی خطر نسبی زلزله در شهرها و نقاط مهم ایران.....	۱۲۷
پیوست ۲: راهنمای انجام تحلیل غیر خطی.....	۱۲۵
۱- کلیات.....	۱۲۷
۲- مشخصات غیر خطی اعضای سازه.....	۱۲۷
۳- تحلیل استاتیکی غیر خطی.....	۱۲۸
۴- تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی.....	۱۸۳

پیوست ۳: اثر Δ - P	۱۸۷
۱- کلیات، تعاریف و مفاهیم	۱۸۹
۲- محاسبه تغییر مکان نسبی و نیروی برشی معادل طبقه	۱۹۱
۳- روش استفاده از برنامه کامپیوتری	۱۹۲
پیوست ۴: دیافراگم‌ها	۱۹۳
۱- تعریف و عملکرد	۱۹۵
۲- انواع دیافراگم‌ها از نظر جنس و سیستم ساختمانی	۱۹۶
۳- انواع دیافراگم‌ها از نظر صلبیت و انعطاف پذیری	۱۹۶
۴- تغییر شکل دیافراگم‌ها	۱۹۷
۵- نکاتی درباره تحلیل دیافراگم‌ها	۱۹۹
۶- نکاتی درباره طراحی دیافراگم‌ها	۲۰۰
پیوست ۵: اندرکنش خاک و سازه	۲۰۳
۱- کلیات	۲۰۵
۲- روش تحلیل استاتیکی معادل	۲۰۵
۳- روش تحلیل دینامیکی طیفی	۲۱۱

مطالب لازم جهت فهم بهتر استاندارد ۲۸۰۰

- ❖ مبانی زلزله شناسی مهندسی
- ❖ تحلیل خطر زلزله
- ❖ ژئوتکنیک لرزه ای
- ❖ تحلیل های استاتیکی و دینامیکی (خطی و غیر خطی)
- ❖ مبانی اندرکنش خاک و سازه
- ❖ دستورالعمل های مرتبط با استاندارد ۲۸۰۰



انجمن مقررات ملی و کنترل ساختمان



مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

پیوست ۶

استاندارد ۲۸۰۰۵

ویرایش چهارم

طراحی لرزه‌ای و اجرای
اجزای غیر سازه‌ای معماری

جمهوری اسلامی ایران

معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور

راهنمای کاربردی انجام تحلیل خطر زلزله

نشریه شماره ۶۲۶

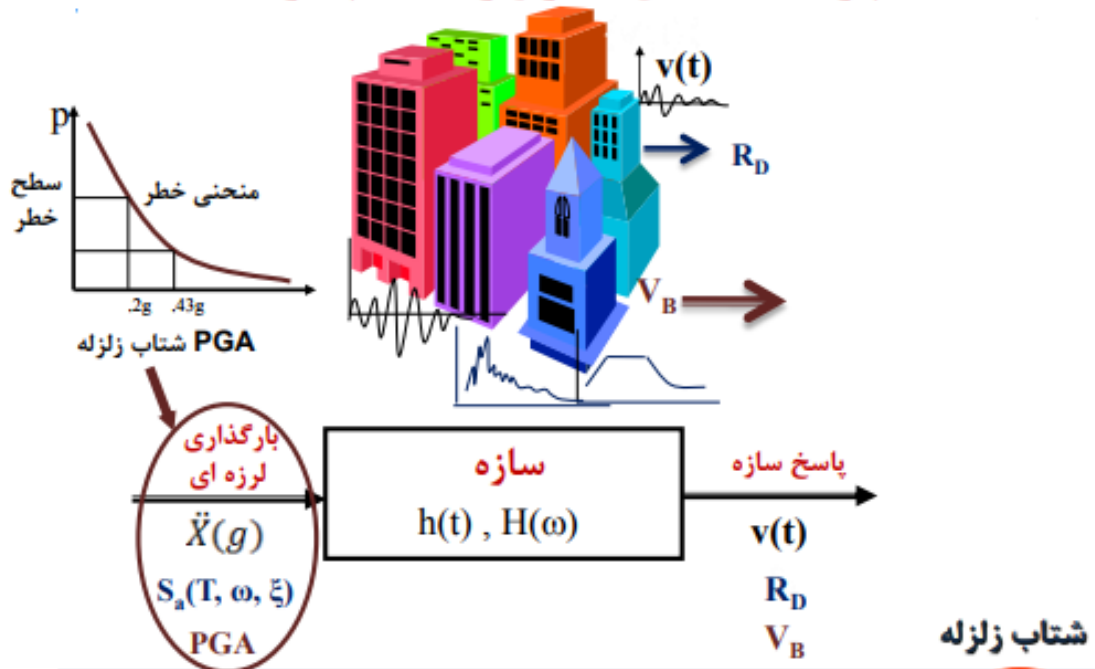
معاونت نظارت راهبردی

امور نظام فنی

nezamfanni.ir

۱۳۹۳

چرا باید تحلیل خطر زلزله انجام شود ???



$$[M]\{\ddot{V}(t)\} + [C]\{\dot{V}(t)\} + [K]\{V(t)\} = -[M]\{r\}\ddot{x}_g(t)$$



جمهوری اسلامی ایران
وزارت راه و شهرسازی



مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

دستورالعمل ساخت و ساز در پهنه‌های گسلی

(زیر نظر کمیته تدوین ضوابط گسلی)

شماره نشر:

چاپ اول: آذرماه ۱۳۹۹

۶-۲-۴ گسلش

۶-۲-۵ جابجایی ناشی از گسلش در سطح زمین می‌تواند موجب آسیب به سازه‌ها گردد، در پهنه‌های گسلی به ویژه گسل‌های اصلی، اجتناب از ساخت ساختمان به ویژه ساختمان‌های با اهمیت بسیار زیاد اکیداً توصیه می‌شود. از این رو، لازم است کلیه سازندگان بنا در این پهنه‌ها پیش از ساخت اقدام به شناسایی گسلش سطحی کرده و در صورتی که زمین‌شناس، گسلش سطحی با جابه‌جایی عمده‌ای را تشخیص داد، ضوابط مربوط به پهنه‌های با جابه‌جایی عمده بر اساس آیین‌نامه‌های ملی یا بین‌المللی معتبر مصوب رعایت گردد.

در پهنه گسل‌های اصلی با جابجایی عمده، احداث ساختمان با اهمیت بسیار زیاد ممنوع است و در مابقی پهنه‌ها احداث آنها با انجام مطالعات و اعمال تمهیدات ویژه مجاز می‌باشد. همچنین در پهنه گسل‌های اصلی با جابجایی عمده احداث ساختمان با اهمیت زیاد صرفاً با انجام مطالعات ویژه و اعمال تمهیدات ویژه مجاز می‌باشد.



وزارت راه و شهرسازی
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

مقررات ملی ساختمان ایران

مبحث هشتم

طرح و اجرای ساختمان های با مصالح بنایی

دفتر تدوین مقررات ملی ساختمان
ویرایش سوم (۱۳۹۸)

جمهوری اسلامی ایران
سازمان برنامه و بودجه کشور

دستورالعمل طراحی سازه‌های و الزامات و ضوابط عملکردی و اجرایی نمای خارجی ساختمان‌ها (بازنگری اول)

ضابطه شماره ۷۱۴

آخرین ویرایش: ۱۴۰۱-۰۵-۰۱

وزارت راه و شهرسازی
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی
www.bhrc.ac.ir

معاونت فنی، امور زیربنایی و تولیدی
امور نظام فنی اجرایی، مشاورین و پیمانکاران
nezamfanni.ir

۱۴۰۱

جمهوری اسلامی ایران
سازمان برنامه و بودجه کشور

دستورالعمل طراحی لوزه‌های سازه و اجزای غیرسازه‌ای بیمارستان‌ها بر اساس عملکرد

ضابطه شماره ۸۱۶

وزارت راه و شهرسازی

مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

<http://bhrc.ac.ir>

معاونت فنی، امور زیربنایی و تولیدی

امور نظام فنی اجرایی، مشاورین و پیمانکاران

Nezamefanni.ir

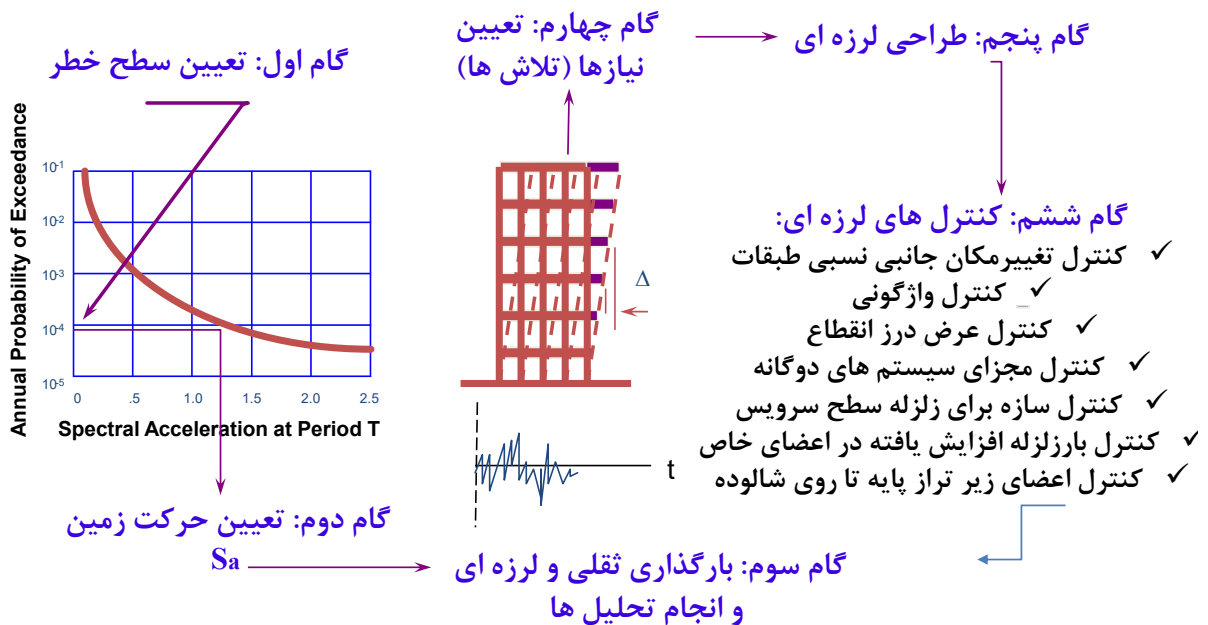
سازمان مجری ساختمان‌ها و تاسیسات دولتی و عمومی

معاونت برنامه‌ریزی و مهندسی

www.cobi.gov.ir



مراحل طراحی لرزه ای بر اساس مقاومت (نسل دوم آیین نامه های زلزله)



هدف: تعیین حداقل ضوابط و مقررات برای طرح و اجرای ساختمان ها برای مقاومت در برابر زلزله

- ۱- ساختمان‌های با "اهمیت متوسط" در اثر **زلزله طرح**، آسیب عمده سازه‌ای و غیر سازه‌ای نبینند و تلفات جانی در آنها حداقل باشد.
- ۲- ساختمان‌های با "اهمیت زیاد" در اثر زلزله طرح، آسیب عمده نبینند، به‌طوری که در زمان کوتاهی قابل مرمت باشند.
- ۳- ساختمان‌های با "اهمیت خیلی زیاد"، در اثر زلزله طرح، تغییر مقاومت و سختی در اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای نداشته باشند، به‌طوری که بهره‌برداری از آنها امکان‌پذیر باشد.
- ۴- کلیه ساختمان‌های بلندتر از ۵۰ متر و یا بیش‌تر از ۱۵ طبقه و نیز کلیه ساختمان‌های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد در اثر **زلزله بهره‌برداری** آسیبی نبینند و قابلیت بهره‌برداری خود را حفظ نمایند.

دوره بازگشت زلزله و زلزله های مبنای طراحی

فرض کنید در یک بازه زمانی ۳۰۰۰ ساله، ۵ زلزله با بزرگای ۷/۵ ریشتر یا بیشتر در منطقه ای رخ داده باشد. در این حالت می توان گفت که دوره بازگشت زلزله های ۷/۵ ریشتری برای این منطقه برابر $\frac{3000}{5} = 600$ سال است. البته توجه دارید که چنین جوابی به این معنی نیست که دقیقاً هر ۶۰۰ سال یکبار زلزله ای با این بزرگای در این منطقه رخ می دهد و ما تنها احتمال وقوع چنین زلزله ای در این منطقه را ۶۰۰ سال یکبار می دانیم. با توجه به این مفهوم می توان گفت که دوره بازگشت^۱ برای یک زلزله به بزرگای M که آن را با T_R نشان می دهیم، عبارت است از مدت زمانی که به طور متوسط در آن مدت یک زلزله به بزرگای M یا بیشتر اتفاق می افتد. حال که مفهوم دوره بازگشت زلزله را شناختیم، خوب است که با چند اصطلاح دیگر در علم تحلیل خطر لرزه ای نیز آشنا شوید:

زلزله مبنای طراحی چه زلزله ایست؟

بر اساس نوع سازه، کاربری آن و نظر کارفرما تعیین می گردد.

■ زلزله با احتمال بالا (زلزله بهره برداری)

معادل ۹۹/۵ درصد در ۵۰ سال

■ زلزله با احتمال متوسط معادل ۵۰ درصد در ۵۰ سال

■ زلزله نادر (زلزله طرح) معادل ۱۰ درصد در ۵۰ سال

■ زلزله بسیار نادر معادل ۵ درصد در ۵۰ سال

■ زلزله حداکثر معادل ۲ درصد در ۵۰ سال

بطور معمول آیین نامه ها ایمنی جانی به همراه کنترل قابل قبول خسارات را با احتمال ۱۰ درصد در ۵۰ سال کافی می دانند.

$$P = 1 - e^{-\frac{t}{T}}$$

$$P = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^t$$

فلسفه طراحی عملکردی ساختمانها در برابر زلزله در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ (تجویزی)

سطح زلزله	ساختمان	عملکرد مورد انتظار	نحوه طراحی
زلزله طرح (Major) (زلزله شدید تا درجه IX مرکالی یا بالای ۶ ریشتر $T_R=475$)	اهمیت متوسط (مسکونی - اداری)	بدون آسیب عمده سازه‌ای و غیر سازه‌ای و تلفات جانی حداقل (Life Safety-Collapse Prevention)	به اندازه کافی مقاومت و شکل‌پذیری فراهم کنیم تا مانع از انهدام سازه‌ای شود تا جان انسانها نجات یابد.
	اهمیت زیاد (مدارس)	آسیب عمده نبینند بطوری که در زمان کوتاهی قابل مرمت باشند. (Immediate Occupancy) damage control	(استفاده از R و اجازه ایجاد مفاصل پلاستیک یعنی خسارت)
	اهمیت خیلی زیاد (بیمارستان ها)	تغییر مقاومت و سختی در اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای نداشته باشند بطوری که بهره برداری از آنها امکانپذیر باشد. (Operational) damage control	یعنی برای ساختمان های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد (مدارس و بیمارستان ها) عملکرد لازم تامین نمی شود.
زلزله سطح بهره برداری (Minor) (زلزله خفیف تا درجه VII مرکالی یا پایین ۵ ریشتر $T_R=10$)	- بلندتر از ۵۰ متر یا ۱۵ طبقه - با اهمیت زیاد (مدارس) و خیلی زیاد (بیمارستان ها)	بدون آسیب و با قابلیت بهره برداری (Operational)	به اندازه کافی سختی فراهم کنیم تا جلوی خسارات معماری گرفته شود. طرح الاستیک

Immediate Occupancy



Life-Safety



Collapse Prevention



Collapsed

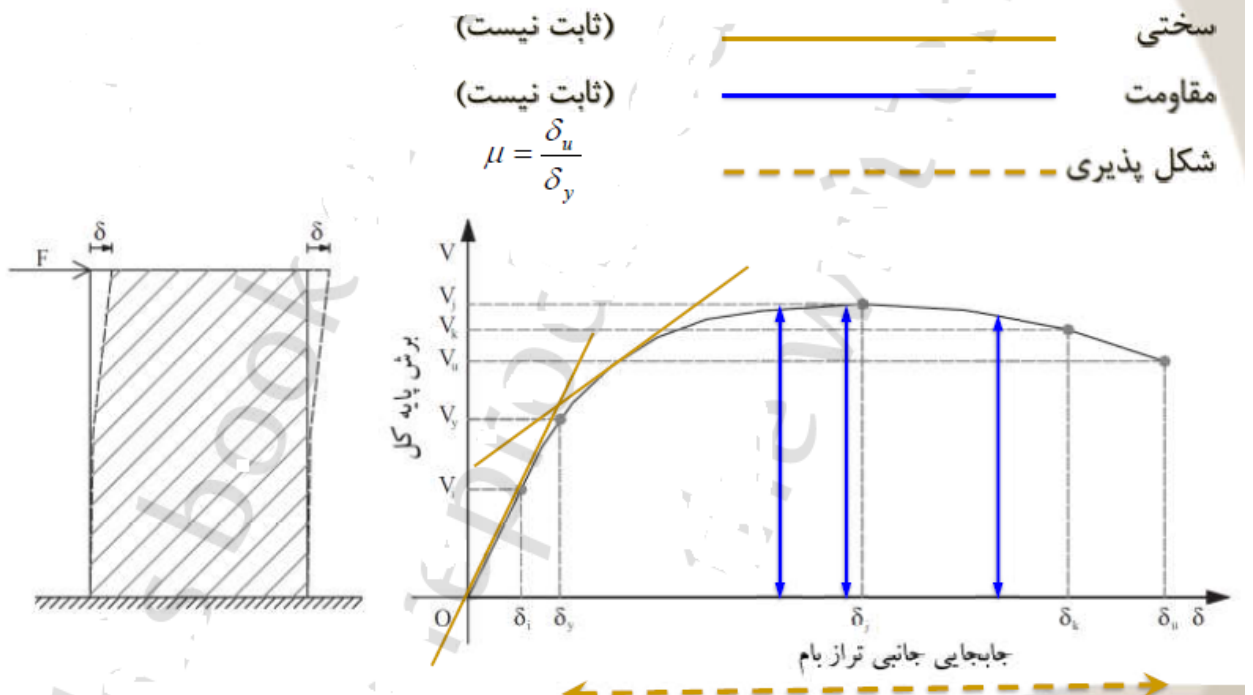


روش های طرح سازه ها در برابر زلزله های بزرگ

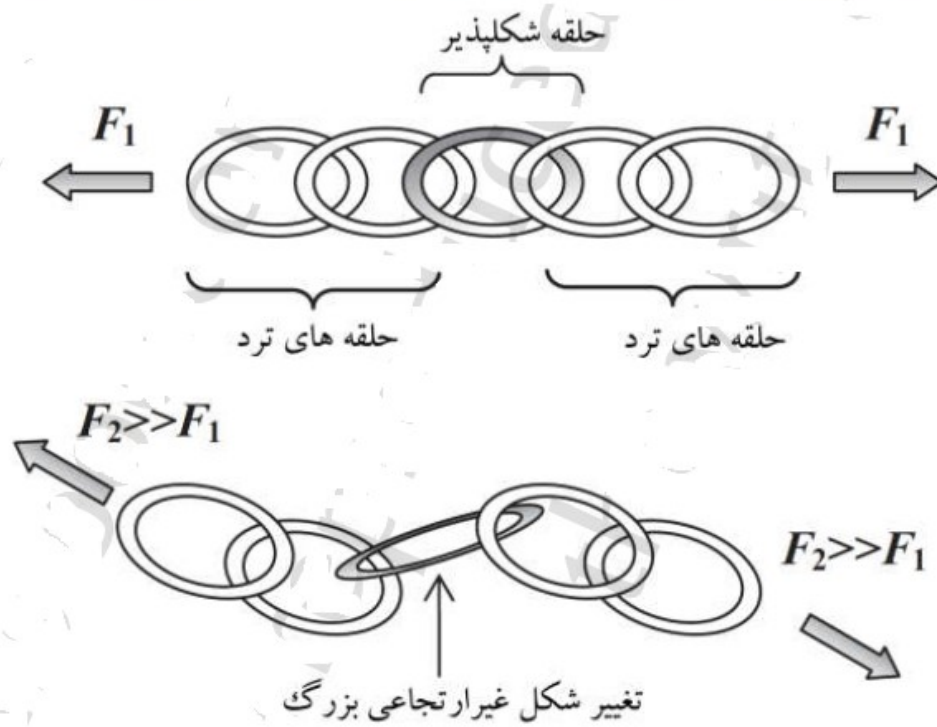
- پذیرش پاسخ غیرالاستیک سازه که با تسلیم و در نتیجه با ایجاد خسارت در زلزله های بزرگ همراه بوده، در نتیجه لازم است چگونگی، مقدار و محل آنها کنترل گردد (موردنظر بیشتر آیین نامه ها).
- جداسازی پایه سازه از ارتعاش زمین.
- افزایش میرایی با ایجاد سیستم های جاذب انرژی در ساختمان و کاهش طیف پاسخ.
- **تذکر:** در دو مورد اخیر ورود سازه به محدوده غیر ارتجاعی بسیار محدود است.

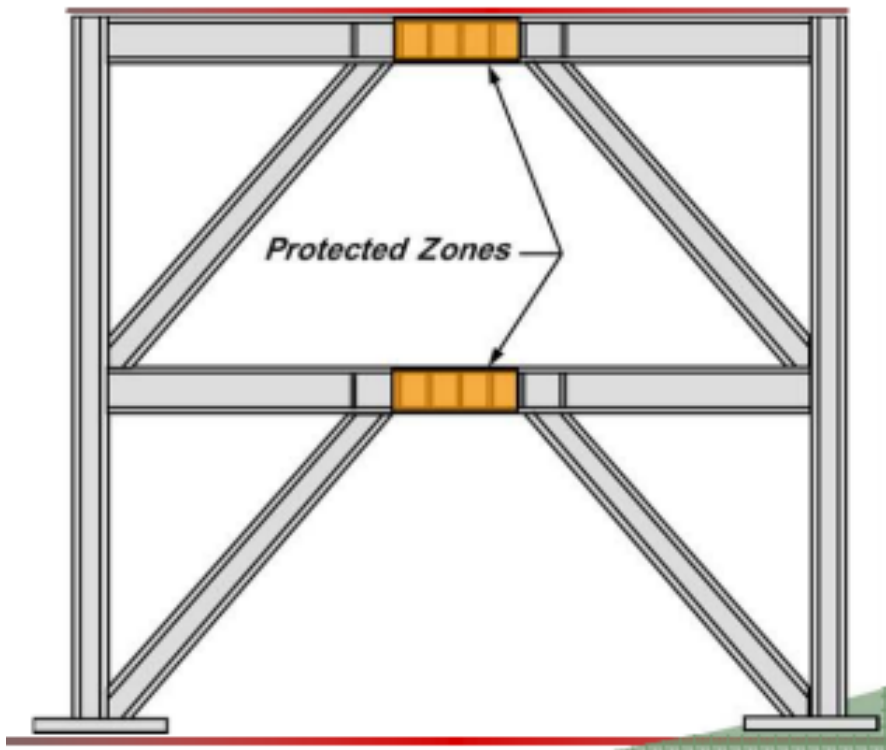
پارامترهای اساسی در پاسخ سازه



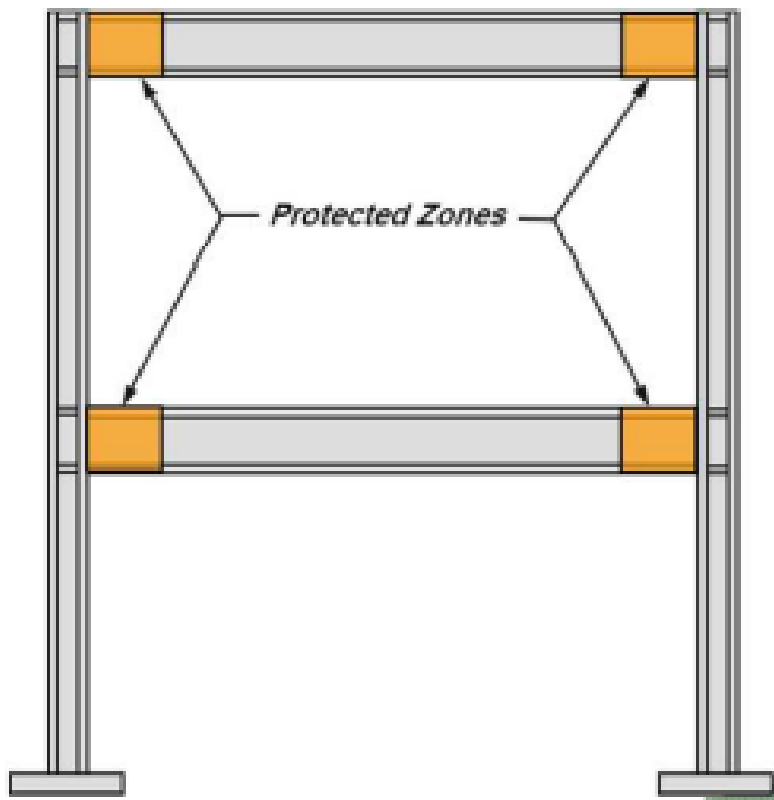


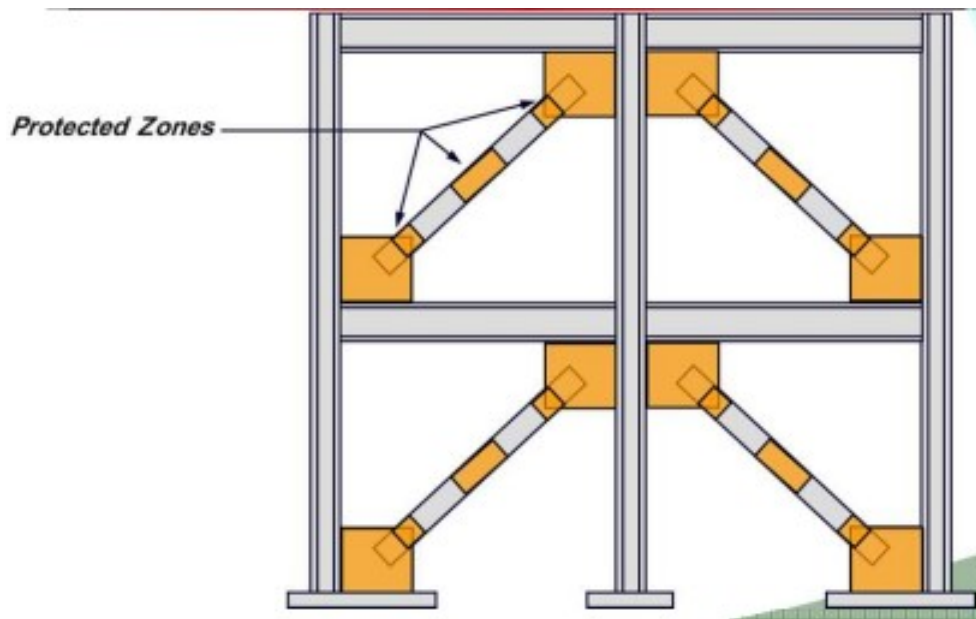
زنجیر پاولی











ملاحظات ژئوتکنیکی



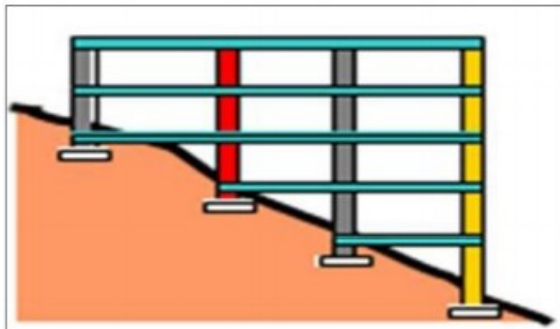
❖ بطور کلی باید از احداث ساختمان بر روی و یا مجاور گسلهای فعالی که احتمال بوجود آمدن شکستگی در سطح زمین در هنگام وقوع زلزله وجود دارد اجتناب شود.



❖ در زمینهایی که ممکن است بر اثر زلزله دچار ناپایداری های ژئوتکنیکی نظیر روانگرایی ، نشست زیاد، زمین لغزش و یا سنگریزش شود و یا زمین متشکل از رس حساس باشد، بررسی امکان ساخت بنا و شرایط لازم برای آن با استفاده از مطالعات ویژه توصیه می گردد.



❖ در زمینهایی که مستعد روانگرایی می باشند باید احتمال ناپایداری، حرکت نسبی ژئوتکنیکی، گسترش جانبی و یا کاهش ظرفیت باربری شالوده و یا وقوع نشستهای زیاد از حد بررسی شود و در صورت نیاز با استفاده از روشهای مناسب بهسازی خاک، نسبت به ایمنی شالوده ساختمان، اطمینان حاصل گردد.



❖ شالوده های ساختمان باید حتی المقدور بر روی یک سطح افقی ساخته شود و در مواردی که به علت شیب زمین و یا علل دیگر احداث همه آنها در یکتراز میسر نباشد باید هر قسمت از آنها بر روی یک سطح افقی قرار داده شود.

ملاحظات معماری

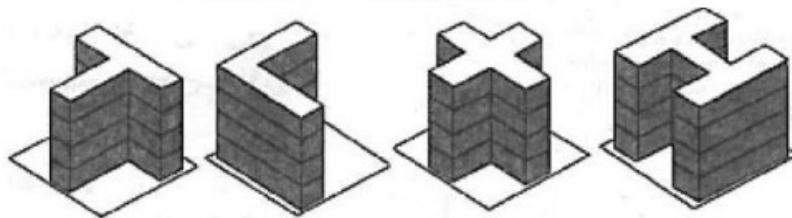
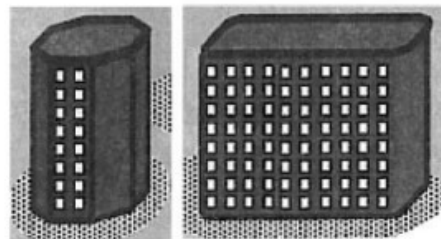
برای حذف و یا کاهش خسارت و خرابی ناشی از ضربه ساختمانهای مجاور به یکدیگر، ساختمانها باید با پیش بینی درز انقطاع از همدیگر جدا شده و یا با پیش بینی درز انقطاع از یکدیگر جدا شده و یا با فاصله ای حداقل از مرز مشترک با زمین های مجاور ساخته شود.

در صورتی که تراز طبقات در دو ساختمان مجاور یکسان نباشد، ضربه ناشی از حرکت طبقه به قسمت میانی ستون سازه مجاور برافورد کرده و باعث تفریب بیشتری می شود.



ملاحظات معماری

پلان ساختمان باید تا حد امکان به شکل ساده و متقارن در دو امتداد عمود برهم و بدون پیش آمدگی و پس رفتگی زیاد باشد و از ایجاد تغییرات نامتقارن پلان در ارتفاع ساختمان نیز حتی المقدور احتراز شود.

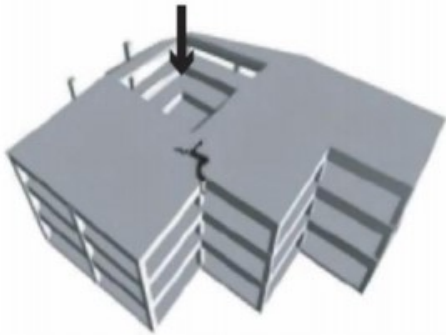


یک راه حل برای سافتمانهای نامتقارن در پلان آن است که سافتمان را با ایجاد درزهایی به قطعات ساده و متقارن تبدیل کنیم.

ملاحظات معماری

از ایجاد بازشوهای بزرگ و مجاور یکدیگر در دیافراگمهای کفها خودداری شود.

وجود بازشوهای بزرگ، مسیر بار در سقف را به صورت نامطلوبی در آورده و علاوه بر توزیع نامناسب بار زلزله، باعث کاهش انسجام و یکپارچگی سازه می گردد.

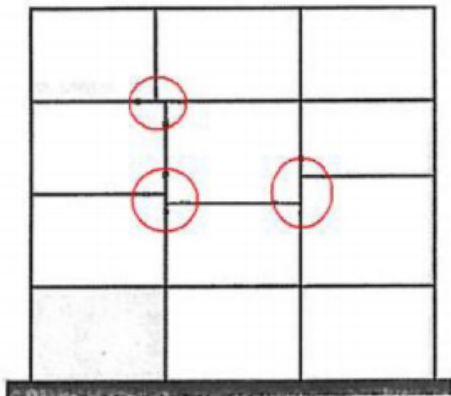


از احداث طره های بزرگتر از ۱/۵ متر حتی المقدور اجتناب شود.

وجود طره ها باعث تمرکز تنش تحت اثر بارهای قائم می شود و همچنین تحت پیچش ممکن است تنشهای بزرگی در قسمت اتصال به سازه ایجاد کند.



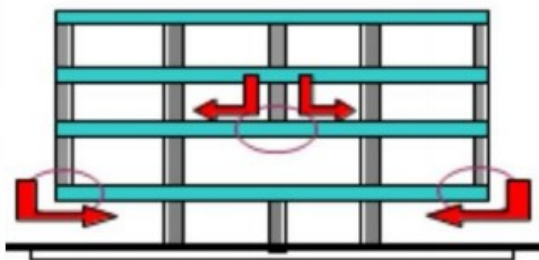
ملاحظات معماری



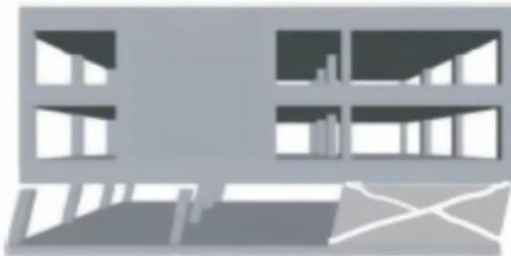
از ایجاد اختلاف سطح در کفها تا حد امکان خودداری شود.

ایجاد اختلاف سطح در کفها باعث ایجاد ستونهای با ارتفاع کوتاه شده و به علت سختی زیاد این ستونها، توزیع نیروی جانبی در قسمتهای مختلف سازه دچار تغییرات اساسی میگردد، در سازه های بتنی وجود این ستونهای کوتاه باعث شکست برشی شده و ترد و خطرناک است.

ملاحظات پیگر بندی سازه ای



عناصری که بارهای قائم را تحمل می کنند در طبقات مختلف تا حد امکان بر روی هم قرار داده شوند تا انتقال بار این عناصر به یکدیگر به واسطه عناصر افقی صورت نگیرد.



عناصری که نیروهای افقی ناشی از زلزله را تحمل می کنند به صورتی در نظر گرفته شوند که انتقال نیروها به سمت شالوده به طور مستقیم انجام شود و عناصری که باهم کار می کنند در یک صفحه قائم قرار داشته باشند.

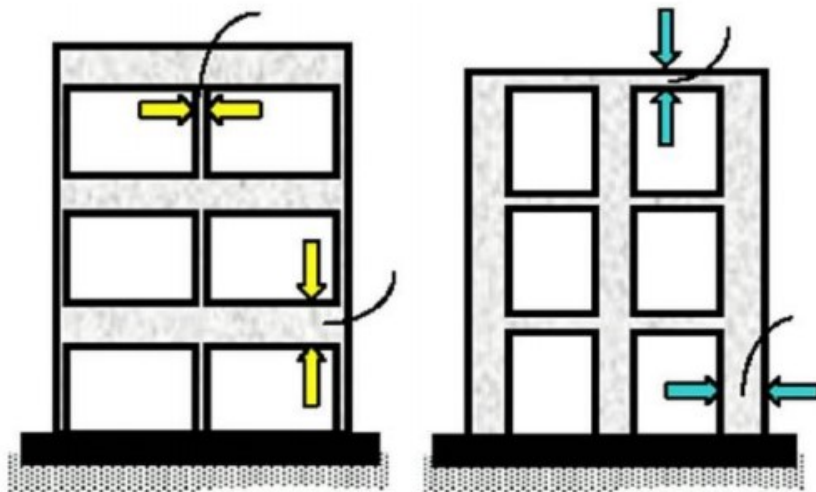
ملاحظات پیکربندی سازه ای



عناصر مقاوم در برابر نیروهای افقی ناشی از زلزله به صورتی در نظر گرفته شوند که پیچش ناشی از این نیروها در طبقات به حداقل برسد. برای این منظور مناسب است فاصله مرکز جرم و مرکز سختی در طبقه در هر امتداد، کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن امتداد گردد.

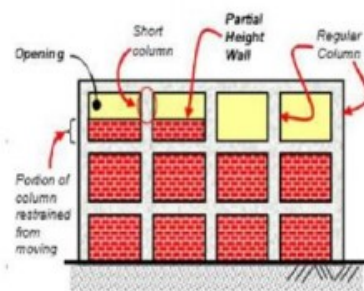
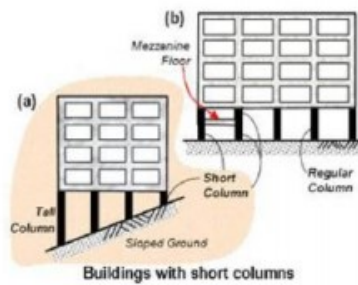
ملاحظات پیکربندی سازه ای

در ساختمانهایی که در آنها از سیستم قاب خمشی برای بار جانبی استفاده می شود ، طراحی به نحوی صورت گیرد که تا حد امکان ستونها دیرتر از تیرها دچار خرابی شوند. از ایجاد ستونهای کوتاه، به خصوص در نورگیرهای زیرزمینها، حتیالامکان خودداری شود.



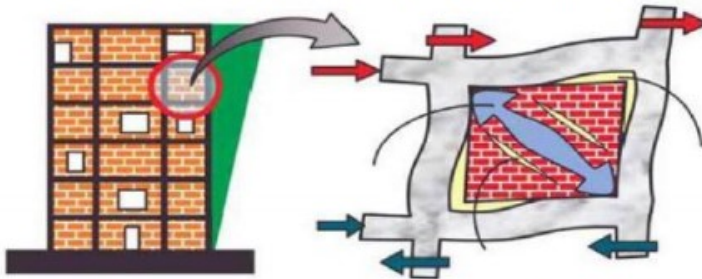
ملاحظات پیگر بندی سازه ای

از ایجاد ستونهای کوتاه، به خصوص در نورگیرهای زیرزمینها، حتیالامکان خودداری شود.



ملاحظات پیکربندی سازه ای

اعضای غیر سازه ای، مانند دیوارهای داخلی و نماها طوری اجرا شوند که تا حد امکان مزاحمتی برای حرکت اعضای سازه ای در زمان وقوع زلزله ایجاد نکنند. در غیر این صورت، اثر اندرکنش این اعضاء با سیستم سازه باید در تحلیل سازه در نظر گرفته شود.



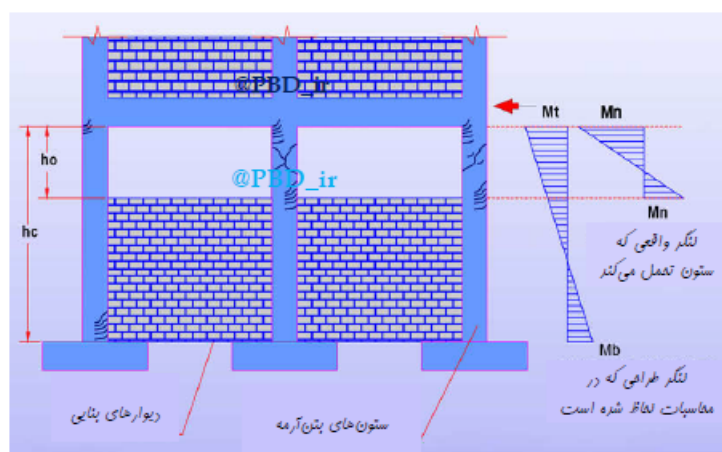
رفتار ترکیبی دیوار و قاب



ستون کوتاه در ساختمان های مسکن مهر در زلزله تازه آباد کرمانشاه (۲۱ آبان ماه ۱۳۹۶)



- دیوارهایی که در بالکن تا نصف ارتفاع تار شده اند باعث تشکیل ستون کوتاه و شرابی دنباله دار در ارتفاع می شوند.



تشکیل پدیده ستون کوتاه در سازه‌های بتنی آرمه باعث انهدام ترد و شکننده خواهد شد لذا بایستی روند مناسبیت به صورتی باشد که این ستون‌ها در محدوده ارتجاعی باقی بمانند (کنترل عملکرد ارتجاعی ستون‌های کوتاه صرفاً با تحلیل‌های غیرخطی امکان‌پذیر می‌باشد). به دلیل سفتی خمشی بسیار بالا در این ستون‌ها، جاری شدن خمشی به تعویق افتاده و عملاً با رسیدن نیروی برشی ستون به حد مقاومت برشی آن، انهدام برشی (شکست ترد) رخ می‌دهد. مطابق با آیین نامه **ACI** مقاومت برشی ناشی از آرماتورهای عرضی نبایستی بیش از چهار برابر مقاومت برشی ناشی از بتن باشد، لذا طراح نمی‌تواند بیشتر از یک حد مشخص در مقطع خاموت استفاده کند در نتیجه با استفاده از این حد ماکزیمم ارائه شده توسط **ACI** برای خاموت‌ها، می‌توان مقدار

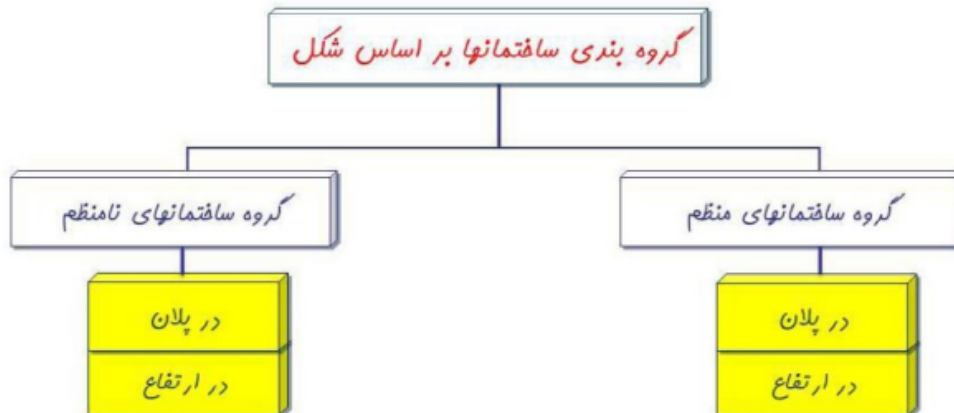
مداکثر میزان آرماتورهای عرضی در این مقطع را به دست آورد. در صورتی که نیاز طراحی خاموت بیشتر طلب کند در این صورت تنها بایستی ابعاد مقطع افزوده شود و اجازه استفاده خاموت بیشتر از حد ماکزیمم وجود ندارد.

تفاوت ستون کوتاه و ستون گرفتار

- ❖ پدیده ستون کوتاه (Short Column) با پدیده ستون گرفتار (Captive column) متفاوت میباشد. معمولاً این دو پدیده اشتباهاً در جای یکدیگر استفاده می شوند. وجه تشابه این دو پدیده اینست که هر دو باعث بروز شکست برشی ستون می شوند.
- ❖ تحقیقات زیادی بر روی هر دو پدیده در دهه های گذشته توسط محققان دانشگاه های مختلف انجام شده و این دو پدیده از دید آیین نامه های طراحی نیز بدور نمانده و مطالعات آزمایشگاهی انجام شده توسط چندین محقق نشان می دهد که میزان آرماتور برشی ستون تاثیر ناچیزی در مقابله با پدیده شکست برشی در این نوع از ستونها دارد. در مقابل، ظرفیت برشی چنین ستونهایی تا حد زیادی به مقاومت برشی بتن ستونها وابسته بوده است. آرماتورهای برشی صرفاً از افزایش سایش ترک بعد از رسیدن ستونها به مقاومت برشی خود جلوگیری کرده اند. این بدان معناست که حتی در صورتی که آرماتورهای برشی در فواصل اندک در کنار هم قرار گیرند قادر نخواهند بود جلوی شکست برشی ستون رو بگیرند و در صورت نیاز به مقاومت برشی بیشتر باید یا سطح مقطع برشی ستون رو افزایش داد و یا مقاومت فشاری بتن را.
- ❖ بهترین راه حل برای جلوگیری از وقوع captive column ایجاد درز بین میان قاب و ستون مجاور و در عین حال مهار میانقاب بمنظور جلوگیری از فروریزش به خارج از صفحه است. برای جلوگیری از پدیده short column میبایست نسبت ابعادی ستون (aspect ratio) از سه بزرگتر باشد تا رفتار خمشی حاکم شود و ستون دچار شکست برشی نگردد.

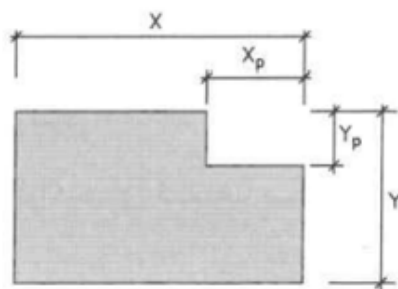
گروه بندی ساختمان ها بر حسب شکل

ساختمان ها بر حسب شکل به دو گروه منظم و نامنظم به شرح زیر تقسیم می شوند:



نامنظمی در پلان

نامنظمی هندسی: پس رفتگی گوشه ها از دو جهت بیش از ۲۰٪ (در نمایش تصویری ۱۵٪)



$$\frac{X_p}{X} > 0.15 \text{ \& } \frac{Y_p}{Y} > 0.15$$

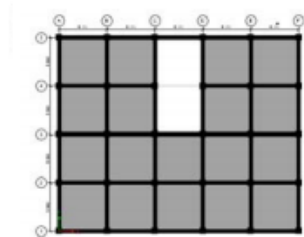
الف - نامنظمی هندسی

نکته: در ASCE مقدار ۱۵٪ داده شده است.
ابهامات:

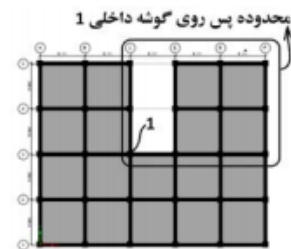
- پس رفتگی فقط در گوشه ها
- چند پس رفتگی با ابعاد کوچک
- پلان دوزنقه

معمولا از آنجا که این موارد دارای تنوع بسیار بالا بوده و با پیشرفت روشهای تحلیلی، نیاز به تفصیل بیشتر ندارند.

آیا پلان سازه های زیر نامنظم هندسی می باشند؟ طول تمامی دهانه ها ۶ متر است.



(ب) سازه دارای بازشو (با تیر رابط)



(الف) سازه دارای بازشو (بدون تیر رابط)

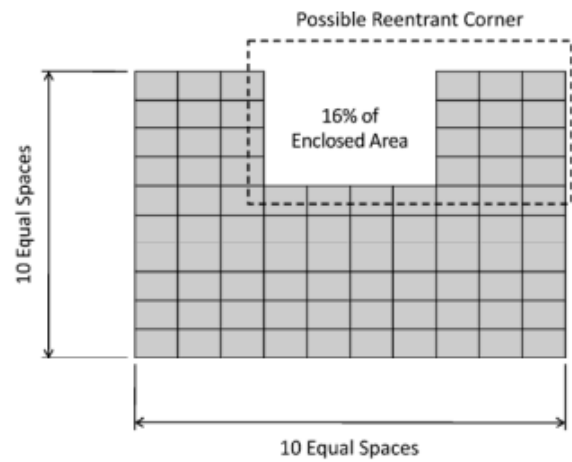
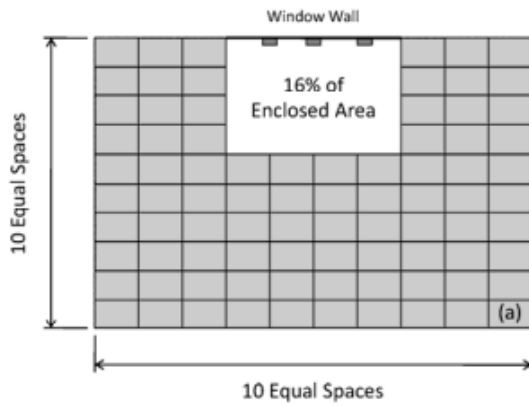
پاسخ: در سازه "الف" دو گوشه داخلی داریم که مشابه هم می باشند. با توجه به اینکه طول هر دهانه ۶ متر است، پس رفتگی گوشه ۱ در راستای x برابر ۱۸ متر و در راستای y برابر ۱۲ متر می باشد. بنابراین در هر دو جهت بیش از ۲۰ درصد پس رفتگی داریم و سازه نامنظم هندسی محسوب می شود:

$$\frac{18}{30} > 0.2$$

$$\frac{12}{24} > 0.2$$

در سازه "ب" در دو سمت بازشو، سازه توسط یک تیر بتنی پیوسته شده است و بنابراین "گوشه داخلی" نداریم. و سازه نامنظم هندسی نمی باشد.

توجه: دو سازه زیر چه تفاوتی با هم دارند؟



سمت راست نامنظم هندسی می باشد.

سمت چپ نامنظم هندسی نیست.

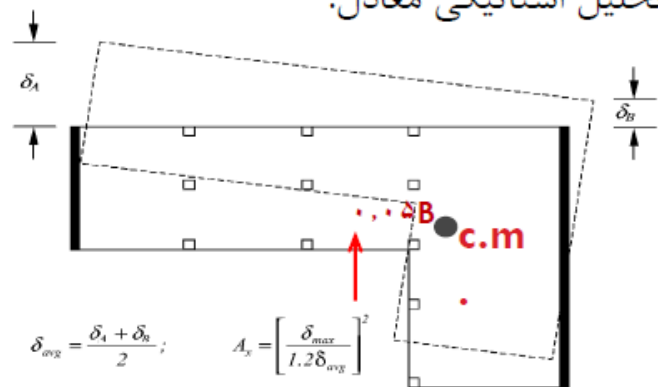
نامنظمی در پلان

نامنظمی پیچشی زیاد: ممنوعیت تحلیل استاتیکی معادل. $1.2 < \frac{\delta_{max}}{\delta_{ave}} < 1.4$

نامنظمی پیچشی شدید: ممنوعیت در خطر متوسط و بالاتر روی خاک نوع ۴ و تحلیل استاتیکی معادل.

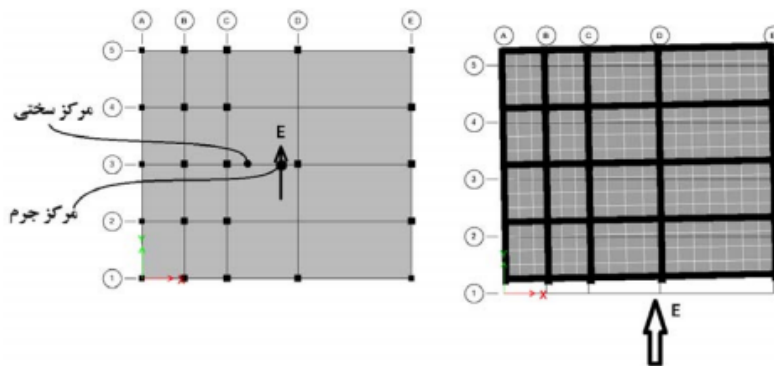
$$1.4 < \frac{\delta_{max}}{\delta_{ave}}$$

- تعیین این مقدار، در فهرست گزارش های تحلیلی Etabs براحتی قابل حصول بوده و برای آن تنها اثر برون محوری اتفاقی در نظر گرفته می شود.
- تذکر: در نامنظمی پیچشی، رفتار سازه به شدت تحت تاثیر دیافراگم است.



نامنظمی پیچشی

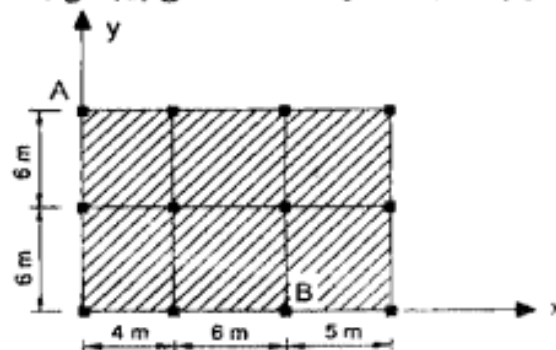
به پلان سازه شکل زیر توجه نمایید. به علت کاربری خاصی که نیمه سمت راست سازه دارد (رستوران می باشد)، تعداد ستونها در آن قسمت کمتر می باشد و مرکز سختی (مرکز مقاومت سازه در برابر بار جانبی) در نیمه چپ سازه خواهد بود.



تفاوت در مختصات مرکز سختی و مرکز جرم موجب می شود که تحت اثر نیروی زلزله، سازه علاوه بر حرکت انتقالی، حرکت چرخشی نیز داشته باشد. در شکل فوق تغییر مکان جانبی سازه تحت زلزله نمایش داده شده است. گرچه تعداد ستونها در سمت راست سازه کمتر می باشد ولی با افزایش ابعاد ستونها و ابعاد تیرهای سمت راست می توان سختی آنها را افزایش داد و در نتیجه پیچش سازه را کاهش داد.

در شکل زیر پلان سقف یک ساختمان یک طبقه مسکونی متعارف نشان داده شده است. با فرض صلب بودن دیافراگم، محاسبات نشان می‌دهد که برای نیروی زلزله در راستای y ، تغییر مکان نسبی نقاط A و B در راستای y به ترتیب 32 و 23 میلی‌متر است. با این اطلاعات کدامیک از گزینه‌های زیر صحیح است؟ (در محاسبات $A_r=1$ و پیچش تصادفی منظور شده است. نیروی زلزله براساس زمان تناوب حاصل از تحلیل دینامیکی که بزرگ‌تر از زمان تناوب تجربی است به دست آمده است)

- (۱) سازه در پلان منظم است.
- (۲) سازه در پلان دارای نامنظمی پیچشی شدید است.
- (۳) سازه در پلان دارای نامنظمی پیچشی زیاد است.
- (۴) اگر به‌ازای زلزله در راستای x ، سازه فاقد نامنظمی پیچشی باشد، آنگاه سازه منظم است.

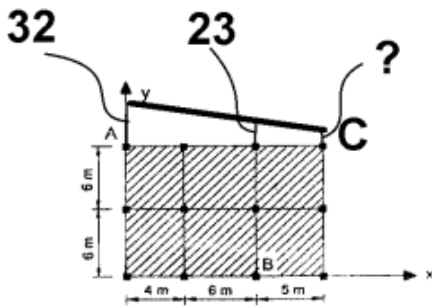


گزینه ۳

سازه تحت زلزله Y نامنظم پیچشی زیاد است ولی نامنظم شدید پیچشی نیست:

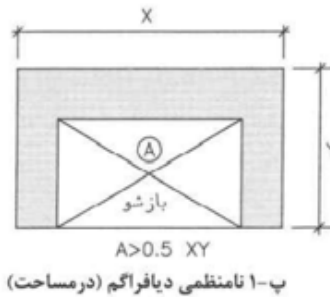
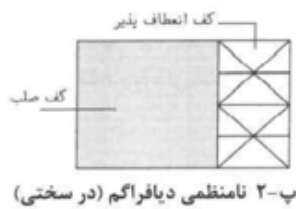
$$\left. \begin{array}{l} \Delta_A = 32 \text{ mm} \\ \Delta_B = 23 \text{ mm} \end{array} \right\} \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{ave}} = \frac{32}{\left(\frac{32+18.5}{2}\right)} = 1.267$$

$$\Delta_C = \left(23 - \frac{32 - 23}{10} \times 5\right) = 18.5 \text{ mm}$$



نامنظمی در پلان

دیافراگم: تغییر ناگهانی در سطوح باز شو
و یا سختی دیافراگم بیش از ۵۰٪
تعیین سختی دیافراگم:

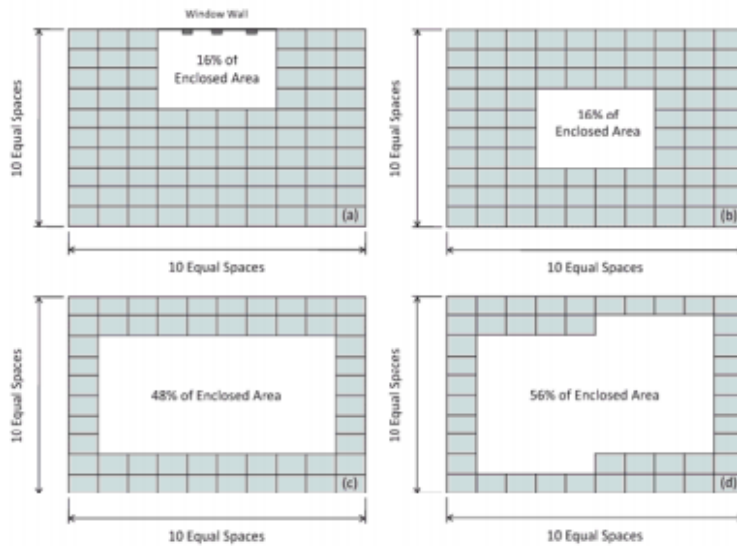


نامنظمی در دیافراگم

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.

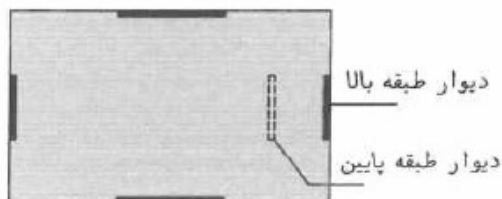
در چهار شکل زیر تنها شکل (d) نامنظم در دیافراگم می باشد:

Fig. G9-6
Diaphragm openings and irregularities



نامنظمی در پلان

خارج صفحه: تغییر صفحه سیستم باربر جانبی که باعث تغییر مسیر انتقال بار از وضع قائم به افقی می شود.



ت - نامنظمی خارج از صفحه

نامنظمی خارج از صفحه

در سازه شکل زیر نامنظمی خارج از صفحه داریم.

سازه مربوط به Imperial County Services Building می باشد که در زلزله Imperial Valley (1979) به شدت آسیب دید.

در این سازه:

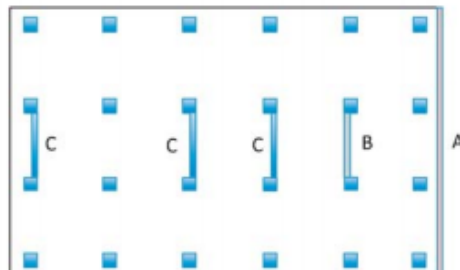
دیوار A در طبقه اول وجود ندارد و تنها در طبقات فوقانی وجود دارد.

دیوار B تنها در طبقه اول وجود دارد.

دیوارهای C در تمامی طبقات وجود دارند.

Fig. G9-9

Plan view of building
with an out-of-plane
offset irregularity

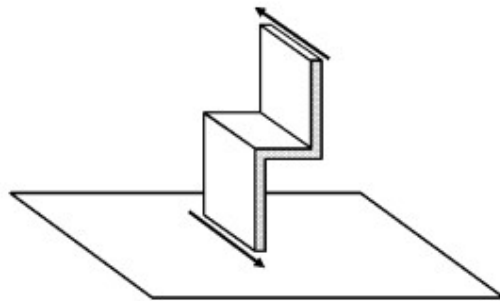


- A) 2nd story and above shear wall
- B) 1st story only shear wall
- C) Full height shear wall

Fig. G9-10

Photograph of the
Imperial County
Services Building

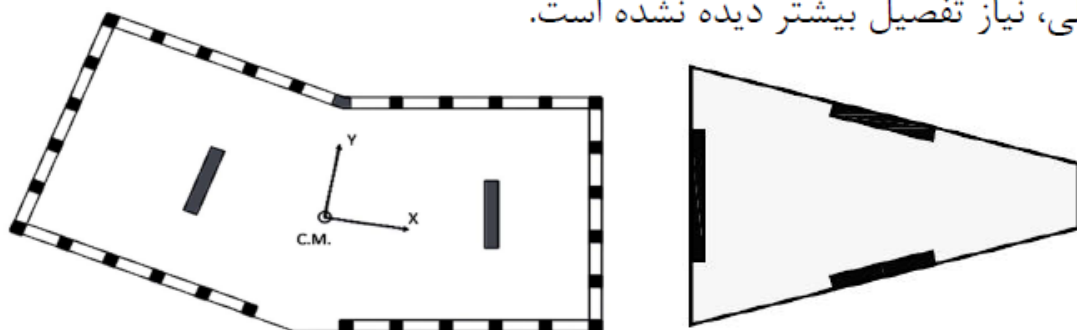
Source: Courtesy of
V. Bertero.



نامنظمی در پلان

سیستم های غیر موازی: تغییر زاویه اجزای قائم برابر جانبی در پلان ابهامات:

- زاویه انحراف حداقل تعیین نشده است.
- از آنجا که این موارد دارای تنوع بسیار بالا بوده و لذا با پیشرفت روش های تحلیلی، نیاز تفصیل بیشتر دیده نشده است.



نامنظمی سیستم های نا موازی

در استاندارد ۲۸۰۰ جدید در صورتی که اجزای قائم باربر جانبی به موازات یکی از محورهای اصلی (X یا Y) نباشد، سازه نامنظم خواهد بود.

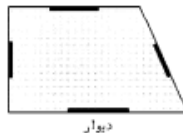
منظور از اجزای "قائم" چیست؟

اجزای باربر جانبی به قسمت باربر جانبی "افقی" و باربر جانبی "قائم" تقسیم بندی می شوند.

"افقی" شامل دیافراگم سقف، مهاربندی سقف و کلیه سیستم هایی می باشد که نیروی اینرسی سقف را در راستای افق به اجزای باربر قائم منتقل می کند.

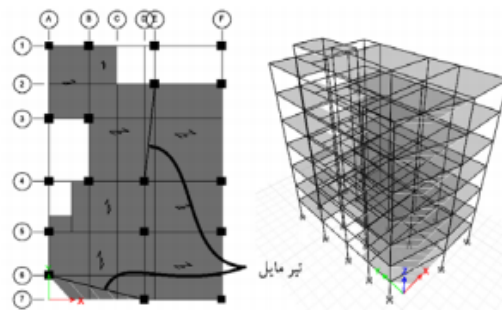
"قائم" شامل دیوار برشی، مهاربند قائم، قاب خمشی و کلیه سیستم های باربر جانبی می باشد که در ارتفاع سازه قرار می گیرند و بار را در راستای قائم منتقل می کنند.

ث- نامنظمی سیستم های غیر موازی: در مواردی که بعضی اجزای قائم باربر جانبی به موازات محورهای متعامد اصلی ساختمان نباشد.



ث- نامنظمی سیستم های غیر موازی

نتیجه: در قابهای خمشی که یک تیر مورب دارند، و این تیر به صورت گیردار به ستونها متصل است (قاب خمشی تشکیل می دهد). نامنظم سیستم های غیر موازی محسوب می شوند. برای مثال سازه زیر نامنظم است. چون دو تا از تیرهایش در راستای X و یا Y نمی باشند:



به بخشی از استاندارد ۲۸۰۰ در این رابطه توجه نمایید:

۱- تعریف و عملکرد

مجموعه سیستم مقاوم ساختمان‌ها در برابر نیروهای جانبی معمولاً از دو قسمت اجزای قائم و اجزای افقی (یا تقریباً افقی) تشکیل می‌شود. اجزای افقی نیروهای افقی زلزله و باد را به اجزای قائم منتقل نموده و اجزای قائم نیز این نیروها را به شالوده‌ها و نهایتاً به زمین منتقل می‌نمایند. به اجزای افقی یا تقریباً افقی منتقل‌کننده نیروهای جانبی «دیافراگم افقی» و یا به اختصار «دیافراگم» گفته می‌شود. در ساختمان‌های متعارف دیافراگم‌ها شامل کف‌ها و سقف‌ها (افقی و یا با شیب کم) می‌باشند. در چنین ساختمان‌هایی دیافراگم‌ها وظیفه باربری قائم (ثقلی) را هم‌زمان بر عهده دارند. در ساختمان‌های صنعتی به‌طور کلی بادبندی‌های افقی (یا تقریباً افقی) نقش انتقال نیروهای افقی به اجزای قائم (قاب‌ها) را عهده‌دار هستند و بنابراین دیافراگم محسوب می‌گردند.

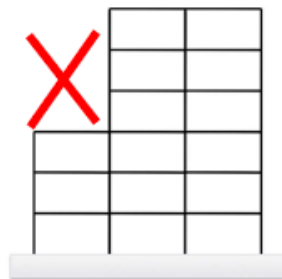
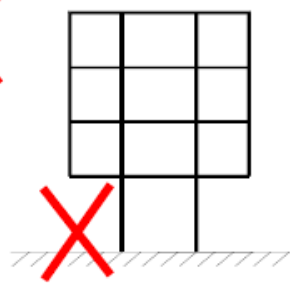
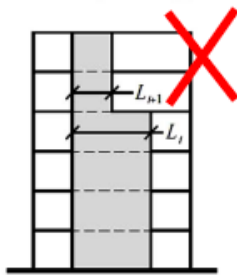
نامنظمی در ارتفاع (کاملاً مشابه ASCE^۷)

هندسی: تغییر ابعاد سیستم باربر جانبی بیش از ۳۰٪

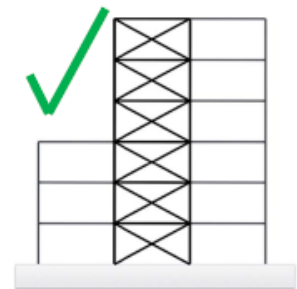
در اشکال زیر تنها شکل سمت بدلیل یکنواختی در سیستم مهار جانبی منظم تلقی می شود.

Irregular:

$$L_i > 1.3L_{i+1}$$



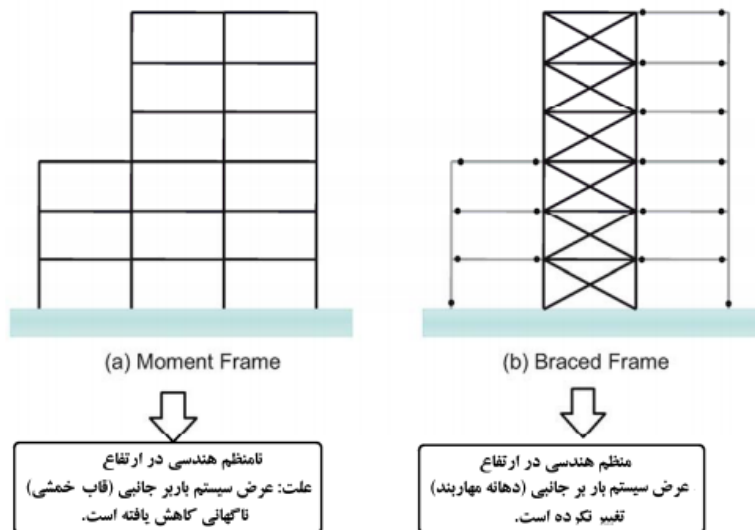
(a) Moment Frame



(b) Braced Frame

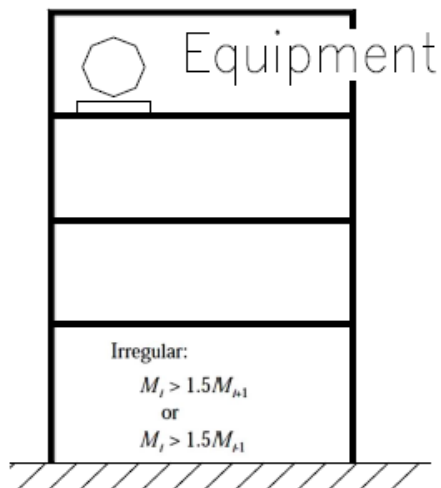
شکل سمت چپ: عرض سیستم باربر جانبی (قاب خمشی) در طبقه ۴ به صورت ناگهانی کاهش یافته و نامنظم هندسی در ارتفاع است.

شکل سمت راست: سازه از نظر نامنظمی هندسی در ارتفاع مشکلی ندارد و منظم محسوب می شود. در این سازه عرض سیستم باربر تنها شامل دهانه بادبند می باشد. دهانه های کناری در شکل سمت راست تنها بار ثقلی را تحمل می کنند و در تحمل زلزله مشارکت ندارند.



- بنابراین در سازه هایی که دارای سیستم قاب خمشی هستند و در برخی طبقات عقب روی داریم، ممکن است نامنظم هندسی در ارتفاع باشند.

نامنظمی در ارتفاع



جرمی: تغییر ناگهانی جرم طبقه بیش از ۵۰٪

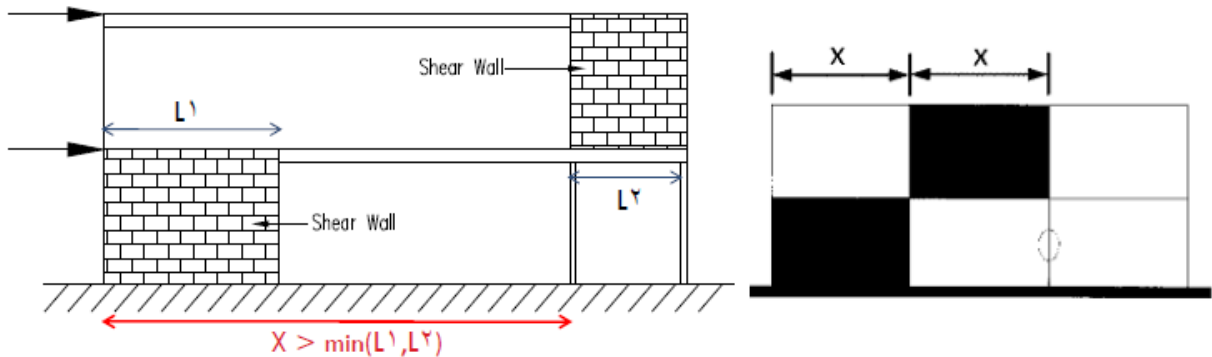
نکته: منظور جرم موثر لرزه ای است. یعنی $D+\alpha L$ که α درصد بار زنده است. مطابق با دیدگاه ASCE^۷، برای ساختمان مسکونی و محل اجتماع مانند مدرسه این درصد یکسان (۲۰٪) در نظر گرفته شده است.

تذکر: ممنوعیت تحلیل استاتیکی معادل.

نامنظمی در ارتفاع

• قطع سیستم باربر جانبی: در ارتفاع ساختمان

تذکر: اگرچه وقتی $X = \min(L^1, L^2)$ نامنظمی ندارد، اما توصیه بر استفاده از زلزله تشدید یافته در طرح اعضای ستونی می باشد.



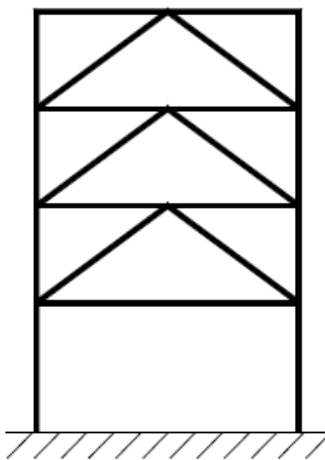
نامنظمی در ارتفاع

مقاومت جانبی :

$$0.65 < \frac{R_i}{R_{i+1}} < 0.80 \quad \bullet \text{ طبقه ضعیف:}$$

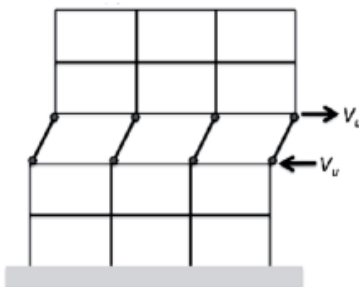
$$\frac{R_i}{R_{i+1}} < 0.65 \quad \bullet \text{ طبقه خیلی ضعیف:}$$

تذکر: با توجه به محدودیت های داده شده (در منطقه با خطر نسبی متوسط و بالاتر، در خطر نسبی کم با حداکثر ۳ طبقه و ۱۰ متر)، عملاً استفاده از سیستم با "طبقه خیلی ضعیف" ممنوع شده است.



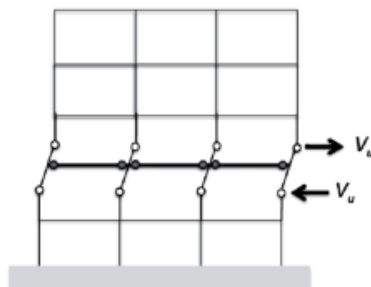
تعیین مقاومت جانبی طبقه

منظور آن معمولا مقاومت برشی طبقه است و بر اساس مکانیزم ستون یا تیر و با اعمال اثر نیروی محوری ستون ها در تعیین مقاومت خمشی اعضای سازه تعیین می شود.



(b) Column Mechanism

$$V_{yi} = \frac{2 \sum_{k=1}^m M_{pCk}}{H}$$



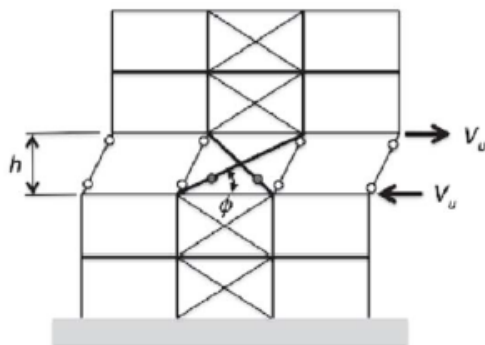
(c) Beam Mechanism

$$V_{yi} = \frac{2 \sum_{j=1}^n M_{pGj}}{H}$$

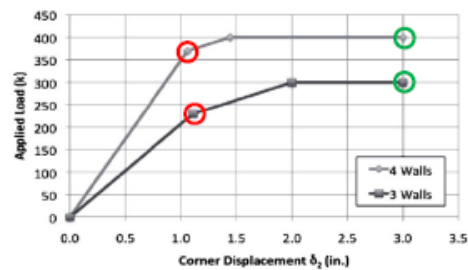
- برای قاب خمشی برابر حداقل دو مقدار زیر:

تعیین مقاومت جانبی طبقه

- برای قاب مهاربندی شده بر اساس حداقل مقاومت کششی و فشاری
- برای سیستم های دیگر مانند قاب های ترکیبی معمولاً از تحلیل های غیر ارتجاعی استفاده می گردد (با اثر بارهای ثقیلی و P-Delta).



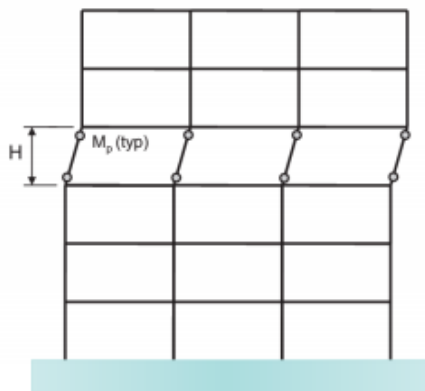
(a) Brace Mechanism



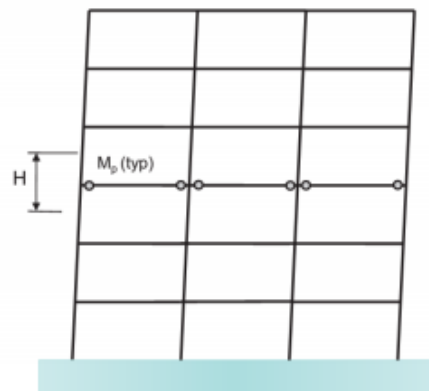
Force-Deformation Plot for Structure with Three or Four Walls Using Inelastic Analysis.

مقاومت جانبی را با سختی جانبی اشتباه نگیرید.

تعیین مقاومت جانبی طبقه، کار آسانی نیست. زیرا تعیین میزان مقاومت طبقه، دارای تعریف استاندارد نیست. البته این مورد برای سیستم‌های ساده سازه‌ای از جمله قاب‌های خمشی و قاب‌های مهاربندی شده همگرا، تقریباً دارای فرمت استاندارد بوده و بین تمام طراحان در این دو مورد وحدت رویه‌ای وجود دارد. در شکل ۱، حالت‌های نشان داده شده برای یک قاب خمشی را در نظر بگیرید. در صورتی که ستون‌ها ضعیف‌تر از تیرها باشند، مکانیزم ایجاد شده در قاب متعلق به ستون‌ها بوده و در آنها مفاصل پلاستیک تولید می‌شود. این مورد در شکل (الف) نشان داده شده است. البته ایجاد چنین مکانیزمی در قاب‌های خمشی ویژه فولادی و بتنی ممنوع است.



الف) مکانیزم در ستون‌ها



ب) مکانیزم در تیرها

شکل ۱ مکانیزم‌های محتمل برای یک قاب خمشی.

در شکل (ب) مکانیزم سازه در تیرها رخ داده و مفاصل پلاستیک در تیرها ایجاد میشود. اما این مکانیزم درست نیست. زیرا با تشکیل مفصل پلاستیک در تیرهای یک طبقه، سازه مکانیزم نمیشود. برای ایجاد مکانیزم، در حالتی که تیرها ضعیف‌تر از ستون‌ها باشند، بایستی در تمام تیرها، مفاصل پلاستیک ایجاد شده و در نهایت در پای ستون‌ها نیز مفصل خمیری ایجاد شود (البته به شرطی که پای ستون‌ها گیردار باشد).

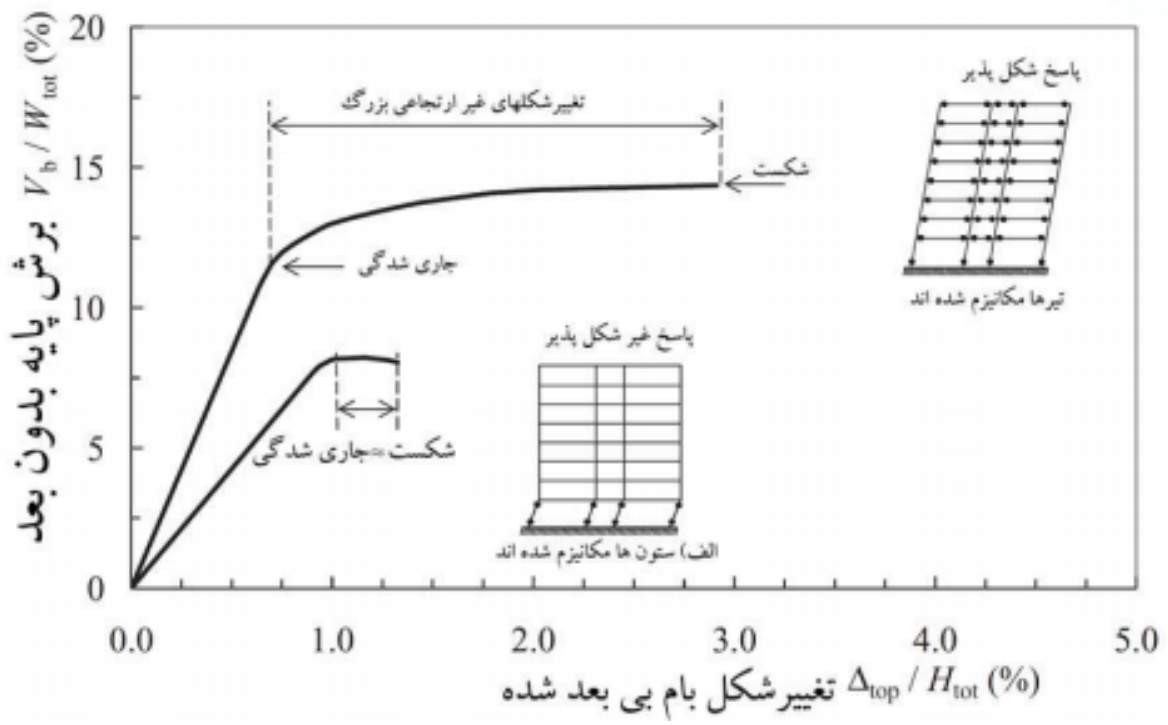
آیین‌نامه AISC341-05، برای مکانیزم نشان داده شده در شکل ۱ الف، که در آن ضابطه تیر ضعیف- ستون قوی رعایت نشده رابطه زیر را پیشنهاد می‌دهد.

$$V_{yl} = \frac{2 \sum_{k=1}^m M_{pck}}{H} \quad ۱$$

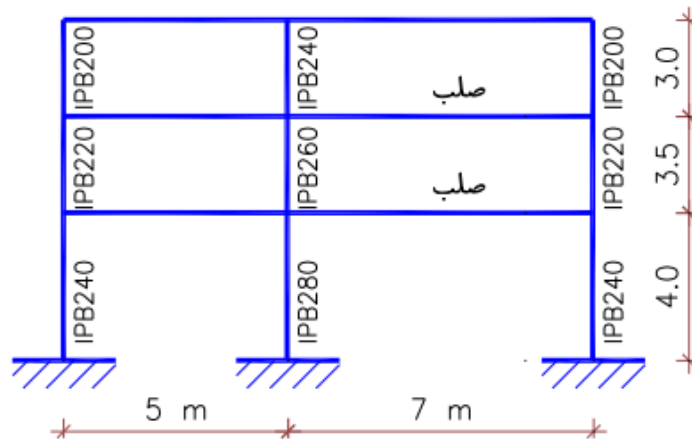
همچنین برای حالتی که سازه ضابطه تیر ضعیف- ستون قوی را اقلان نماید، رابطه زیر توسط AISC341 پیشنهاد میشود:

$$V_{yl} = \frac{2 \sum_{j=1}^n M_{pgj}}{H} \quad ۲$$

که در روابط فوق، k و j اعداد صحیح، m تعداد ستون‌ها، M_{pck} لنگر پلاستیک ستون k ام تحت بارهای ضربدار، n تعداد دهانه‌ها، M_{pgj} لنگر پلاستیک تیر j ام و H ارتفاع طبقه است. البته در سازه‌های فولادی و بتنی، در تعیین ظرفیت خمشی ستون‌ها، بایستی اثر کاهش ظرفیت آنها در اثر نیروی محوری نیز لحاظ شود.



مثال) برای قاب خمشی فولادی نشان داده شده در شکل ۳، نامنظمی سازه را به لحاظ وجود طبقه ضعیف بررسی کنید.



شکل ۳ تعیین مقاومت طبقه در قاب خمشی فولادی.

مشخصات مقاطع استفاده شده در قاب بصورت زیر است.

$IPB200 \rightarrow A = 78.1 \text{ cm}^2$	$I = 5700 \text{ cm}^4$	$Z_p = 642 \text{ cm}^3$	$t_f = 1.5 \text{ cm}$	$t_w = 0.9 \text{ cm}$
$IPB220 \rightarrow A = 91 \text{ cm}^2$	$I = 8090 \text{ cm}^4$	$Z_p = 828 \text{ cm}^3$	$t_f = 1.6 \text{ cm}$	$t_w = 0.95 \text{ cm}$
$IPB240 \rightarrow A = 106 \text{ cm}^2$	$I = 11260 \text{ cm}^4$	$Z_p = 1054 \text{ cm}^3$	$t_f = 1.7 \text{ cm}$	$t_w = 1 \text{ cm}$
$IPB260 \rightarrow A = 118 \text{ cm}^2$	$I = 14920 \text{ cm}^4$	$Z_p = 1282 \text{ cm}^3$	$t_f = 1.75 \text{ cm}$	$t_w = 1 \text{ cm}$
$IPB280 \rightarrow A = 131 \text{ cm}^2$	$I = 19270 \text{ cm}^4$	$Z_p = 1534 \text{ cm}^3$	$t_f = 1.8 \text{ cm}$	$t_w = 1.05 \text{ cm}$

مقاومت برشی طبقه می‌تواند ناشی از ظرفیت برشی ستون‌ها و یا ظرفیت خمشی ستون‌ها باشد.

ظرفیت برشی هر ستون:

$$IPB200 \rightarrow V_s = \frac{1}{\sqrt{3}} F_y (d - 2t_f) = 21.187 \text{ ton}$$

$$IPB220 \rightarrow V_s = \frac{1}{\sqrt{3}} F_y (d - 2t_f) = 24.733 \text{ ton}$$

$$IPB240 \rightarrow V_s = \frac{1}{\sqrt{3}} F_y (d - 2t_f) = 28.527 \text{ ton}$$

$$IPB260 \rightarrow V_s = \frac{1}{\sqrt{3}} F_y (d - 2t_f) = 31.158 \text{ ton}$$

$$IPB280 \rightarrow V_s = \frac{1}{\sqrt{3}} F_y (d - 2t_f) = 35.479 \text{ ton}$$

بنابراین مقاومت برشی هر طبقه:

$$\text{مقاومت برشی طبقه اول} = 2V_{s(IPB240)} + V_{s(IPB280)} = 2(28.527 \text{ ton}) + (35.479 \text{ ton}) = 92.533 \text{ ton}$$

$$\text{مقاومت برشی طبقه دوم} = 2V_{s(IPB220)} + V_{s(IPB260)} = 2(24.733 \text{ ton}) + (31.158 \text{ ton}) = 80.624 \text{ ton}$$

$$\text{مقاومت برشی طبقه سوم} = 2V_{s(IPB200)} + V_{s(IPB240)} = 2(21.187 \text{ ton}) + (28.527 \text{ ton}) = 70.901 \text{ ton}$$

حال در صورتی که مفصل خمیری در بالا و پایین ستون رخ دهد داریم:

$$\text{مقاومت برشی طبقه اول} = \frac{2F_y}{h_1} (2Z_{p(IPB240)} + Z_{p(IPB280)}) = 43.704 \text{ ton}$$

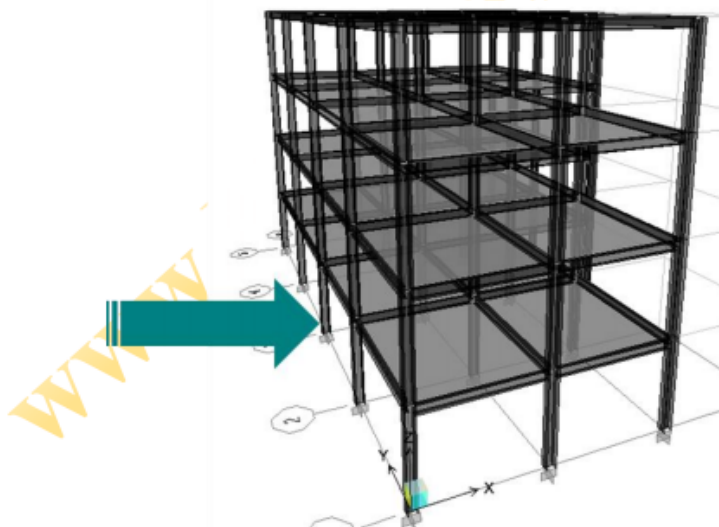
$$\text{مقاومت برشی طبقه دوم} = \frac{2F_y}{h_2} (2Z_{p(IPB220)} + Z_{p(IPB260)}) = 40.293 \text{ ton}$$

$$\text{مقاومت برشی طبقه سوم} = \frac{2F_y}{h_3} (2Z_{p(IPB200)} + Z_{p(IPB240)}) = 37.408 \text{ ton}$$

بنابراین مقاومت جانبی ناشی از مقاومت خمشی ستون‌ها حاکم است.

$$S_1 > 0.8S_2 \Rightarrow 43.704 \text{ ton} > 0.8 \times 40.293 \text{ ton} = 32.23$$

برای کنترل و بدست آوردن مقادیر ظرفیت مقاطع در نرم افزار ETABS مطابق شکل ۴ در یک قاب خمشی، بعد از طراحی مقطع، با راست کلیک نمودن روی مقطع می توان مقادیر ظرفیت برشی و خمشی مقطع یا همان V_p و M_p مقطع را بدست آورد. البته باید توجه داشت این مقادیر، مقادیر کاهش یافته بوده و در ضریب کاهش مقاومت ϕ ضرب شده اند. برای عدم ضرب این مقادیر در ظرفیت های خمشی و برشی، می توان مطابق شکل ۶، و در بخش تنظیمات آیین نامه، مقادیر آنها را برابر یک در نظر گرفت. برای تعیین مقاومت طبقه در قاب مهاربندی شده همگرا، مطابق شکل ۷، می توان با راست کلیک روی مقاطع طراحی شده، مقادیر ظرفیت کششی و فشاری مهاربندها را از برنامه بدست آورد و آنها را ملاک تعیین مقاومت طبقه قرار داد.



شکل ۴ تعیین مقاومت طبقه در قاب خمشی فولادی و در محیط ETABS.

	Mu	phi*Mn	phi*Mn
	Moment	Capacity	No LTB
Major Bending	1114.886	3313440.000	3313440.000
Minor Bending	418096.839	1550880.000	
SHEAR DESIGN			
	Vu	phi*Vn	Stress
	Force	Capacity	Ratio
Major Shear	9.897	42336.000	0.000
Minor Shear	2415.180	130636.800	0.018

شکل ۵ ظرفیت خمشی و برشی مقطع و در محیط ETABS

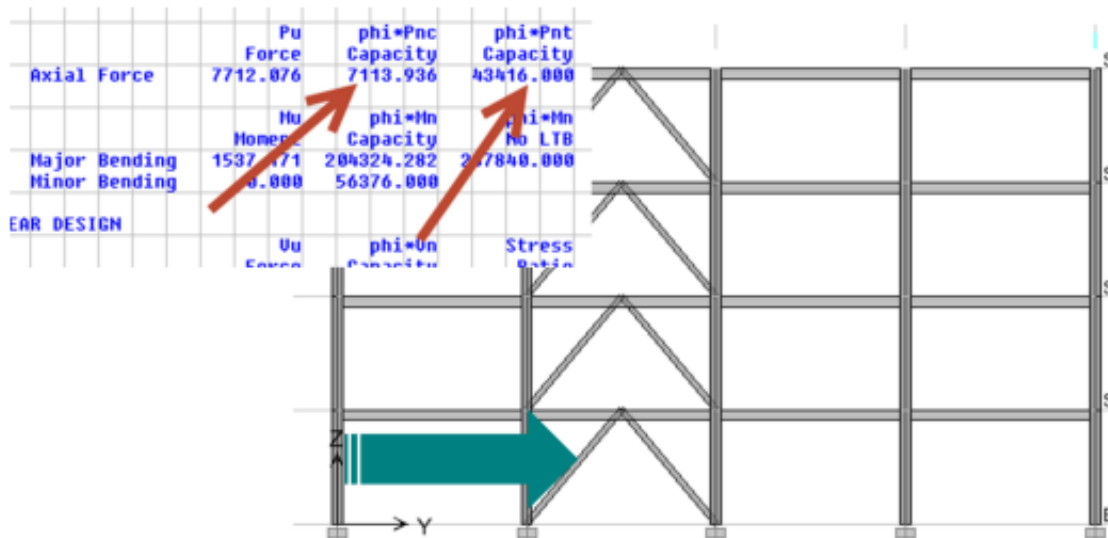
Steel Frame Design Preferences

Design Code	AISC360-05/ABC2006
Frame Type	BMF
Seismic Design Category	D
Importance Factor	1
System Rho	1
System Sds	0.5
System Ri	8
System Omega0	3
System Cd	5.5
Design Provision	LRFD
Design Analysis Method	Direct Analysis
Second Order Method	General 2nd Order
Stiffness Reduction Method	Tau-b Fixed
Phi(Bending)	0.9
Phi(Compression)	0.9
Phi(Tension/Yielding)	0.9
Phi(Tension/Fracture)	0.75
Phi(Shear)	0.9
Phi(Shear/Rolled I)	1
Phi(Shear-Torsion)	0.9
Ignore Seismic Code?	No
Ignore Special Seismic Load?	No
Is Doubler Plate Plug Welded?	Yes
HSS Welding Type	ERW
Reduce HSS Thickness?	No
Consider Deflection?	Yes
Deflection Check Type	Both
DL Limit, L /	120
Super DL+LL Limit, L /	120
Live Load Limit, L /	360
Total Limit, L /	240
Total-Canister Limit, L /	240
DL Limit, abs	0.0254
Super DL+LL Limit, abs	0.0254

OK Cancel

مقادیر ضریب تقلیل مقاومت

شکل ۶ تعیین ضرایب کاهش مقاومت در محیط ETABS



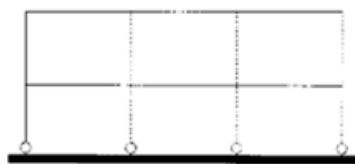
شکل ۷ تعیین مقاومت طبقه ناشی از مقاومت مهاربندها و در محیط ETABS.

نامنظمی در ارتفاع

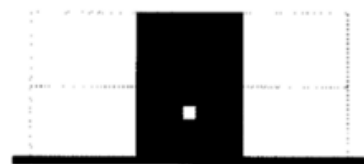
سختی جانبی:



due to increase in column height



due to pinned connection at base



due to opening in shear wall

• طبقه نرم: ممنوعیت تحلیل استاتیکی معادل.

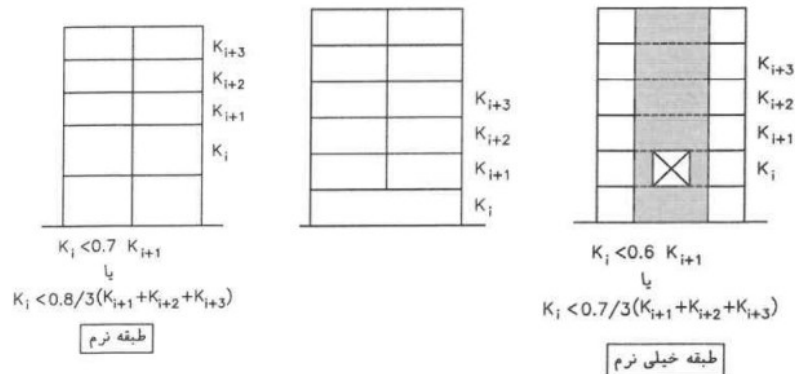
$$K_i < 0.7 K_{i+1} \quad \text{یا} \quad K_i < 0.8/3(K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3})$$

• طبقه خیلی نرم: ممنوعیت در خطر متوسط و بالاتر روی خاک نوع ۴ و تحلیل استاتیکی معادل.

$$K_i < 0.6 K_{i+1}$$

یا

$$K_i < 0.7/3(K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3})$$



ث - نامنظمی سختی جانبی

برخلاف بسیاری از بارهای دینامیکی (مثل بار باد) که بر سازه‌ها اثر می‌کنند، جنس بارهای زلزله از نوع بارهای خارجی نیست و در اثر جابجایی سازه در جرم آنها ایجاد می‌شود. بنابراین دو سازه که بر روی یک نوع خاک قرار دارند، در حین زلزله دارای عملکردها و نیازهای متفاوتی هستند که به جرم، سختی، مقاومت و شکل پذیری آنها بستگی دارد.

عوامل موثر در سختی سازه:

۱- مشخصات مصالح

۲- مشخصات مقاطع

۳- مشخصات اعضا (مشخصات هندسی، جهت قرارگیری در پلان، ارتفاع و نسبت ابعاد)

طبقه نرم در ساختمان‌ها



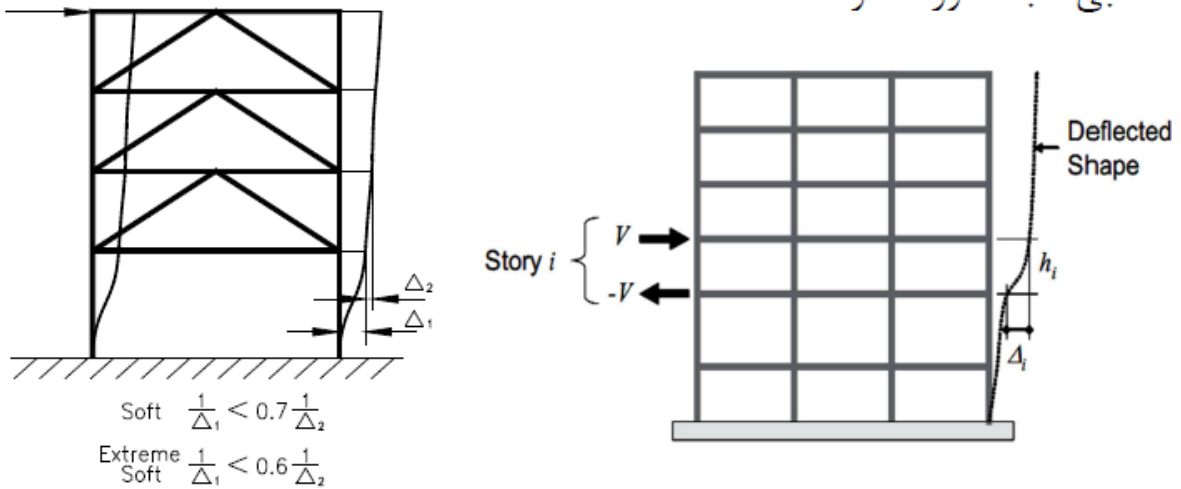
Collapse of Upper Floor



Kobe, Japan 1995

روش تعیین سختی ارتجاعی طبقه: مناسب برای رفتار برشی

- با اعمال دو نیروی مختلف الجهت در تراز دو کف متوالی و تعیین جابجایی نسبی طبقه مورد نظر.



وزن مؤثر لرزه ای

در شروع این بخش بررسی کردیم که وزن یک سازه، نقش مهمی در مقدار نیروی زلزله ایجاد شده در آن دارد، حال ممکن است از خود بپرسید که منظور از وزن در محاسبات نیروی زلزله چیست؟ به طور کلی در محاسبات نیروی زلزله، از مفهومی به نام وزن لرزه‌ای استفاده می‌شود که در ادامه بحث به بررسی این موضوع می‌پردازیم. براساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، وزن مؤثر لرزه‌ای سازه شامل بار مرده، وزن تأسیسات ثابت و دیوارهای تقسیم‌کننده، همچنین درصدی از بار زنده تخفیف نیافته و بار برف بوده که به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$(1) \quad \text{درصدی از بار زنده و برف} + \text{وزن تأسیسات ثابت و دیوارهای تقسیم‌کننده} + \text{بار مرده} = W : \text{وزن مؤثر لرزه‌ای}$$

توجه: درصدی از بار زنده و برف که به عنوان وزن مؤثر لرزه‌ای سازه در نظر گرفته می‌شود، بر حسب کاربری‌های گوناگون در سازه‌ها متفاوت بوده و با توجه به جدول زیر محاسبه می‌شود:

درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

درصد بار زنده	محل بار زنده	
۲۰	بام ساختمان ها در مناطق با برف زیاد - سنگین - و فوق سنگین	نحوه مشارکت بار برف
-	بام ساختمان ها در سایر مناطق	
۲۰	ساختمان های مسکونی اداری هتل ها و پارکینگ ها	نحوه مشارکت بار زنده
۲۰	بیمارستان ها مدارس فروشگاه ها ساختمان های محل اجتماع با ازدحام	
حد اقل ۴۰	کتابخانه ها و انبار ها (با توجه به نوع کاربری)	
۱۰۰	مخازن آب و یا سایر مایعات	

نکته:

لازم است که مهندسین عزیز در محاسبات وزن لرزه‌ای، به سه موضوع زیر توجه داشته باشند:

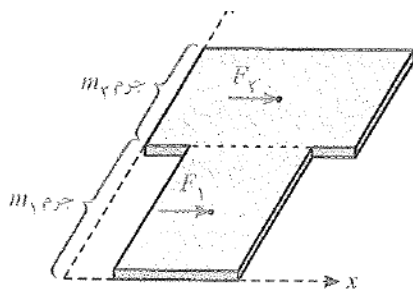
موضوع اول: در کارهای حرفه‌ای مهندسی معمولاً برای محاسبه وزن لرزه‌ای در بام، به دلیل احتمال کم حضور همزمان بار برف و بار زنده حداکثر، آنها را به طور همزمان در نظر نگرفته و مقدار بیشینه بار برف و بار زنده ملاک محاسبات قرار می‌گیرد. البته دقت کنید که این موضوع به طور صریح از متن ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ برداشت نشده و صرفاً یک قضاوت مهندسی می‌باشد.

موضوع دوم: با توجه به مبحث ششم مقررات ملی ساختمان (ویرایش ۱۳۹۲)، وزن ناشی از تیغه‌بندی‌های داخلی ساختمان در اکثر موارد به عنوان بار زنده در نظر گرفته می‌شود و در نتیجه عده‌ای ممکن است اشتباه کنند که تنها باید درصدی از آنها در محاسبات وزن لرزه‌ای استفاده شود. این در حالی است که با توجه به متن ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، وزن تیغه‌بندی‌های داخل ساختمان حتماً باید به طور کامل در محاسبات وارد شود و آنها را در محاسبات وزن لرزه‌ای جزء بار زنده در نظر نمی‌گیریم.

موضوع سوم: مطابق ویرایش‌های مختلف مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، در بسیاری از موارد امکان کم کردن بار زنده (تخفیف در بار زنده) برای طراحی وجود دارد. این در حالی است که با توجه به ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، در هنگام انجام محاسبات زلزله، از بار زنده به صورت تخفیف نیافته استفاده می‌شود که این موضوع در جهت ضریب اطمینان است.

● **دقت:** جرم مؤثر لرزه‌ای در واقع از تقسیم وزن مؤثر لرزه‌ای بر شتاب گرانش به دست می‌آید ($m = \frac{W}{g}$).

مرکز جرم



شکل ۱۶: مدل مفهومی برای یافتن مرکز جرم

شکل مقابل را به عنوان کف طبقه‌ای از یک سازه در نظر بگیرید که در هنگام زلزله، شتاب a در راستای x بر آن وارد شده است. در اثر این شتاب می‌توان گفت، هر قسمتی از طبقه که جرم m_1 دارد نیروی F_1 و هر قسمت دیگر که جرم m_2 دارد نیروی F_2 وارد می‌شود:

$$(۱) \quad F_1 = m_1 a$$

$$(۲) \quad F_2 = m_2 a$$

موضوع پراهمیت آن است که در مهندسی زلزله علاقه‌مندیم بدانیم که براینده نیروهای وارد بر طبقه $(F_1 + F_2)$ را در چه نقطه‌ای می‌توان در نظر گرفت؟ در جواب باید گفت، محلی که می‌توان براینده نیروهای وارد بر جرم‌های طبقه را در آن در نظر گرفت، نقطه بسیار مهمی به نام مرکز جرم^۱ است. به سادگی ثابت می‌شود که برای تعیین مختصات مرکز جرم یک طبقه از سازه، می‌توان کف طبقه را به چند قسمت با توزیع جرم یکنواخت تقسیم کرده و سپس از روابط زیر استفاده نمود:

$$X_{CM} = \frac{\sum w_i x_i}{\sum w_i}, \quad Y_{CM} = \frac{\sum w_i y_i}{\sum w_i} \quad (۱۱)$$

X_{CM} و Y_{CM} : مختصات مرکز جرم

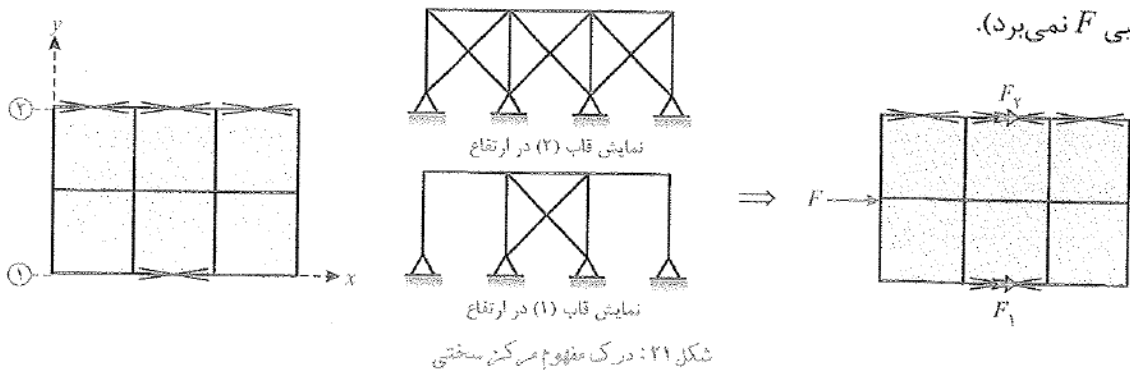
w_i : وزن مؤثر لوزهای هر قسمت از کف

x_i : فاصله مرکز جرم (یا همان مرکز سطح) هر قسمت از کف تا محور y

y_i : فاصله مرکز جرم (یا همان مرکز سطح) هر قسمت از کف تا محور x

آشنایی با مرکز سختی

سازه‌ای با قاب ساده مهاربندی شده که تحت اثر نیروی زلزله در راستای x قرار گرفته است را مطابق شکل زیر در نظر بگیرید. می‌دانیم که در این حالت قاب‌های (۱) و (۲) به دلیل داشتن سختی در برابر نیروی جانبی مقاومت می‌کنند و به‌طور مثال نیروی F_1 در قاب (۱) و نیروی F_2 در قاب (۲) ایجاد می‌شود (توجه کنید که در این سازه همه اتصالات تیر به ستون مفصلی بوده، بنابراین قاب وسط سازه فاقد سختی است و سهمی از نیروی جانبی F نمی‌برد).



در مهندسی زلزله علاقه‌مندیم بدانیم که برآیند نیروهای مقاوم ایجاد شده در اجزای باربر جانبی سازه $(F_1 + F_2)$ در چه نقطه‌ای اثر می‌کند. در جواب باید گفت محلی که می‌توان برآیند نیروهای مقاوم جانبی سازه در هر طبقه را در آن در نظر گرفت، نقطه بسیار مهمی به نام مرکز سختی^۱ است. به سادگی می‌توان ثابت کرد که در یک سازه اگر سختی اعضای مقاوم در راستای x را k_{x_i} و سختی اعضای مقاوم در راستای y را k_{y_i} بنامیم، محل مرکز سختی از روابط زیر به دست می‌آید:

$$X_{CR} = \frac{\sum k_{y_i} x_i}{\sum k_{y_i}}, \quad Y_{CR} = \frac{\sum k_{x_i} y_i}{\sum k_{x_i}} \quad (13)$$

k_{x_i} : سختی جانبی عضو i ام در امتداد محور x

x_i و y_i : مختصات مرکز عضو i ام

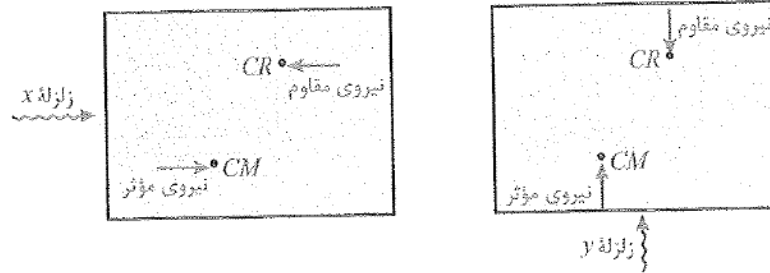
X_{CR} و Y_{CR} : مختصات مرکز سختی

k_{y_i} : سختی جانبی عضو i ام در امتداد محور y

مفهوم پیچش در سازه

در مطالب قبل با مفاهیم مرکز جرم و مرکز سختی آشنا شدیم. از این مفاهیم، موارد بسیار مهم زیر برداشت می‌شود:

۱. برابند نیروهای ناشی از زلزله وارد بر هر طبقه، در نقطه‌ای به نام مرکز جرم به طبقه وارد می‌شود.
 ۲. برابند نیروهای مقاوم در برابر زلزله، در نقطه‌ای به نام مرکز سختی در سازه ایجاد می‌شود.
- حال در نظر بگیرید که این دو نقطه از هم فاصله داشته باشند، در این صورت نیروی زلزله وارد بر طبقه و نیروی مقاوم در برابر آن نسبت به هم خروج از مرکزیت داشته و عملاً در پلان پیچش ایجاد می‌شود. به طور مثال اگر در پلان شکل زیر محل مرکز جرم و مرکز سختی را در موقعیت‌های نشان داده شده فرض کنیم، برای تأثیر نیروی زلزله در راستای x و y داریم:



شکل ۲۸: بررسی مفهوم اولیه پیچش در سازه

گروه بندی ساختمان ها بر حسب اهمیت

ساختمان ها از نظر اهمیت به چهار گروه تقسیم می شوند:

۱- ساختمانهای با اهمیت خیلی زیاد:

در این گروه، ساختمان هایی قرار دارند که قابل استفاده بودن آنها پس از وقوع زلزله اهمیت خاص دارد و وقفه در بهره برداری از آنها به طور غیر مستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات می شود، مانند: بیمارستانها و درمانگاه ها، مراکز آتش نشانی، مراکز و تاسیسات آبرسانی، نیروگاه ها و تاسیسات برق رسانی، برجهای مراقبت فرودگاه ها، مراکز مخابرات، رادیو و تلویزیون، تاسیسات انتظامی، مراکز کمک رسانی و بطور کلی تمام ساختمان هایی که استفاده از آنها در نجات و امداد مؤثر می باشد.

ساختمان ها و تاسیساتی که خرابی آنها موجب انتشار گسترده مواد سمی و مضر در کوتاه مدت و دراز مدت برای محیط زیست می شوند جزو این گروه ساختمان ها منظور می گردند.

گروه بندی ساختمان ها بر حسب اهمیت

۲- ساختمانها با اهمیت زیاد

این گروه شامل سه دسته زیر است:

الف- ساختمانهایی که خرابی آنها موجب تلفات زیاد می شود، مانند مدارس، مساجد، استادیومها، سینما و تئاترها، سالن اجتماعات، فروشگاه های بزرگ، ترمینالهای مسافری، یا هر فضای سرپوشیده که محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر در زیر یک سقف باشد.

ب- ساختمانهایی که خرابی آنها سبب از دست رفتن ثروت ملی میگردد، مانند: موزه ها، کتابخانه ها، و به طور کلی مراکزی که در آنها اسناد و مدارک ملی و یا آثار پرازش نگهداری میشود.

پ- ساختمانها و تاسیسات صنعتی که خرابی آنها موجب آلودگی محیط زیست و یا آتش سوزی وسیع می شود، مانند: پالایشگاه ها، انبارهای سوخت و مراکز گاز رسانی.

گروه بندی ساختمان ها بر حسب اهمیت

۳- ساختمانهای با اهمیت متوسط

این گروه ساختمان ها شامل کلیه ساختمان های مشمول این بخش، بجز ساختمان های عنوان شده در سه گروه دیگر می باشد، مانند: ساختمان های مسکونی و اداری و تجاری، هتلها، پارکینگ های چند طبقه، انبارها، کارگاه ها، ساختمان های صنعتی و غیره.

۴- ساختمانهای با اهمیت کم

این گروه شامل دو دسته زیر است:

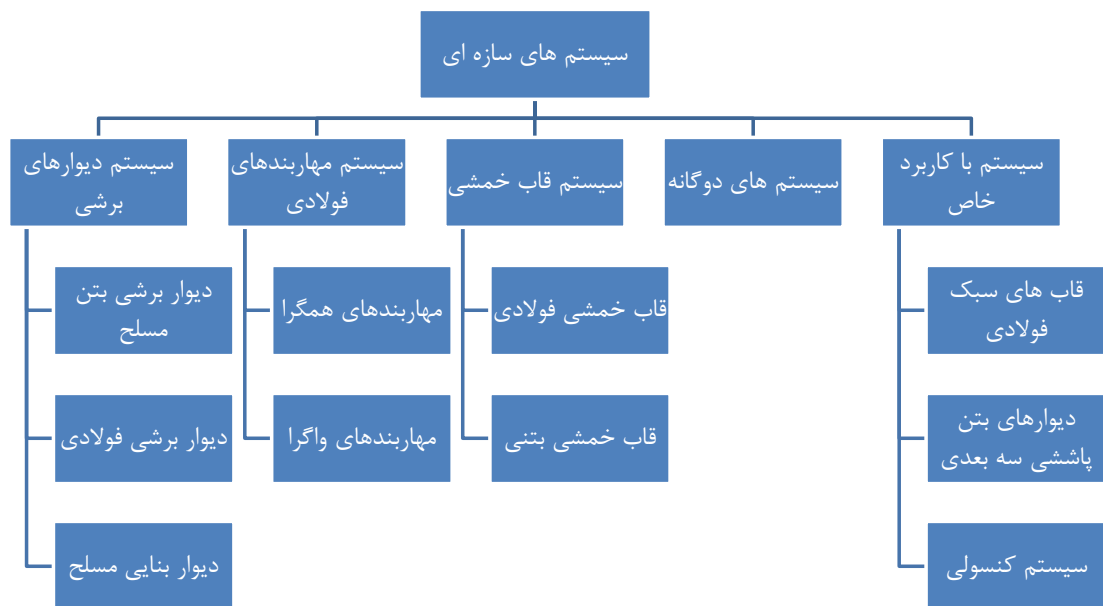
- الف- ساختمان هایی که خسارت نسبتاً کمی از خرابی آنها حادث می شود و احتمال بروز تلفات در آنها بسیار کم است، مانند انبارهای کشاورزی و سالنهای مرغداری.
- ب- ساختمان های موقت که مدت بهره برداری از آنها کمتر از ۲ سال است.

گروه بندی ساختمان ها بر حسب سیستم سازه ای

این قسمت به همراه پارامترهای وابسته به آنها، بیشترین تغییر نسبت به ویرایش سوم ۲۸۰۰ را داراست.

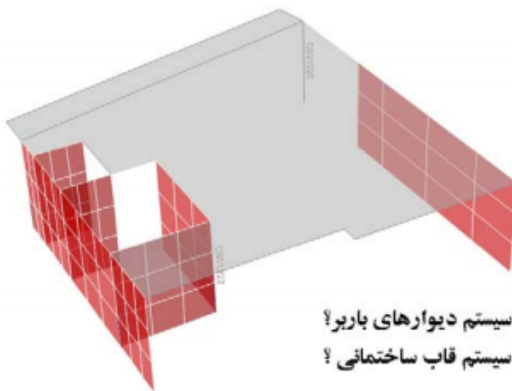
- بسیاری از سیستم های سازه ای جدید مانند سازه با پروفیل سبک فولادی، دیوارهای بتن پاششی و مهاربند کمانش تاب اضافه شده اند.





سیستم دیوار باربر

در شکل زیر تنها یک ستون در گوشه قرار گرفته است.
عمده بار ثقلی توسط دیوار بتنی تحمل می شود.
تحمل زلزله نیز به عهده دیوار برشی است.



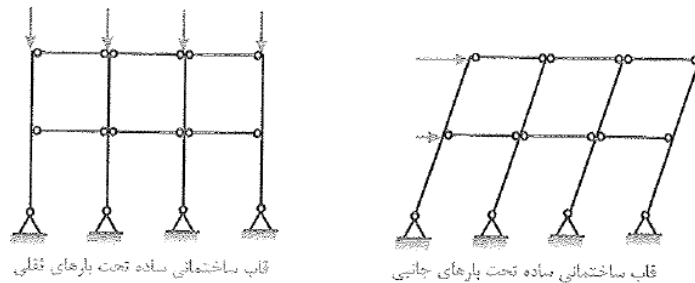
تعریف سیستم دیوار باربر در استاندارد ۲۸۰۰:

۱-۸-۱ سیستم دیوارهای باربر

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط دیوارهای باربر تحمل می‌شوند و مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط دیوارهای باربر که به صورت دیوارهای برشی عمل می‌کنند، تأمین می‌گردد. دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سردنورد که با تسمه‌های فولادی و یا صفحات پوششی فولادی مهارشده‌اند، جزء این سیستم محسوب می‌شوند.

سیستم قاب ساختمانی ساده با دیوارهای برشی

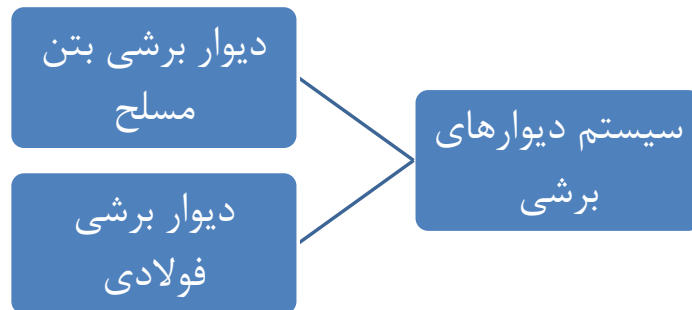
قاب شکل زیر را در نظر بگیرید که در یک حالت تحت بارهای ثقلی و در حالت دیگر تحت بارهای جانبی قرار گرفته است:



شکل ۴: نحوه رفتار قاب ساختمانی ساده

در بحث تحلیل و طراحی سازه‌ها، این گونه قاب‌ها را **قاب ساختمانی ساده** می‌نامیم. قاب ساختمانی ساده عملاً بارهای ثقلی (در راستای قائم) را به‌سادگی با کمک تیرها و ستون‌ها تحمل می‌کند، ولی توانایی تحمل بارهای جانبی را نداشته و در اثر اعمال بار جانبی ناپایدار می‌شود. برای تحمل بارهای جانبی به‌عنوان یک راهکار می‌توان از اعضای جدیدی مانند دیوارهای برشی در این سازه استفاده کرد.

به طور کلی دیوارهای سازه‌ای در یک قاب ساختمانی ساده می‌توانند در هنگام وقوع زمین‌لرزه، تمام نیروی برشی ایجاد شده در طبقات ساختمان در اثر زلزله را تحمل کنند و از همین رو است که به آنها دیوارهای برشی گفته می‌شود. دیوارهای برشی معمولاً به یکی از دو نوع زیر می‌توانند در یک سازه اجرا شوند:



سیستم قاب ساختمانی

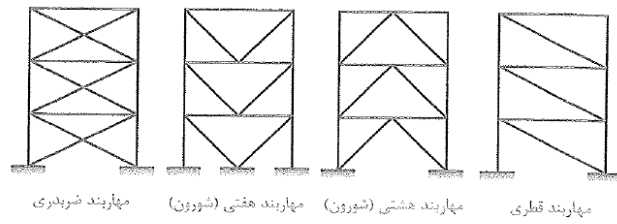
تعریف استاندارد ۲۸۰۰:

۲-۸-۱ سیستم قاب ساختمانی

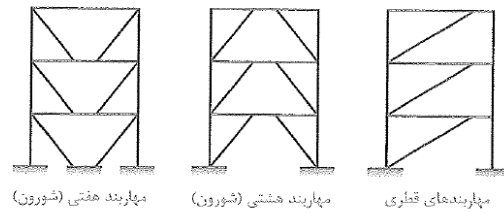
نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط قابهای فضایی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط دیوارهای برشی یا قابهای مهاربندی شده تأمین می‌شود. قابهای ساختمانی در این سیستم می‌توانند دارای اتصالات ساده و یا گیردار باشند، ولی در تحمل بارهای جانبی مشارکت نخواهند داشت. قابهای گیردار باید قادر به تحمل اثر ناشی از اثر $P-\Delta$ باشند.

نمونه رایج این نوع سیستم قابهای فولادی با اتصالات مفصلی می‌باشد که در آنها برای مقابله با زلزله از بادبند استفاده می‌شود. در این سیستم بارهای ثقلی را قابها (شامل تیر و ستون) تحمل می‌کنند. برای تحمل نیروی جانبی در این قابها یا باید از بادبند فولادی استفاده شود و یا از دیوار برشی بتنی و یا دیوار برشی بنایی مسلح. شکل زیر نمونه هایی از مهاربندهای هم محور را نشان می‌دهد.





شکل ۶: انواع مهاربندهای همگرای متداول



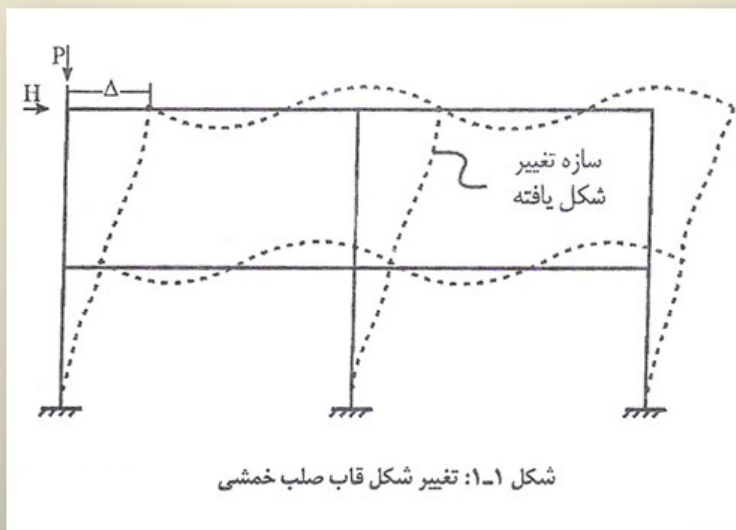
شکل ۷: انواع مهاربندهای واگرای متداول

ویژگی های اساسی سیستم مهاربندی

- شکل پذیری محدود است
- نامعینی بالایی ندارند.
- مشارکت کلیه اعضای سازه در باربری جانبی فراهم نیست.
- دیافراگمها نقش عمده تری در رفتار لرزه ای ایفا می نمایند.
- ظرفیت باربری الاستیک زیاد دارند.
- اثرات **P-Delta** محدود داریم
- اثرات موضعی، **uplift** و پیچش تصادفی تعیین کننده است .
- در این سیستمها عناصر تعیین کننده رفتار غیر ارتجاعی مهاربندها می باشند.
- ستونهای طرفین دهانه مهاربندی در این سیستم عناصر مقاومتری هستند.
- توجه به جزئیات ویژه لرزه ای محدود به مهاربندی ها خواهد بود.
- سیستم پی در محدوده مهاربندی ها، لزوم توجه ویژه دارند
- در پی ها ملاک طراحی معمولاً مقاومت است و شکل پذیری در طراحی فونداسیون هنوز وارد نشده است.

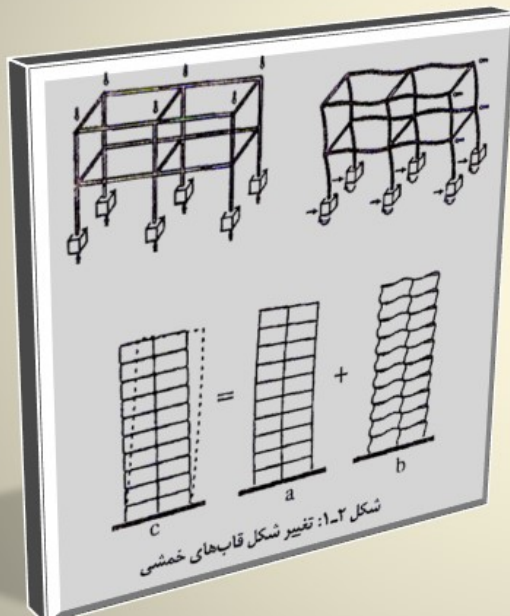
سیستم قاب خمشی (Moment Frame System)

- وظیفه اصلی تیرها و ستونها تحمل بارهای ثقیلی و بارهای جانبی بطور توأم می باشد.
- سفتی خمشی تیرها در پایداری سیستم شرکت خواهد کرد.



● رفتار قابهای خمشی در برابر بارهای جانبی

● تغییر شکلهای در قاب خمشی در اثر دو عامل بوجود می آیند :



۱- تغییر شکل ناشی از خمشی طره ای

سهم این عامل مدود ۲۰ درصد کل تغییر شکل قاب

۲- تغییر شکل ناشی از خمشی تیرها و ستونها

سهم این عامل مدود ۸۰ درصد کل تغییر شکل قاب

فمشی می باشد که از این ۸۰ درصد مدود ۶۵ درصد

سهم فمشی تیرها و ۱۵ درصد سهم فمشی ستونهاست .

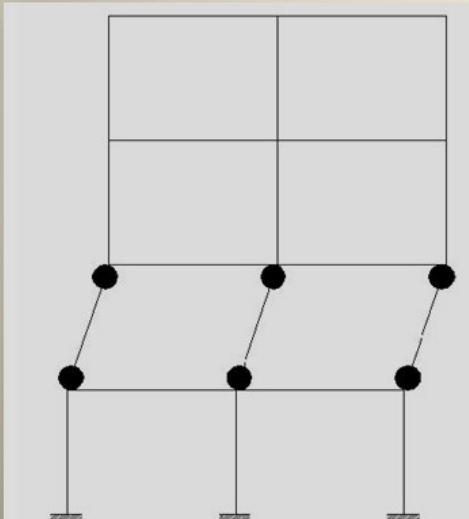
● کنترل ضابطه تیر ضعیف و ستون قوی در شکل پذیری ویژه (سازه های بتنی)

● ضرورت ارضای این رابطه را در چند مورد می توان بررسی کرد :

۱- گسیفتگی ستونها عموماً منجر به گسیفتگی کل سازه میشود .

۲- در یک سازه با ستون ضعیف تغییر شکلهای پلاستیک ممکن است در یک طبقه متمرکز گردد .

۳- جاری شدن ستونها در اثر برش و فمش ، افت مقاومت بیشتری نسبت به جاری شدن تیرها ایجاد می کند .





ویژگی های اساسی سیستم خمشی

- شکل پذیری ذاتی بالا
- نامعینی بالا (رفتار غیر ارتجاعی گسترده)
- پیوستگی و مشارکت کلیه اعضای سازه در باربری جانبی
- حساسیت کمتر و دیافراگمهای کف در این سیستمهای باربر
- ظرفیت باربری الاستیک محدود.
- انرژی غالب با انرژی خمشی است درخمش هم تمام طول تیر یا ستون دارای خمش بحرانی نیست . که این باعث می شود سختی سازه کم شود و سازه در برابر تغییر مکان جانبی ضعیف و حساس باشد.سختی جانبی کمتری داریم در نتیجه معیار حاکم بر طراحی تغییر شکل جانبی می باشد
- اثرات P-Delta قابل توجه می باشند.
- لزوم تعیین مقاومت اتصالات
- سیستم پی مشکلات زیادی ندارد و معمولی است.

سیستم های دو گانه

سیستم های ساختمانی دو گانه (یا ترکیبی) در سازه های فولادی و بتنی، متشکل از قاب های خمشی به همراه دیوار برشی یا مهاربند می باشند. در این نوع از سیستم سازه ای، بارهای ثقلی عموماً توسط قاب های ساختمانی تحمل شده و دیوار برشی یا قاب های مهاربندی شده عمده سختی و مقاومت جانبی سازه را در برابر بارهای جانبی ایجاد می کنند.

- ضرورت استفاده از سیستم های چند گانه :
- محدودیت ارتفاع و تعداد طبقات بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران
- کنترل تغییر شکلهای بزرگ در ساختمانهای بلند
- جلوگیری از افزایش قابل توجه وزن اسکلت
- محدود کردن تغییر شکلهای و تغییر مکانهای جانبی برای جلوگیری از تشکیل ترک و خرابی
- کنترل محدودیت های حالت بهره برداری در ساختمانهای بلند مرتبه برای جلوگیری از وحشت ساکنین.

به سیستمی اطلاق میشود که در آن امتداد ترکیبی از قابهای خمشی و مهاربندها بصورت توام برقرار باشد .



پس از طراحی سیستم دوگانه باید کنترل شود تا :

پ- مستقلاً حداقل ۲۵ درصد نیروی جانبی توسط قابها و حداقل ۵۰ درصد نیروی جانبی توسط دیوارهای برشی و یا مهاربندها تحمل گردد.

تبصره ۱: برای ساختمانهای کوتاهتر از ۸ طبقه و یا با ارتفاع

کمتر از ۳۰ متر ، بجای توزیع بار به نسبت سختی عناصر باربر

جانبی، می توان دیوارهای برشی و یا مهاربندها را برای ۱۰۰

درصد نیروی جانبی و مجموعه قابها خمشی را برای ۳۰ نیروی

جانبی طراحی کرد.

تبصره ۲: در مواردی که قابهای خمشی الزام بند (پ) را اقلان نکند

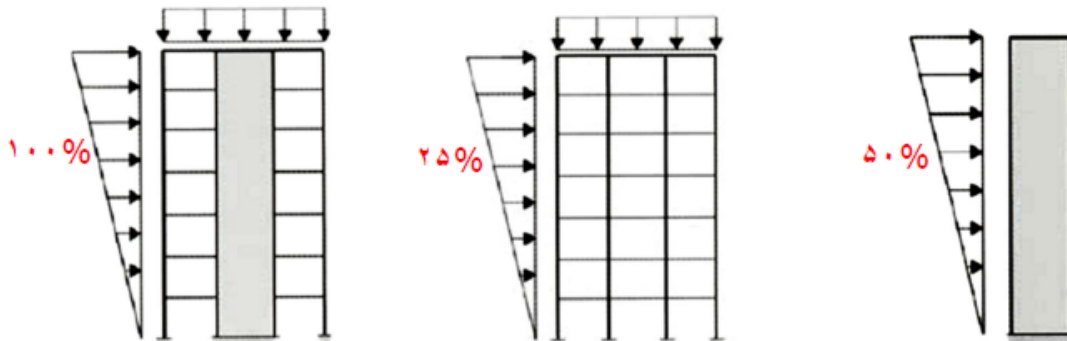
سیستم دوگانه جزء سیستم قاب ساختمانی محسوب می شود و اگر دیوارهای

برشی و یا مهاربندها بند فوق را اقلان نکند ضریب رفتار در آن باید برابر ضریب

رفتار سیستم قاب خمشی با شکل پذیری متوسط در نظر گرفت.

گروه بندی ساختمان ها بر حسب سیستم سازه ای

- حداقل مشارکت قاب خمشی و یا دیوار برشی می بایست به ترتیب ۲۵ و ۵۰ درصد کل بار جانبی باشد.
- در صورت عدم برقراری شرط فوق سیستم دوگانه نبوده و باید ضریب رفتار را اصلاح نمود (برای کمتر از ۱۵ طبقه یا ۵۰ متر).

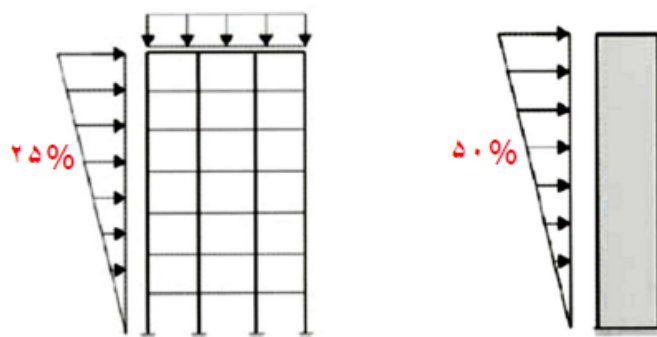


گروه بندی ساختمان ها بر حسب سیستم سازه ای

- نحوه اعمال ۲۵ یا ۵۰ درصد بار جانبی به قاب خمشی و یا دیوار برشی تنها بصورت یکی از دو روش زیر انجام می شود:

(۱) بر اساس برش بدست آمده طبقات از تحلیل طیفی قاب دوگانه اصلی

(۲) توزیع به روش استاتیکی معادل



سیستم های با کاربرد خاص

۱) سیستم قاب های سبک فولادی: سیستم قاب سبک فولادی یا اصطلاحاً سیستم LSF ، یکی از روش های صنعتی در ساخت و ساز سریع سازه ها می باشد که در سال های اخیر در کشور ما نیز جای خود را باز کرده است. در سازه های LSF از مقاطع فولادی سرد نورد شده با ضخامت کم (معمولاً بین ۱ تا ۳ میلی متر) استفاده می شود که توسط اتصالاتی پیچی به یکدیگر متصل می شوند. مزیت اصلی این سیستم نسبت به سایر سیستم های سازه ای، سرعت اجرای بالای آن است، به گونه ای که سرعت احداث یک ساختمان با سیستم LSF نسبت به یک سازه فولادی متداول به طور متوسط ۳ تا ۵ برابر بیشتر است و از طرف دیگر با کاهش ۳۰ تا ۴۰ درصدی مصرف فولاد، وزن سازه نیز می تواند کاهش یابد. از سوی دیگر و با توجه به محدودیت های سازه ای در سیستم های LSF باید گفت که کاربرد اصلی این نوع از سیستم ها عمدتاً در انبوه سازی ساختمان های کوتاه مرتبه، دفاتر و ساختمان های تجاری کوچک و سالن های صنعتی یا ورزشی یک طبقه است و باید به این نکته دقت شود که این سیستم در همه سازه ها قابل استفاده نبوده و دارای محدودیت ارتفاع سازه می باشد. همچنین از نظر حداکثر بارهای ثقلی کف ها و دهانه های سقف نیز محدودیت هایی برای این سیستم وجود دارد.

سیستم های با کاربرد خاص

۲. سیستم دیوارهای بتن پاششی سه بعدی: سیستم دیوارهای بتن پاششی سه بعدی، غالباً به صورت نیمه پیش ساخته اجرا شده و برای ساختمان های کوتاه تا ۳ طبقه کاربرد دارد. برای ساخت دیوارهای باربر جانبی در این سازه ها، روش های متفاوتی وجود دارد که براساس یکی از آنها که در ایران مرسوم است ابتدا در کارخانه، یک لایه پلی استایرن به ضخامت ۴ الی ۱۰ سانتی متر استفاده شده و در دو طرف آن، شبکه ای جوش شده از میلگردهای فولادی (میلگردهای ساده با قطر کم) نصب می شود. پس از حمل این پانل های پیش ساخته به کارگاه و نصب آنها در محل های مورد نظر، دو سمت پانل ها توسط بتن ریزدانه، بتن پاشی می شود تا لایه ای از بتن مسلح به ضخامت ۴ تا ۷ سانتی متر در طرفین دیوار ایجاد شود.

سیستم های با کاربرد خاص

سیستم کنسولی: شاید اولین تصویری که با شنیدن واژه کنسول به ذهن هر مهندس عمران می‌رسد، تصویر یک تیر طره است که در یک سمت دارای تکیه‌گاه گیردار و در سمت دیگر بدون تکیه‌گاه است. از طرفی باید گفت که ستون‌ها نیز می‌توانند مانند تیرها عملکردی طره‌ای داشته باشند، به‌طوری‌که این ستون‌ها در پای خود به‌صورت گیردار به فونداسیون متصل هستند و هیچگونه تیر و یا مهاربندی به‌عنوان تکیه‌گاه جانبی در ارتفاع ستون به آن متصل نیست.

سازه‌های کنسولی با استفاده از این ایده طراحی می‌شوند و در آنها ستون‌ها عملکردی مشابه یک ستون طره دارند و به‌عنوان تنها عنصر باربر، بارهای جانبی ناشی از زلزله و باد را تحمل می‌کنند. به‌عبارت دیگر در این سیستم‌ها، نیروهای جانبی ناشی از زلزله مستقیماً از سقف به ستون منتقل می‌شود.

در شکل زیر، سازه‌ای را مشاهده می‌کنید که در آن از سیستم کنسولی برای مقابله با نیروهای جانبی استفاده شده است. دقت کنید که در این سازه، سقف خرابایی استفاده شده تنها عملکردی ثقلی دارد و نمی‌تواند به پایداری جانبی آن کمک کند.

سیستم کنسولی

تعریف استاندارد ۲۸۰۰:

۵-۸-۱ سیستم ستون کنسولی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن نیروهای جانبی توسط ستون‌ها به صورت کنسولی تحمل می‌شوند.



تنها عامل مقاومت در برابر بار جانبی در سیستم های کنسولی اتصال گیردار پای ستونها می باشد. و بنابراین درجه نامعینی آنها بسیار پایین است. بدین معنی که با خرابی تنها چند نقطه از سازه، احتمال ناپایداری آن وجود دارد. به همین جهت در آیین نامه ضریب رفتار آنها بسیار پایین در نظر گرفته شده است. ضریب رفتار این نوع سیستم برابر $R_u=2$ می باشد. پایین بودن ضریب رفتار موجب می شود طراح این نوع سیستم ها را با نیروی زلزله بزرگتری (در مقایسه با سیستم های دیگر) طراحی کند.

ملاحظات کلی

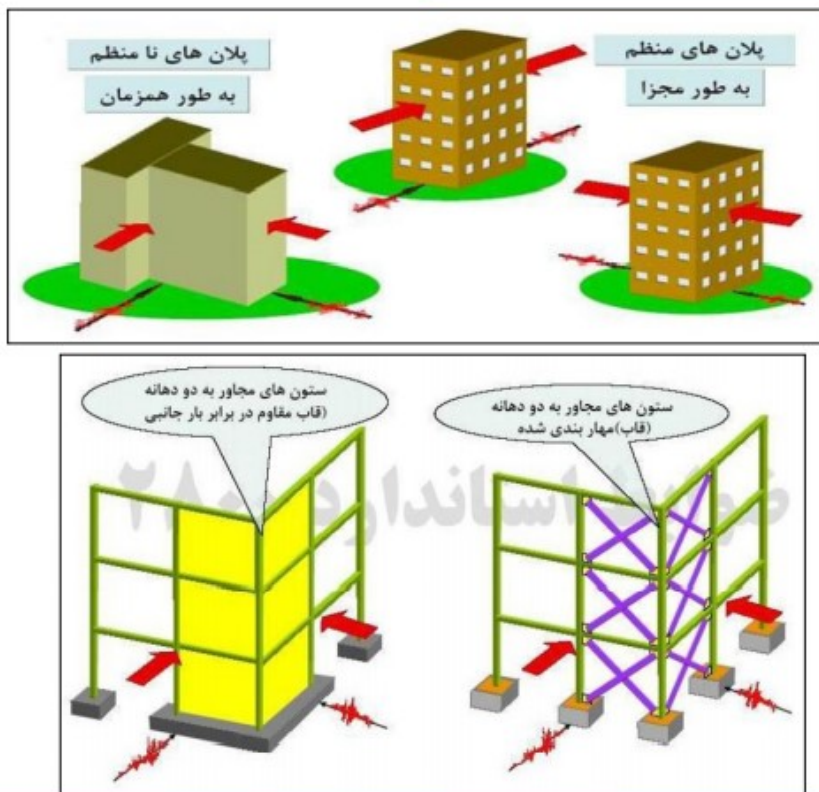
ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم در برابر نیروهای جانبی محاسبه شود. به طور کلی محاسبه در هر یک از این دو امتداد جز در موارد زیر به طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام می شود.

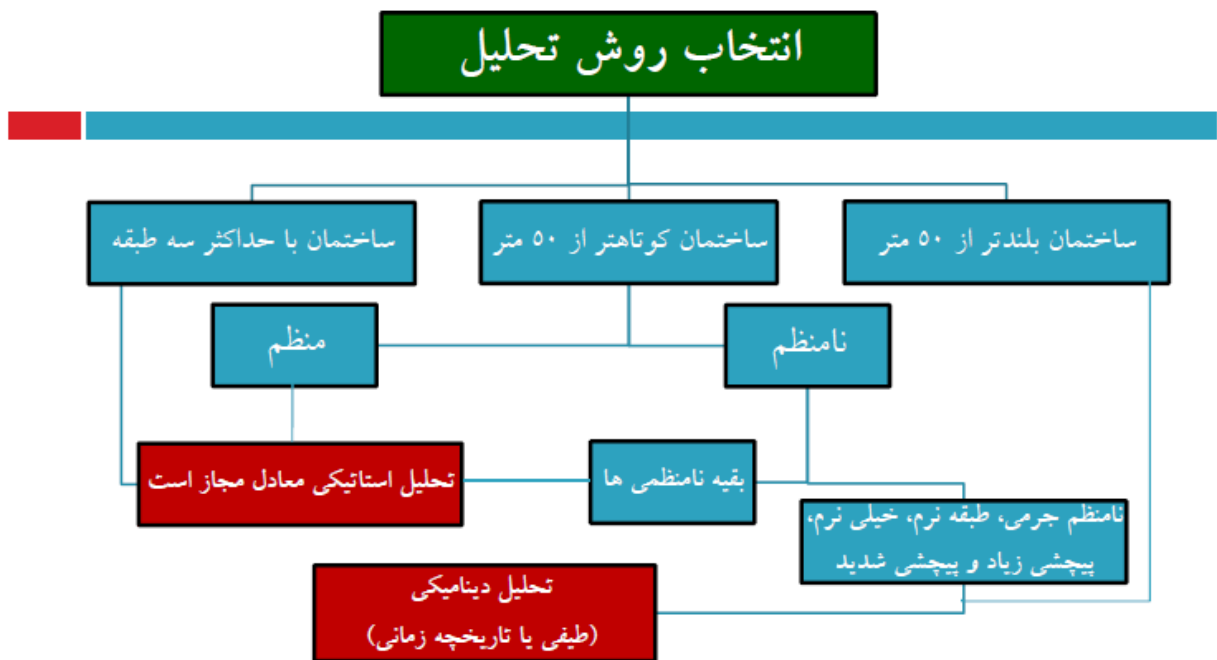
الف- ساختمانهای نامنظم در پلان

ب- کلیه ستونهایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند.

در موارد الف و ب امتداد اعمال نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی المقدور بیشترین اثر را ایجاد میکند، اعمال شود. برای منظور نمودن بیشترین اثر زلزله، میتوان صددرصد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن ترکیب کرد. در طراحی اجزاء، بحرانی ترین حالت ممکن از نظر علائم نیروهای داخلی حاصل از زلزله باید ملحوظ گردند.

ملاحظات کلی





در صورتی که بتوان از اثر دینامیکی نیروها و وابستگی آنها به زمان صرف نظر نمود، می‌توان از یک تحلیل استاتیکی بهره جست تا زمان تحلیل، به میزان قابل ملاحظه‌ای کاهش یابد. به طور کلی تحلیل سازه‌ها را می‌توان به دو نوع استاتیکی و دینامیکی تقسیم بندی نمود که هر یک نیز بر حسب نوع رفتار مواد و نحوه اعمال نیروها به صورت جداگانه تقسیم بندی می‌شوند. انواع تحلیل‌های استاتیکی به صورت زیر می‌باشند:

- روش تحلیل استاتیکی معادل

- روش تحلیل استاتیکی غیر خطی (روش بار افزون) (*Pushover*)

همچنین تحلیل‌های دینامیکی را می‌توان به صورت زیر طبقه‌بندی نمود:

- روش تحلیل دینامیکی طیفی (شبه دینامیکی)

- روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی

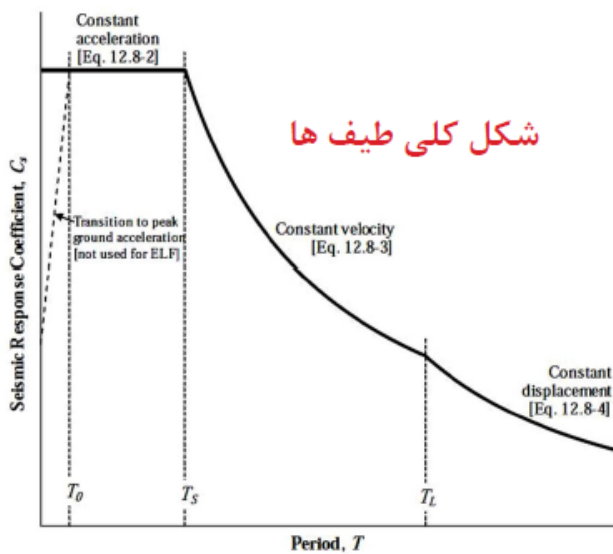
روش استاتیکی معادل (بر اساس استاندارد ۲۸۰۰) Equivalent Static Force Procedure

در اکثر آیین‌نامه‌ها روش استاتیکی معادل به عنوان اصلی‌ترین روش بارگذاری لرزه-ای مطرح است. ارکان اصلی این روش عبارتند از:

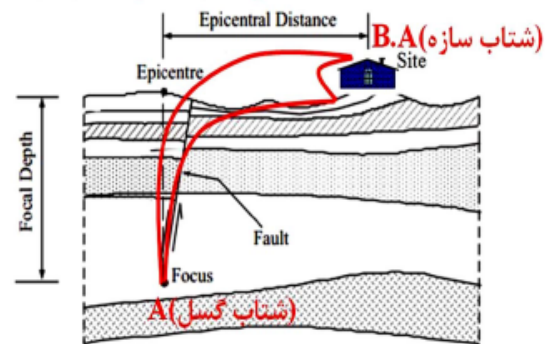
- تعیین دوره تناوب سازه
- تعیین برش پایه
- توزیع برش پایه در ارتفاع سازه
- واریسی‌ها

$$V_u = C.W, \quad C = A.B.I/R_u > 0.12AI$$

برش پایه :

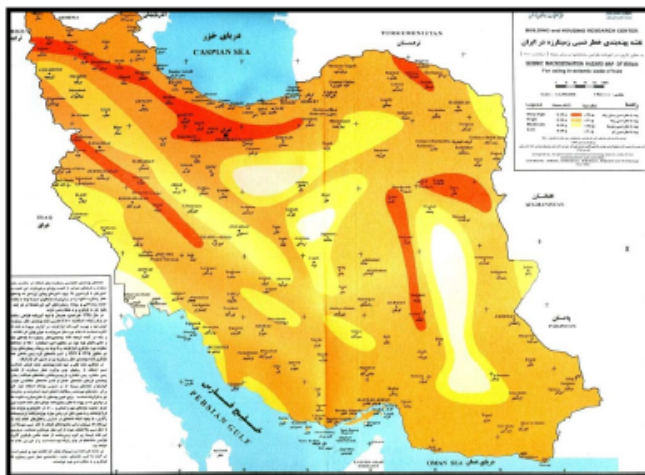


(ضریب باز تاب اثر خاک و سازه) B



شتاب مبنای طرح، A

• نشان دهنده شتاب ماکزیمم زلزله طرح در سطح سنگ بستر و بصورت ضریبی از g است و از نقشه پهنه بندی لرزه‌ای، برای هر منطقه به دست می‌آید.



• این ضریب بر اساس بزرگا و دوره بازگشت زلزله‌های اتفاق افتاده، فاصله از گسل‌های فعال و شدت فعالیت آنها به دست می‌آید.

نقشه خطر لرزه‌ای ایران، با اندکی تغییر نسبت به ویرایش سوم در برخی نقاط بخصوص در استان‌های غربی، خراسان شمالی، سیستان و کرمان، کمی افزایش یافته است.

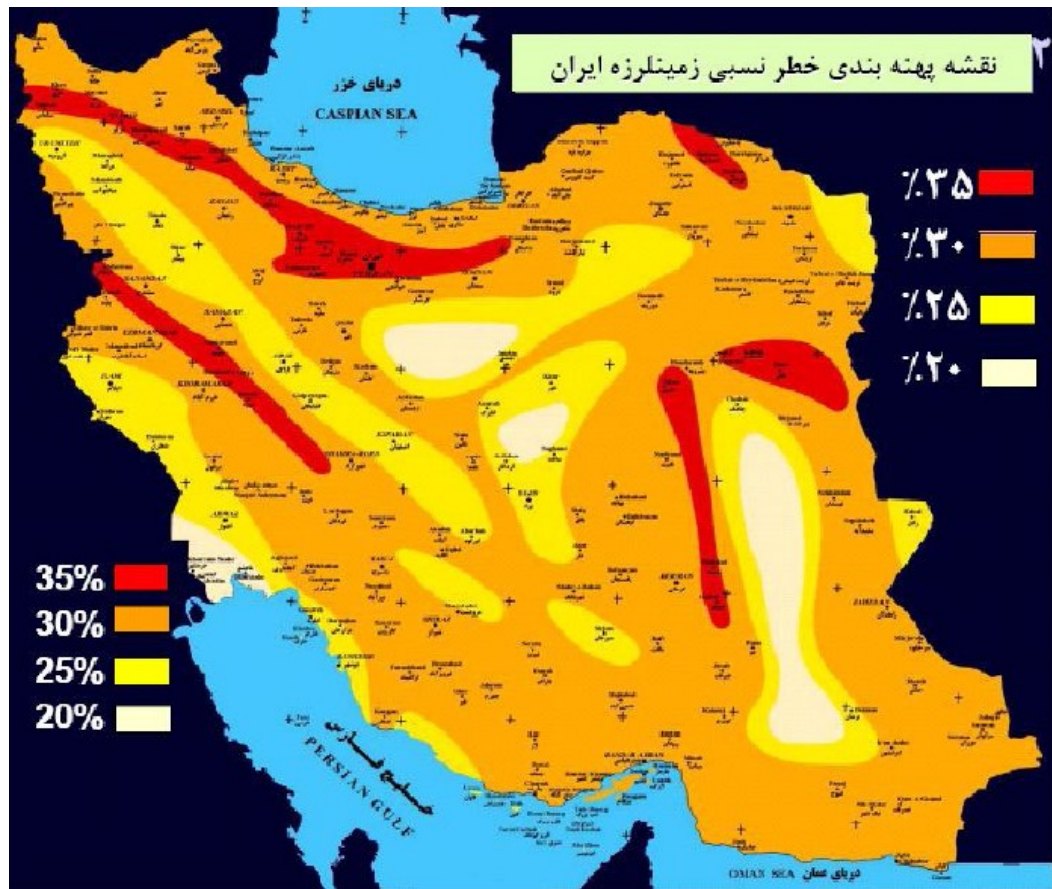
تعیین A

۲-۲ نسبت شتاب مبنای طرح، A

نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل در مناطق مختلف کشور، بر اساس میزان خطر لرزه‌خیزی آنها، به شرح جدول (۱-۲) تعیین می‌شود. مناطق چهارگانه عنوان‌شده در این جدول در پیوست (۱) مشخص شده است.

جدول ۱-۲ نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه‌خیزی مختلف

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰



· تعیین نوع خاک

۴-۲ طبقه‌بندی نوع زمین

۴-۲-۱ زمین‌ساختگاه‌ها از نظر نوع سنگ و خاک به شرح جدول (۴-۲) طبقه‌بندی می‌شوند.

جدول ۴-۲ طبقه‌بندی نوع زمین

نوع زمین	توصیف لایه‌بندی زمین	پارامترها $\bar{C}_u (kPa)$ $\bar{N}_{1(60)}$ $\bar{v}_s (m/s)$
I	سنگ و شبه سنگ، شامل سنگ‌های آذرین، دگرگونی و رسوبی و خاک‌های سیمانه بسیار محکم با حداکثر ۵ متر مصالح ضعیف‌تر تا سطح زمین	- - >750
II	خاک خیلی متراکم یا سنگ سست، شامل - شن و ماسه خیلی متراکم، رس بسیار سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر که مشخصات مکانیکی آن با افزایش عمق به تدریج بهبود یابد. سنگ‌های آذرین و رسوبی سست، مانند توف و یا سنگ متورق و یا کاملاً هوازده	>250 >50 $375-750$
III	خاک متراکم تا متوسط، شامل شن و ماسه متراکم تا متوسط یا رس‌های سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر	$70-250$ $15-50$ $175-375$
IV	خاک متوسط تا نرم، لایه‌های خاک غیر چسبنده یا با کمی خاک چسبنده با تراکم متوسط تا کم، لایه‌های خاک کاملاً چسبنده نرم تا محکم.	<70 <15 <175

۲-۴-۲ برای تعیین متوسط سرعت موج برشی، $\bar{v}_s$ می‌توان از رابطه (۵-۲) یا از رابطه معتبر دیگری استفاده کرد:

$$\bar{v}_s = \frac{\sum d_i}{\sum (d_i / v_{si})} \quad (5-2)$$

در این رابطه، d_i و v_{si} به ترتیب ضخامت لایه و سرعت موج برشی تا عمق ۳۰ متری از تراز پایه است.

۲-۴-۵ در موارد زیر برای تعیین نوع زمین انجام مطالعات ویژه ساختگاه الزامی است:

الف- برای ساختگاه‌هایی که دارای خصوصیتی غیر از زمین‌های نوع I تا IV هستند. برای این نوع ساختگاه‌ها، امکان ناپایداری زمین تحت نیروی زلزله نیز بایستی مد نظر قرار گیرد.

ب- در ساختگاه‌هایی که زمین آنها متشکل از رس یا لای نرم دارای رطوبت زیاد با حداقل ضخامت ۱۰ متر و $PI > 40$ (دامنه خمیری خاک) می‌باشد.

پ- در ساختگاه‌هایی که لایه‌های خاک با سرعت موج برشی معادل خاک‌های نوع III یا IV و ضخامت بین ۵ تا ۲۰ متر بر روی یک لایه سخت با سرعت موج برشی بیش از 750 m/s قرار گرفته و سرعت موج برشی این لایه سخت حداقل ۳ برابر متوسط سرعت موج برشی لایه فوقانی باشد. در این مورد، در صورت عدم دسترسی به طیف طرح ویژه ساختگاه، می‌توان از طیف زمین نوع IV استفاده کرد.

۲-۴-۶ در کلیه ساختگاه‌ها چنانچه عواملی وجود داشته باشد که منجر به ناپایداری زمین گردد، لازم است در مطالعات ژئوتکنیکی کنترل‌های مطرح شده در فصل ششم مدنظر قرار گیرد.

در مطالعات مکانیک خاک یک پروژه ساختمانی، سرعت موج برشی برای ضخامت لایه‌های مختلف به شرح زیر گزارش شده است:

- لایه اول به ضخامت 15 متر از تراز پایه با سرعت موج برشی 340 متربرثانیه
 - لایه دوم به ضخامت 30 متر از زیر لایه اول با سرعت موج برشی 400 متربرثانیه
- در طراحی این ساختمان در برابر زلزله، نوع زمین ساختگاه به کدامیک از انواع زیر نزدیک‌تر است؟
- (۱) نوع I (۲) نوع II (۳) نوع III (۴) نوع IV

گزینه ۳

ابتدا باید متوسط سرعت موج برشی محاسبه شود:

$$v_s = \frac{15 + 15}{\frac{15}{340} + \frac{15}{400}} = 367$$

بنابراین خاک نوع III می باشد.

۲-۴-۲ برای تعیین متوسط سرعت موج برشی، $\bar{v}_s$ می‌توان از رابطه (۵-۲) یا از رابطه معتبر دیگری استفاده کرد:

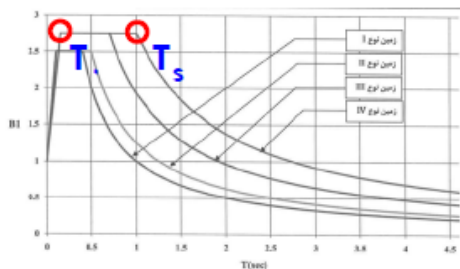
$$\bar{v}_s = \frac{\sum d_i}{\sum (d_i / v_{si})} \quad (5-2)$$

در این رابطه، d_i و v_{si} به ترتیب ضخامت لایه و سرعت موج برشی تا عمق ۳۰ متری از تراز پایه است.

ضریب بازتاب ساختمان (ضریب بزرگنمایی طیفی)، B

- نشان دهنده ضریب بزرگنمایی شتاب زمین در سازه است که اثرات خاک و سازه هر دو را در بر دارد.
- این ضریب نشان دهنده شکل طیف شتاب زلزله و نیروی وارده به سازه است.
- بستگی به نوع خاکی که سازه بر روی آن قرار می‌گیرد، دارد.
- مقدار B :

$$B = B' \cdot N$$



تغییرات نسبت به ویرایش ۳ شامل:

- ✓ تغییر فرمول بندی آن با اعمال ضریب اصلاح طیف
- ✓ کاهش مقدار کلی آن پس از T_s تا ۲۰ درصد
- ✓ کاهش بیشتر مقدار آن در بسترهای سخت تر

تعیین B

$$B = B_1 N$$

$$\begin{aligned} B_1 &= S_0 + (S - S_0 + 1)(T/T_0) & 0 < T < T_0 \\ B_1 &= S + 1 & T_0 < T < T_s \\ B_1 &= (S + 1)(T_s/T) & T > T_s \end{aligned}$$

جدول ۲-۲ پارامترهای مربوط به روابط (۲-۲)

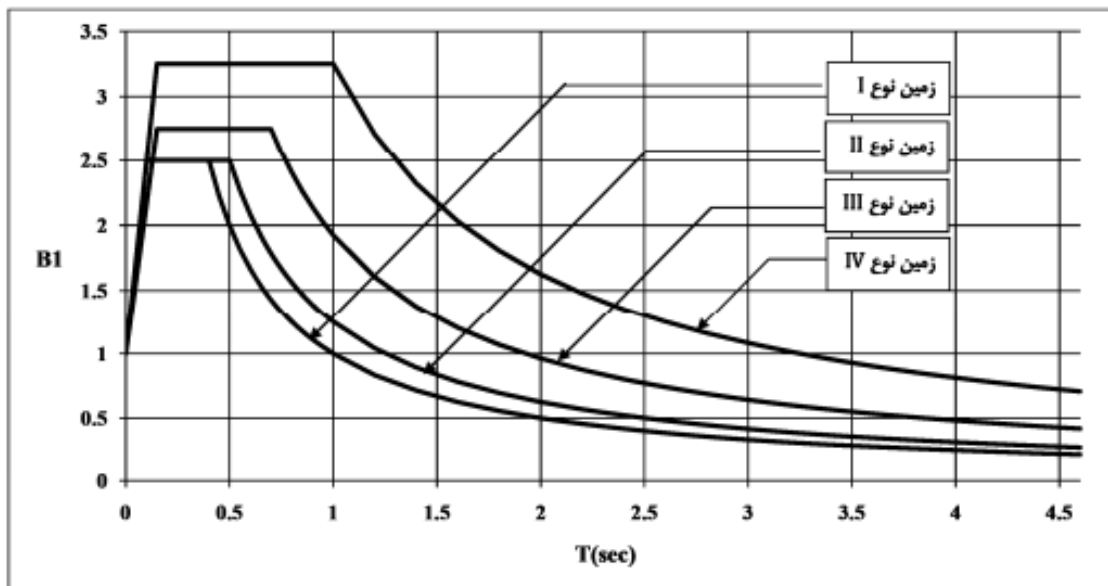
خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد		خطر نسبی کم و متوسط		T_s	T_0	نوع زمین
S_0	S	S_0	S			
۱	۱/۵	۱	۱/۵	۰/۴	۰/۱	I
۱	۱/۵	۱	۱/۵	۰/۵	۰/۱	II
۱/۱	۱/۷۵	۱/۱	۱/۷۵	۰/۷	۰/۱۵	III
۱/۱	۱/۷۵	۱/۳	۲/۲۵	۱/۰	۰/۱۵	IV

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

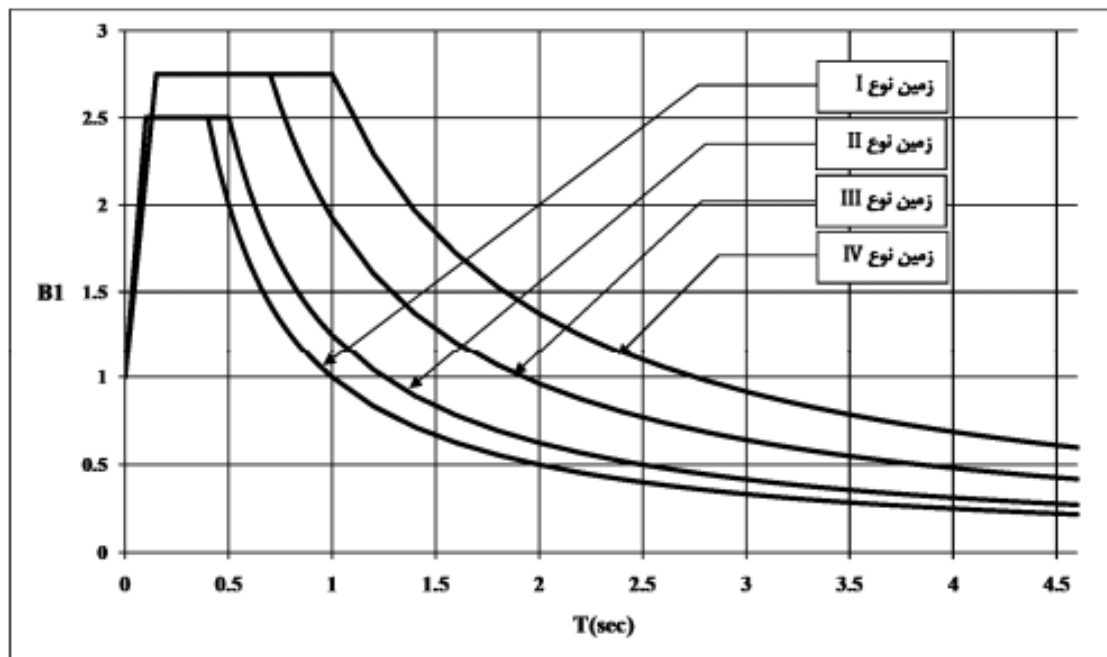
$$\begin{aligned} N &= 1 & T < T_s \\ N &= \frac{0.7}{4 - T_s}(T - T_s) + 1 & T_s < T < 4 \text{ sec} \\ N &= 1.7 & T > 4 \text{ sec} \end{aligned}$$

ب- برای پهنه‌های باخطر نسبی متوسط و کم

$$\begin{aligned} N &= 1 & T < T_s \\ N &= \frac{0.4}{4 - T_s}(T - T_s) + 1 & T_s < T < 4 \text{ sec} \\ N &= 1.4 & T > 4 \text{ sec} \end{aligned}$$



شکل ۲-۱- الف- ضریب شکل طیف طرح برای انواع زمین‌های مندرج در بند (۲-۴) با خطر نسبی کم و متوسط



شکل ۱-۲- ب- ضریب شکل طیف طرح برای انواع زمین‌های مندرج در بند (۲-۴) با خطر زیاد و خیلی زیاد

● زمان تناوب اصلی ساختمان (T):

مدت زمان یک نوسان کامل در ارتعاش آزاد نامیدرا .

$$T = 0.08(H)^{0.75}$$

قابهای خمشی فولادی

$$T = 0.05 (H)^{0.9}$$

قابهای خمشی بتنی و سیستم مهاربند و اگر

$$T = 0.05(H)^{0.75}$$

سایر سیستمهای سازه ای

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \Delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i \Delta_i}}$$



روش رایلی

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۱-۳-۳-۳ ساختمان‌های متعارف

ساختمان‌های متعارف به ساختمان‌هایی اطلاق می‌شود که توزیع جرم و سختی در ارتفاع آنها عمدتاً به صورت متناسب تغییر کند. در این ساختمان‌ها زمان تناوب اصلی نوسان را می‌توان از روابط تجربی زیر به دست آورد.

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

۱- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد ننمایند:

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75}$$

(۳-۳)

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T = 0.05H^{0.9}$$

(۴-۳)

۲- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند:

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

ب- برای ساختمان‌های با سیستم مهاربندی واگرا، مشابه قاب‌های فولادی، از رابطه (۳-۳)

پ- برای ساختمان‌های با سایر سیستم‌های مندرج در جدول (۵-۳)، به غیر از سیستم

کنسولی، با یا بدون وجود جداگرهای میانقابی:

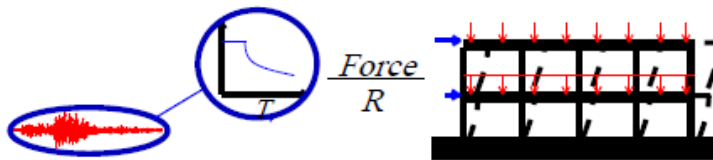
$$T = 0.05H^{0.75}$$

(۵-۳)

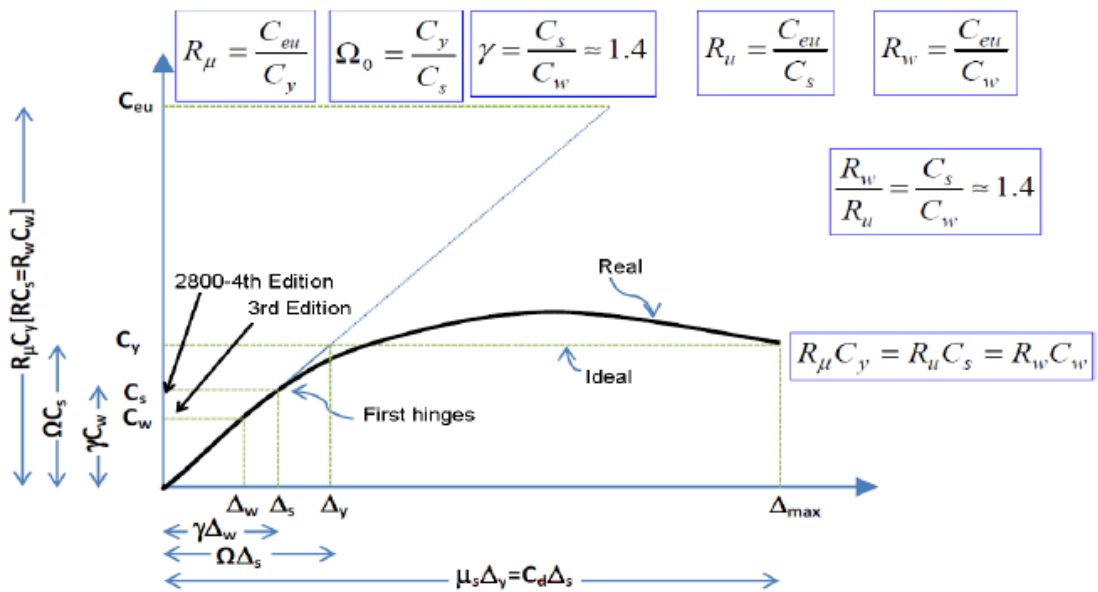
در روابط بالا H ارتفاع ساختمان از تراز پایه است و در محاسبه آن ارتفاع خرپشته، در صورتی که وزن آن بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، باید منظور گردد. در بام‌های شیب‌دار، H متوسط ارتفاع بام از تراز پایه است.

تبصره- در این ساختمان‌ها، در کلیه موارد، می‌توان زمان تناوب اصلی نوسان را با استفاده از تحلیل دینامیکی تعیین و در محاسبات نیروها منظور نمود، ولی مقدار آن در هر حالت نباید از ۱/۲۵ برابر مقادیر به‌دست آورده شده از روابط تجربی بالا بیشتر در نظر گرفته شود.

$$T_{\text{طراحی}} = \text{Min} \left(T_{\text{تحلیلی}} \text{ و } 1.25T_{\text{تجربی}} \right)$$



مفهوم ضریب رفتار



جدول ۳-۴ 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 آرمه ویژه	الف- سیستم دیوارهای باربر
۵۰	۴	۲/۵	۴	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	
-	۳/۵	۲/۵	۳/۵	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]	
۱۵	۳	۲/۵	۳	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	
۱۵	۳/۵	۲	۴	۵- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی	
۱۵	۴	۳	۵/۵	۶- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی	
۱۰	۳	۲	۳	۷- دیوارهای بتن پاششی سه‌بعدی	

یادداشت‌های مربوط به جدول (۳-۴)

[۱] استفاده از این سیستم برای ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» در تمام مناطق لرزه‌خیزی و برای ساختمان‌های «با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه‌خیزی ۱ و ۲ مجاز نیست. ارتفاع حداکثر این سیستم برای ساختمان‌های «با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه‌خیزی ۳ و ۴ به ۱۵ متر محدود می‌گردد.

۵-۲ حرکت زمین

اثر حرکت زمین در ساختگاه به یکی از روش‌های زیر تعیین می‌شود:

۵-۲-۱ طیف طرح استاندارد

این طیف منعکس‌کننده اثر حرکت زمین برای زلزله طرح در آئین‌نامه است و از حاصلضرب مقادیر ضریب بازتاب ساختمان B در پارامترهای: نسبت شتاب مبنای A ، ضریب اهمیت I موضوع بند (۳-۳-۴) و عکس ضریب رفتار $1/R_u$ موضوع بند (۳-۳-۵) و با در نظر گرفتن محدودیت رابطه (۳-۳) به دست می‌آید. در تعیین این طیف نسبت میرایی ۵ درصد در نظر گرفته شده است.

طیف طرح استاندارد را می‌توان در کلیه ساختمان‌ها بجز مواردی که در بند (۲-۵-۲) عنوان شده، به کار برد.

۲-۵-۲ طیف طرح ویژه ساختگاه

این طیف با استفاده از مشخصات زلزله‌های منطقه ساختگاه و با توجه به ویژگی‌های زمین‌شناسی، تکتونیکی، لرزه‌شناسی، میزان خطرپذیری و مشخصات خاک در لایه‌های مختلف ساختگاه، و با به‌کارگیری نسبت میرائی ۵ درصد تعیین می‌گردد. در صورتی که نوع ساختمان و سطح زلزله مورد نظر نسبت میرائی متفاوتی را ایجاب کند، می‌توان آن را مبنای تهیه طیف قرار داد. مقادیر محاسبه شده این طیف باید در ضریب اهمیت ۱ و عکس ضریب رفتار $1/R_u$ ضرب گردد. مقادیر طیف طرح ویژه ساختگاه نباید کمتر از ۸۰ درصد مقادیر طیف طرح استاندارد اختیار شود.

طیف طرح ویژه را می‌توان در کلیه ساختمان‌ها به‌کاربرد، ولی استفاده از آن در ساختمان‌هایی که مطابق بند (۵-۴-۲) مطالعات ویژه ساختگاه برای آنها الزامی است و نیز در مورد ساختمان‌هایی که طبق بند (۲-۲-۳) مشمول استفاده از روش تحلیل دینامیکی می‌شوند و در آنها یکی از شرایط زیر موجود است، الزامی است.

الف- ساختمان‌های با ارتفاع بیش از ۱۵۰ متر از تراز پایه ویا دارای زمان تناوب اصلی نوسان T، بیشتر از ۳/۵ ثانیه

ب- ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» که بر روی زمین‌های غیر از نوع I، II یا III جدول (۳-۲)، ساخته می‌شوند.

پ- ساختمان‌های بلندتر از ۵۰ متر که بر روی زمین‌های غیر از نوع I، II یا III جدول (۳-۲)، ساخته می‌شوند.

ت- ساختمان‌های بلندتر از ۵۰ متر که بر روی زمین‌های نوع II و III، با ضخامت لایه خاک بیش از ۶۰ متر ساخته می‌شوند.

۴-۴-۵ در موارد زیر برای تعیین نوع زمین انجام مطالعات ویژه ساختگاه الزامی است:

الف- برای ساختگاه‌هایی که دارای خصوصیتی غیر از زمین‌های نوع I تا IV هستند. برای این نوع ساختگاه‌ها، امکان ناپایداری زمین تحت نیروی زلزله نیز بایستی مد نظر قرار گیرد.

ب- در ساختگاه‌هایی که زمین آنها متشکل از رس یا لای نرم دارای رطوبت زیاد با حداقل ضخامت ۱۰ متر و $PI > 40$ (دامنه خمیری خاک) می‌باشد.

پ- در ساختگاه‌هایی که لایه‌های خاک با سرعت موج برشی معادل خاک‌های نوع III یا IV و ضخامت بین ۵ تا ۲۰ متر بر روی یک لایه سخت با سرعت موج برشی بیش از 750 m/s قرار گرفته و سرعت موج برشی این لایه سخت حداقل ۳ برابر متوسط سرعت موج برشی لایه فوقانی باشد. در این مورد، در صورت عدم دسترسی به طیف طرح ویژه ساختگاه، می‌توان از طیف زمین نوع IV استفاده کرد.

۴-۴-۶ در کلیه ساختگاه‌ها چنانچه عواملی وجود داشته باشد که منجر به ناپایداری زمین گردد، لازم است در مطالعات ژئوتکنیکی کنترل‌های مطرح شده در فصل ششم مدنظر قرار گیرد.

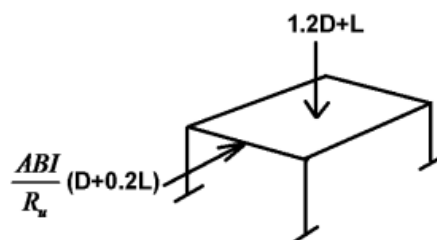
وزن لرزه ای

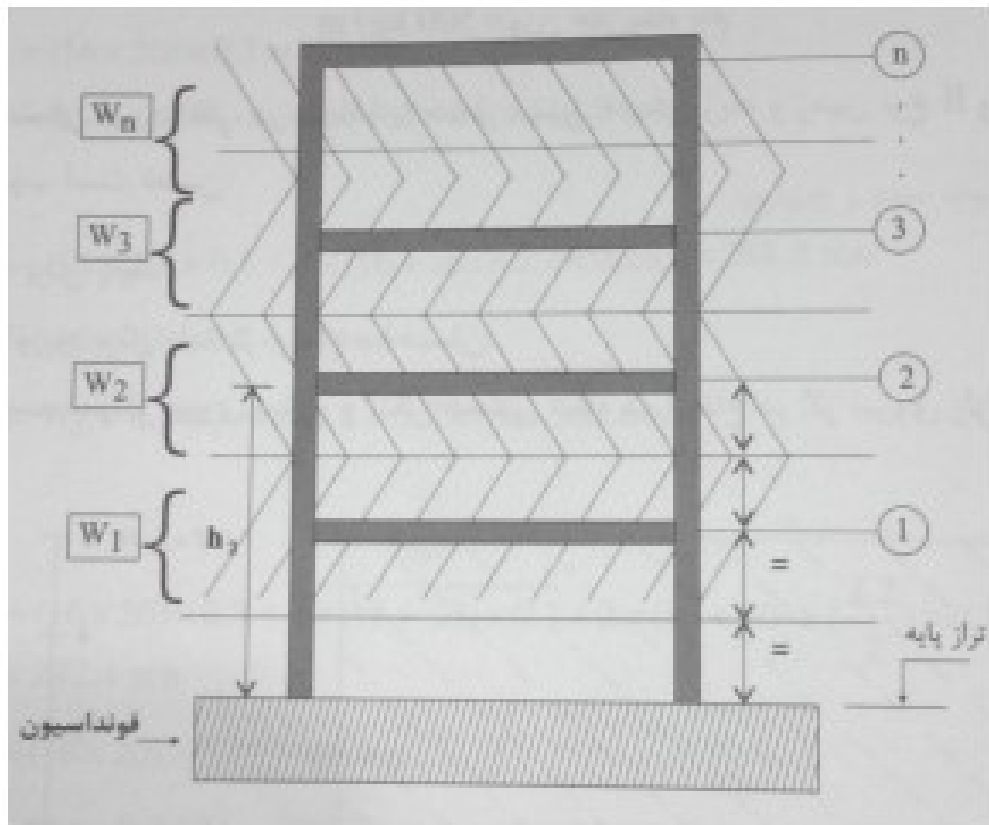
W : وزن مؤثر لرزه‌ای، شامل مجموع بارهای مرده و وزن تأسیسات ثابت و وزن دیوارهای تقسیم‌کننده به اضافه درصدی از بار زنده و بار برف، مطابق جدول (۳-۱). بار زنده باید به صورت تخفیف‌نیافته، مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

جدول ۳-۱ درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

محل بار زنده	درصد میزان بار زنده
بام‌های ساختمان‌ها در مناطق با برف زیاد، سنگین و فوق سنگین	۲۰
بام‌های ساختمان‌ها در سایر مناطق	-
ساختمان‌های مسکونی، اداری، هتل‌ها و پارکینگ‌ها	۲۰
بیمارستان‌ها، مدارس، فروشگاه‌ها، ساختمان‌های محل اجتماع یا ازدحام	۲۰
کتابخانه‌ها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)	حداقل ۴۰
مخازن آب و یا سایر مایعات	۱۰۰

برای مثال تحت ترکیب بار $1.2D+L+E$ بارها باید به صورت زیر اعمال شوند:





یک ساختمان مسکونی با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه به ارتفاع 46 متر از تراز پایه بر روی خاک نوع III، در شهر تهران واقع شده است. در صورتی که پریود تحلیلی سازه 1.6 ثانیه و وزن مؤثر لرزه‌ای آن 100000 kN باشد، نیروی برش پایه استاتیکی (V_u) سازه برحسب kN، به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (میان‌قاب‌ها مانعی برای حرکت جانبی قاب ایجاد نمی‌کنند و $\rho = 1$ می‌باشد).

7306 (۱) 6686 (۲) 6492 (۳) 6237 (۴)

گزینه ۲

محاسبه دوره تناوب طراحی:

$$T_{\text{طراحی}} = \min \left(1.25 T_{\text{تحلیلی}} \text{ و } T_{\text{تجربی}} \right) = \min \left(1.25 \times 0.08 \times 46^{0.75} \text{ و } 1.6 \right) = \min \left(1.766 \text{ و } 1.6 \right) = 1.6$$

محاسبه ضرایب B_1 و N و B :

$$\left. \begin{array}{l} T_s = 0.7 \\ T_0 = 0.15 \\ S = 1.75 \\ S_0 = 1.1 \end{array} \right\} \quad \left. \begin{array}{l} B_1 = (S + 1) \frac{T_s}{T} = 2.75 \times \frac{0.7}{1.6} = 1.2 \\ N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 = 1.191 \end{array} \right\} \quad B = B_1 N = 1.2 \times 1.191 = 1.429$$

محاسبه V_u :

$$V_u = \frac{AB I}{R_u} W_e = \frac{0.35 \times 1.429 \times 1}{7.5} 100\,000 = 6670$$

یک ساختمان اداری با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه به ارتفاع 45 متر از تراز پایه بر روی خاک نوع II در شهر ارومیه واقع شده است. در صورتی که زمان تناوب تحلیلی سازه 1.5 ثانیه و وزن مؤثر لرزه‌ای آن 90000 kN باشد، نیروی برش پایه استاتیکی (V_u) سازه برحسب kN به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (ساختمان دارای جداگرهای میان‌قابی بوده و مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد می‌کنند و $\rho = 1$ است).

5300 (۱) 3800 (۲) 4200 (۳) 4800 (۴)

گزینه ۲

ارومیه در منطقه با لرزه خیزی زیاد قرار دارد.

ابتدا دوره تناوب را محاسبه می‌کنیم:

$$T = \min(T_{\text{تحلیل}}, 1.25T_{\text{تجربی}}) = \min(1.5, 1.25 \times 0.8 \times 0.08 \times 45^{0.75}) = \min(1.5, 1.38) = 1.387$$

سپس بر اساس دوره تناوب، مقدار B بدست می‌آید:

$$\rightarrow B_1 = (1 + S) \left(\frac{T_s}{T} \right) = (1 + 1.5) \left(\frac{0.5}{1.387} \right) = 0.9 \quad N = \frac{0.7}{4 - 0.5} (1.387 - 0.5) + 1 = 1.177$$

$$V = \frac{ABI}{R_u} W = \frac{0.3 \times 0.9 \times 1.177 \times 1}{7.5} \times 90000 = 0.042 \times 90000 = 3813 \text{ kN}$$

کنترل زلزله حداقل:

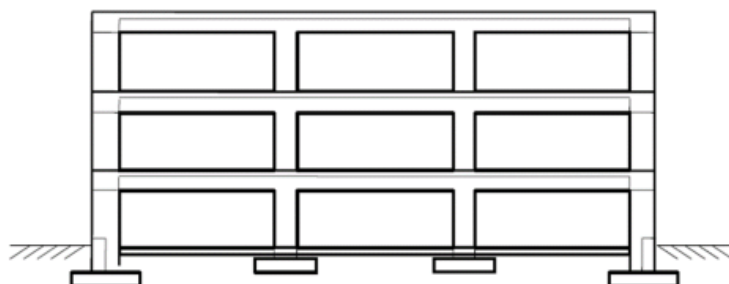
$$V = 0.12AIW = 0.12 \times 0.3 \times 1W = 0.036W$$

مفهوم تراز پایه

کلی در مقاله خود علت گسترده بودن معنی تراز پایه را عوامل مختلف تاثیرگذار بر روی محل آن می‌داند. تعدادی از عوامل موثر بر تراز پایه عبارت‌اند از [۱]:

- ۱- موقعیت سطح زمین نسبت به تراز طبقات
 - ۲- خصوصیات خاک مجاور ساختمان
 - ۳- وجود بازشو در دیوار حائل
 - ۴- موقعیت و سختی المان‌های عمودی مقاوم در برابر زلزله
 - ۵- موقعیت و محل جداسازهای لرزه‌ای
 - ۶- ارتفاع زیرزمین
 - ۷- رفتار دیوارهای زیرزمین
 - ۸- مجاورت ساختمان‌های همسایه
 - ۹- شیب سطح زمین
- شمع‌ها به دلیل این که با حرکت زمین به صورت جانبی حرکت میکنند و به مقدار کمی در سطحی که حرکت افقی زمین‌لرزه به ساختمان منتقل می‌شود تحت تاثیر قرار می‌گیرند، از عوامل تاثیرگذار بر محل تراز پایه نیستند [۱].

برای ساختمان‌هایی که زیرزمین ندارند (شکل ۱) به شرط اینکه خاک اطراف ساختمان از مقاومت و تراکم مناسبی برخوردار باشد و المان‌های قائم سیستم مقاوم لرزه‌ای در آن‌ها روی شالوده داخلی یا کلاهک شمع و یا روی پی‌های دیواری خارجی قرار دارد، تراز پایه بالای سطح فونداسیون در نظر گرفته می‌شود [۱].



شکل ۱: تراز پایه در ساختمان‌های بدون زیرزمین [۱].

کلی در مورد ساختمان‌های دارای زیرزمین (شکل ۲) بیان می‌کند که بهتر است تراز پایه در تراز طبقه‌ای در نظر گرفته شود که نزدیک به سطح زمین است. برای اینکه بتوان تراز پایه را در نزدیکی سطح زمین در نظر گرفت باید خاک اطراف زیرزمین سخت و متراکم باشد تا شکل‌گیری و انتقال نیروی لرزه‌ای به ساختمان در تمام ارتفاع دیوار زیرزمین رخ دهد. برای ساختمان‌های بلند و سنگین و یا درجایی که خاک سایت نرم می‌باشد، باید خاک اطراف به اندازه کافی متراکم گردد تا در زمان زلزله انتقال نیروها به صورت مناسب صورت گیرد [۱].



شکل ۲: تراز پایه در ساختمان‌های دارای زیرزمین [۱].

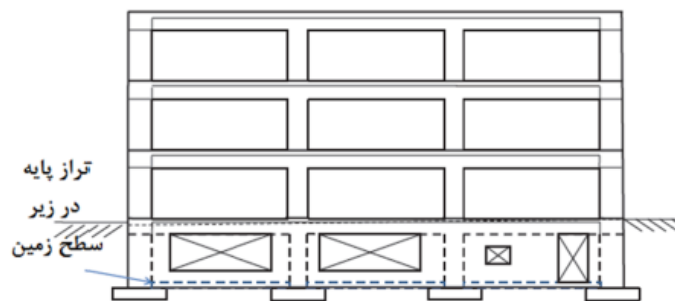
در آیین نامه ASCE ذکر شده است اگر تراز پایه در نزدیکی سطح زمین در نظر گرفته شود، خاک پیرامونی ساختمان نباید در بیشینه زلزله محتمل خاصیت روانگرایی داشته باشد. همچنین نباید از نوع خاک‌های رس حساس یا خاک سیمانی ضعیف مستعد فروریزش در بیشینه زلزله باشد. اگر خاک شرایط ذکر شده را نداشته باشد، تراز پایه بر روی فونداسیون برده می‌شود [۱].

گاهی اوقات ممکن است تراز پایه، بالاتر از سطح زمین در نظر گرفته شده باشد (شکل ۳). در این حالت دیوارهای چهار طرف ساختمان باید تا محلی که به عنوان تراز پایه در نظر گرفته می شود ادامه پیدا کنند. اینکه چه زمانی می توان تراز پایه را در بالای سطح زمین در نظر گرفت با توجه به قواعد و اصول ذکر شده در آیین نامه ASCE7، برای روش نیروی جانبی دو مرحله ای، تعیین می شود. مفهوم و اندیشه قرار دادن تراز پایه در بالای سطح زمین اغلب برای سازه های کوچک، مانند ساختمان های بنایی کوچک و سازه های قابی شکل سبک که بر روی زمین سخت قرار گرفته اند، قابل استفاده می باشد [۱].



شکل ۳: تراز پایه در بالای سطح زمین [۱].

اگر تراز پایه در مجاورت سطح زمین در نظر گرفته شده باشد، در این حالت سختی جانبی دیوارهای زیرزمین باید از سختی المان‌های قائم سیستم مقاوم لرزه‌ای بیشتر باشد. حالتی که شرایط فوق را ارضا نکند زمانی اتفاق می‌افتد که دیوارهای زیرزمین تا بالای سطح زمین آمده‌اند، اما به دلیل نیاز به در پنجره و... در آن‌ها بازشو قرار داده شده باشد (شکل ۴). اگر سختی جانبی دیوارهای زیرزمین از سختی المان‌های قائم سیستم مقاوم لرزه‌ای بیشتر نباشد، تراز پایه باید بر روی فونداسیون در نظر گرفته شود. همچنین اگر المان‌های قائم سیستم مقاوم لرزه‌ای بر روی دیوارهای زیرزمین قرار گرفته باشند و تعداد بازشوها و سطح آن‌ها در دیوارهای زیرزمین زیاد باشد، تراز پایه در زیر بازشوها در نظر گرفته می‌شود [۱].

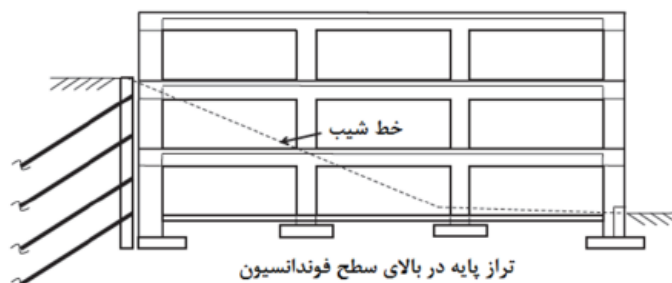


شکل ۴: تراز پایه در زیر بازشوهای دیوار زیرزمین [۱].

شرایط دیگری وجود دارد که ممکن است سبب قرارگیری تراز پایه در زیر سطح زمین برای ساختمان‌های دارای زیرزمین شود. ازجمله [۱]:

- ۱- هنگامی که دیافراگم کف نزدیک و زیر سطح زمین، به دیوار فونداسیون متصل نیست.
- ۲- هنگامی که دیافراگم‌های کف بخصوص دیافراگم نزدیک به سطح زمین انعطاف‌پذیر هستند.
- ۳- هنگامی که امکان احداث ساختمان در مجاورت سازه وجود داشته باشد.

ساختمان‌هایی که بر روی زمین شیب‌دار قرار گرفته‌اند با توجه به شرایط مختلفی که می‌توانند داشته باشند، محل تراز پایه برای آن‌ها قابل بحث است. برای مثال ساختمانی که خاک اطراف آن به کمک دیوار حائل مهار شده است (شکل ۵) و بین دیوار و ساختمان فاصله وجود دارد، چون در این حالت سیستم مقاوم لرزه‌ای نباید در مقابل فشار جانبی خاک مقاومت کند، بنابراین ساختمان به دیوار وابسته نیست و تراز پایه باید در پایین‌ترین سطح زمین در نظر گرفته شود. برای ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم لرزه‌ای آن‌ها فشار جانبی خاک را نیز تحمل می‌کند مانند شکل‌های ۶ و ۷، تراز پایه سطح زمین آن طرف از ساختمان می‌باشد که پایین‌تر قرار دارد. برای چنین سازه‌هایی بهتر است سیستم مقاوم لرزه‌ای آن قسمت از ساختمان که زیر بالاترین تراز سطح زمین قرار دارد (شکل ۷)، سخت‌تر و مقاوم‌تر از قسمت بالای ساختمان باشد [۱].



شکل ۵: ساختمان در زمین شیب‌دار و دیوار حائل جدا از ساختمان [۱].

موقعیت تراز پایه در محاسبات بار جانبی

۳-۱-۲ تراز پایه

تراز پایه، بنا به تعریف، به ترازى در ساختمان اطلاق می‌شود که در هنگام زلزله از آن تراز به پایین اختلاف حرکتی بین ساختمان و زمین وجود نداشته باشند. تراز پایه برای طراحی ساختمان‌ها به صورت زیر در نظر گرفته می‌شود:

۱- برای ساختمان‌های بدون زیرزمین یا ساختمان‌های دارای زیرزمینی که دیوارهای نگهبان آن به سازه متصل نباشند، تراز پایه باید در سطح بالای شالوده در نظر گرفته شود.

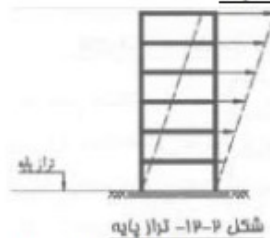
۲- برای ساختمان‌های دارای زیرزمینی که دیوارهای نگهبان آن به سازه متصل باشند و فضای بین خاکبرداری و دیوار نگهبان زیرزمین با **خاک متراکم** پر شده باشد، تراز پایه می‌تواند در نزدیک‌ترین سقف زیرزمین به زمین طبیعی اطراف در نظر گرفته شود، منوط بر آنکه اولاً خاک طبیعی موجود در اطراف ساختمان متراکم باشد و ثانیاً دیوارهای نگهبان زیرزمین بتن‌آرمه بوده و آخرین سقف زیرزمین نیز دارای صلبیت کافی باشد. در این راستا می‌توان از صلبیت تیرها و یا مجموعه تیر و دال سقف‌ها برای افزایش صلبیت سقف استفاده نمود.

نکته : در **ASCE 7** نوع **خاک مجاور دیوارهای حائل نیز نباید در ارتعاش ضعیف باشند.**

از آنجا که اثر تراز پایه، اثری دو گانه است در صورت نبود **حالت پایدار** در طول عمر مفید ساختمان می‌بایست هر دو حالت تراز پایه (در صورت وجود) در **ضریب زلزله و وزن موثر لرزه ای** در نظر گرفته شود.

تراز پایه

تراز پایه به ترازى در ساختمان اطلاق مى‌شود که در هنگام وقوع زلزله از آن تراز به پایین حرکتی در ساختمان نسبت به زمین مشاهده نشود (عموماً سطح فوقانی شالوده).

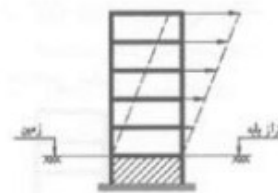


شکل ۱۶-۱۶- تراز پایه

ولی در مواردی که در قسمت اعظم محیط زیرزمین، دیوارهای حائل مسلح وجود دارد، و این دیوارها با سازه ساختمان یکپارچه ساخته شده‌اند، تراز پایه در نزدیکترین کف ساختمان به زمین کوبیده شده اطراف ساختمان در نظر گرفته می‌شود. مشروط بر اینکه دیوارهای حائل تا زیر این کف ادامه داشته باشند.



اتصالات مناسب در اطراف ساختمان مانع تغییر شکل



الف) دیوارهای مایل اطراف ساختمان مانع تغییر شکل در طبقات پایین شده است.

توزیع زلزله در طبقات

توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برشی پایه V_u ، که طبق بند (۳-۱-۱) محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد:

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u$$

در این رابطه:

F_{ui} : نیروی جانبی در تراز طبقه i

W_i : وزن طبقه i شامل وزن سقف و قسمتی از سربار آن مطابق جدول (۳-۱) و نصف وزن دیوارها و ستون‌هایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته‌اند.

h_i : ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه

n : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

k : ضریبی است که با توجه به زمان تناوب نوسان اصلی سازه T از رابطه زیر به دست آورده می‌شود:

$$K=0.5T+0.75 \quad 0.5 \leq T \leq 2.5 \text{ Sec}$$

مقدار K برای مقادیر T کوچک‌تر از 0.5 ثانیه و بزرگ‌تر از 2.5 ثانیه باید به ترتیب برابر با 1.0 و 2.0 در نظر گرفته شود.

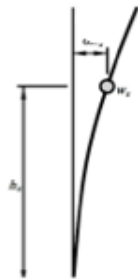
تبصره: در صورتی که وزن خریشته ساختمان بیشتر از 25 درصد وزن بام باشد، باید به عنوان یک طبقه مستقل محسوب شود. در غیر این صورت خریشته به عنوان بخشی از بام در نظر گرفته می‌شود.

$$V_u = C.W \quad , \quad C = A.B.I/R_u > 0.12AI$$

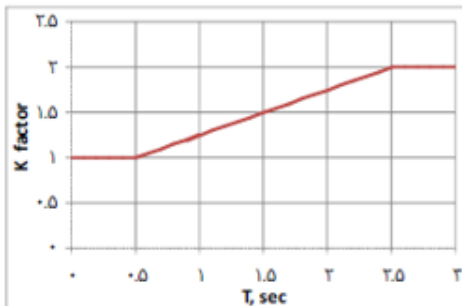
برش پایه :

نحوه توزیع بار در طبقات ساختمان با
روش استاتیکی معادل :

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u$$



$$C_w = \frac{F_x}{V_u} = \frac{\sum W_i h_i^k}{\sum W_i h_i^k}$$



در ویرایش ۴، به جای اعمال نیروی شلاقی در
طبقه آخر، توزیع غیرخطی با شکل طره ای
جایگزین شده است.

چنانچه مقدار برش پایه یک ساختمان فولادی منظم 10 طبقه با وزن مؤثر لرزه‌ای و ارتفاع یکسان در کلیه طبقات و زمان تناوب اصلی برابر یک ثانیه، برابر V باشد، نیروی جانبی وارد به تراز بام این ساختمان به کدامیک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟

- 0.10V (۴) 0.12V (۳) 0.20V (۲) 0.25V (۱)
- گزینه ۲

$$K = 0.5T + 0.75 = 1.25$$

$$F_{10} = \frac{W \times (10h)^{1.25}}{Wh^{1.25} \times (1^{1.25} + 2^{1.25} + 3^{1.25} + 4^{1.25} + 5^{1.25} + 6^{1.25} + 7^{1.25} + 8^{1.25} + 9^{1.25} + 10^{1.25})} V$$

$$= 0.2V$$

● موضوع پیچش در ساختمان :

● لنگر پیچشی از دو ناحیه بوجود می آید :

۱- لنگر پیچشی اصلی یا واقعی (**Inherent Torsion**) .

این لنگر پیچشی ناشی از عدم انطباق مرکز جرم بر مرکز سفتی میباشد .

۲- لنگر پیچشی تصادفی (**Accidental Torsion**) .

این لنگر در اثر عوامل زیر ایجاد میشود :

الف - مولفه پیچشی حرکت زمین مول محور قائم .

ب - تخریر در سفتی سازه و اعضای سازه ای ساختمان در مقایسه با مقادیر فرض شده .

ج - کاهش سفتی غیر یکنواخت در اعضای سازه ای در فلال رفتار غیر ارتجاعی آنها.

د- تخریرات تصادفی در نحوه توزیع بارهای مرده و زنده که بسیار ممتل است .

ه - تفریر یا زوال مقاومت در اعضای سازه ای در فلال رفتار غیر ارتجاعی آنها .

برون مرکزی اتفاقی

توزیع نیروی برشی زلزله در پلان ساختمان

نیروی برشی زلزله، که بر اساس توزیع نیروها در بند (۳-۳-۶) در طبقات ساختمان ایجاد می‌شود، به همراه نیروی برشی ناشی از پیچش ایجاد شده به علت برون از مرکز بودن این نیروها در طبقات باید، طبق بند (۳-۳-۷-۲)، در هر طبقه بین عناصر مختلف سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی به تناسب سختی آنها توزیع گردد. در صورت صلب نبودن کف طبقات، در توزیع این برش‌ها باید اثر تغییر شکل‌های ایجاد شده در کف‌ها نیز منظور شود.

لنگر پیچشی ایجاد شده در طبقه i ، در اثر نیروهای جانبی زلزله، از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$M_{ui} = \sum_{j=1}^n (e_{ij} + e_{uj}) F_{uj}$$

در این رابطه:

e_{ij} : برون مرکزی نیروی جانبی طبقه j نسبت به مرکز سختی طبقه i ، فاصله افقی مرکز

جرم طبقه j و مرکز سختی طبقه i

e_{uj} : برون مرکزی اتفاقی طبقه j ،

F_{uj} : نیروی جانبی در تراز طبقه j

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 مؤلفه 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 پیچشی موضوع بند (۱-۷-۱-ب) می‌شود، برون مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگ‌نمایی A_j طبق رابطه زیر، ضرب شود.

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

در این رابطه:

$\Delta_{\max}$ = حداکثر تغییر مکان طبقه z که با فرض $A_j = 1/0$ محاسبه شده است.

Δ_{ave} = میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه z که با فرض $A_j = 1/0$ محاسبه شده است.

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، برای محاسبات لنگر پیچشی نیازی به در نظر گرفتن برون مرکزی اتفاقی در طبقات نیست.

۳-۳-۹ نیروی قائم ناشی از زلزله

۳-۳-۹-۱ نیروی قائم ناشی از زلزله که اثر مؤلفه قائم شتاب زلزله در ساختمان است، در موارد زیر باید در محاسبات منظور شود.

الف- کل سازه ساختمان‌هایی که در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد واقع شده‌اند.

ب- تیرهایی که دهانه آنها بیشتر از پانزده متر می‌باشد، همراه با ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها.

پ- تیرهایی که بار قائم متمرکز قابل توجهی در مقایسه با سایر بارهای منتقل شده به تیر را تحمل می‌کنند، همراه با ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها. در صورتی که بار متمرکز حداقل برابر با نصف مجموع بار وارده به تیر باشد، آن بار قابل توجه تلقی می‌شود. ت- بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌هایی که به صورت طره ساخته می‌شوند.

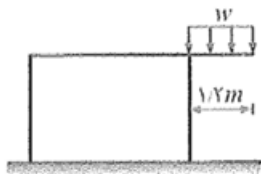
۳-۳-۹-۲ مقدار نیروی قائم از رابطه (۳-۱۰) محاسبه می‌شود. در مورد بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌ها، این نیرو باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین و بدون منظور نمودن اثر کاهنده بارهای ثقلی در نظر گرفته شود.

$$F_v = 0.6 A I W_p \quad (3-10)$$

در این رابطه:

A و I مقادیری هستند که برای محاسبه نیروی برشی پایه منظور شده‌اند.
 W_p : در مورد بند الف بالا بار مرده و در مورد سایر بندها بار مرده به اضافه کل سربار است.
 نیروی قائم زلزله باید در هر دو جهت رو به بالا و روبه پایین، جداگانه به سازه اعمال شود.
 در نظر گرفتن نیروی قائم در جهت رو به بالا در طراحی پی ساختمان ضروری نیست.

مثال:



تهرین ۴: در سازه فولادی شکل مقابل، لنگرهای طراحی عضو کنسول با در نظر گرفتن مؤلفه قائم زلزله و استفاده از ترکیب بار $1/2 D + L + E$ چقدر است؟
 $(I = 1/0, A = 0/25, W_L = 100 \text{ kgf/m}, W_D = 200 \text{ kgf/m})$

شکل ۳۵: سازه مورد بررسی در تمرین (۴)

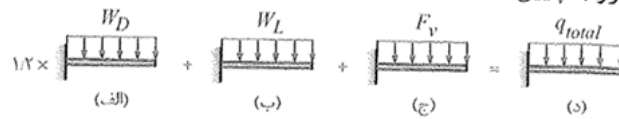
● مقدار نیروی زلزله وارد بر طره به صورت زیر محاسبه می شود:

$$F_v = 0/6 A I W_p = 0/6 \times 0/25 \times 1/0 \times (200 + 100) = 45 \text{ kgf/m}$$

کل بار مرده و زنده

حال با استفاده از ترکیب بار $1/2 D + L + E$ ، لنگر طراحی طره را در دو حالت زلزله رو به پایین و زلزله رو به بالا محاسبه می‌کنیم:

۱) نیروی زلزله قائم رو به پایین:

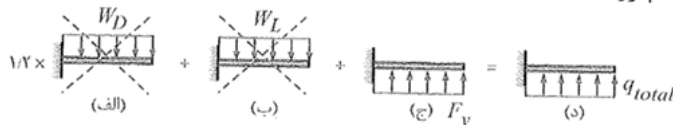


شکل ۳۶: بررسی لنگر منفی طره در سازه ترمین (۴)

$$q_{total} = 1/2 W_D + W_L + F_v = 1/2 \times 200 + 100 + 45 = 385 \text{ kgf/m}$$

$$M^- = \frac{q_{total} L^2}{2} = \frac{385 \times 1/2^2}{2} = 277/2 \text{ kgf.m}$$

۲) نیروی زلزله قائم رو به بالا:



شکل ۳۷: بررسی لنگر مثبت طره در سازه ترمین (۴)

تذکره: از اثر کاهنده بارهای ثقیلی (حالت‌های الف و ب) در مقابل زلزله قائم رو به بالا (حالت ج) باید صرف‌نظر شود.

$$q_{total} = 1/2 W_D + W_L + F_v = F_v = 45 \text{ kgf/m}$$

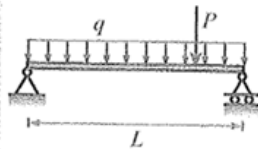
$$M^+ = \frac{q_{total} L^2}{2} = \frac{45 \times 1/2^2}{2} = 32/4 \text{ kgf.m}$$

تیرهای خاص به همراه ستون و تکیه گاهی آن:

در محاسبات بار زلزله قائم، منظور از تیرهای خاص یکی از دو مورد زیر می باشد:

الف) تیرهایی که طول دهانه آنها بیشتر از ۱۵ متر است.

ب) تیرهایی که بار قائم متمرکز قابل توجهی را در مقایسه با سایر بارهای وارد بر تیر تحمل می کنند. منظور از بار متمرکز قابل توجه، باری است که حداقل برابر با نصف مجموع بار وارد بر تیر باشد که در شکل زیر به آن اشاره شده است:



$$P \geq \frac{1}{4} (qL + P) \Rightarrow P \geq qL$$

شکل ۳۷: بررسی تیرهای خاص در زلزله قائم

حتماً موافق هستید که در ساختمان های متداول، احتمال وجود تیرهایی با یکی از شرایط گفته شده در فوق کم می باشد. در هر حال اگر چنین تیری در ساختمان وجود داشته باشد، باید در طراحی تیر به همراه ستون و دیوارهای تکیه گاهی آن، اثر نیروی زلزله قائم با مقدار زیر در نظر گرفته شود:

$$F_v = 0.16 AI W_p$$

کل بار مرده و زنده >



ضریب نامعینی سازه، ρ به منظور تامین مسیرهای کافی انتقال بار

۳-۲-۱ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها در دو جهت عمود برهم دارای نامعینی کافی نیستند، باید برای بار جانبی بیشتری طراحی شوند. در این ساختمان‌ها بار جانبی باید با ضریب ρ برابر با $1/2$ افزایش داده شود.

نکته: در $ASCE^7$ این مقدار $1/30$ داده شده است.

در موارد زیر این ضریب ۱ فرض می شود :

- ساختمان ۳ طبقه و **یا** کوتاه تر از ۱۰ متر (بنظر می رسد که عبارت یا درست نیست).
- تعیین جابجایی های سازه.
- محاسبه اثر P - Δ .
- تعیین نیروی اجزای غیر سازه ای، سازه های غیر ساختمانی، دیافراگم ها.
- کلیه اعضایی که مشمول طراحی زلزله شدید یافته هستند.

ضریب نامعینی سازه، ρ

۳-۲-۲-۲ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها دارای خصوصیات زیر هستند، دارای نامعینی کافی بوده و در آنها ضریب ρ برابر با ۱/۰ منظور می‌شود.

الف- در ساختمان‌های منظم در پلان، در طبقاتی که برش در آنها از ۳۵ درصد برش پایه تجاوز می‌کند، حداقل دو دهانه سیستم مقاوم جانبی در هر سمت مرکز جرم، در هر دو امتداد عمود برهم، موجود باشد. در سیستم‌های دارای دیوار برشی تعداد دهانه‌ها از تقسیم طول دیوار بر ارتفاع آن در طبقه به دست می‌آید.



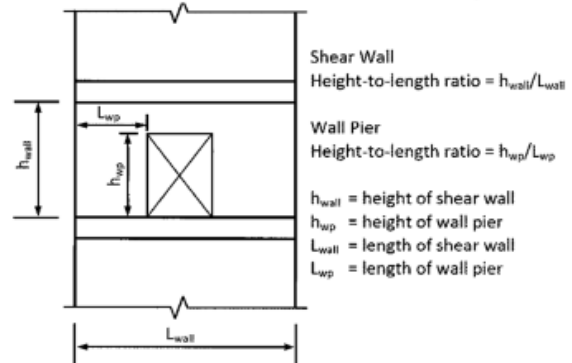
نکته: بنظر می‌رسد که با توجه به وضع پلان های مرسوم در ایران، این ضریب معمولاً ۱/۲۰ می‌باشد.

ضریب نامعینی سازه، μ

ب- در سایر ساختمان‌ها، در طبقاتی که میزان برش در آنها از ۳۵ درصد برش پایه تجاوز می‌کند، چنانچه حذف جزئی از سیستم مقاوم جانبی، مطابق جدول (۲-۳)، موجب کاهش مقاومت جانبی طبقه به میزان بیشتر از ۳۳ درصد نشود و در طبقه نامنظمی شدید پیچشی، مطابق تعریف بند (۱-۷-۱) ایجاد نگردد.

جدول ۲-۳ محدودیت‌های مربوط به $\rho = 1.0$

نوع سیستم مقاوم جانبی	الزامات
سیستم مهاربندی شده	حذف یک مهاربند یا اتصال آن
سیستم یا دیوار برشی عادی یا دیوارهای برشی همبسته یا نسبت ارتفاع هر پایه به طول بزرگ‌تر از ۱/۱۰	حذف یک دیوار و یا یک پایه و یا اتصالات جمع‌کننده آنها
سیستم قاب خمشی	حذف مقاومت خمشی اتصالات دو انتهای یک تیر
سیستم کنسولی	حذف مقاومت خمشی در اتصال پایه یکی از ستون‌ها



دید مهندسی:

در روند محاسبات مربوط به تعیین ضریب نامعینی سازه که ممکن است برای برخی از مهندسان عزیز ابهاماتی ایجاد کند، نکات زیر باید مورد توجه قرار گیرد:

۱) در صورتی که کنترل‌های گفته شده در این ضابطه آیین‌نامه به هر دلیل انجام نگیرد، بدیهی است که در طراحی سازه باید حالت بحرانی‌تر را در نظر گرفته و $\rho = 1/2$ فرض شود.

۲) مقدار ضریب نامعینی سازه باید برای هر یک از دو امتداد اصلی ساختمان به‌طور جداگانه محاسبه شود. بنابراین در برخی از ساختمان‌ها ممکن است برای سیستم سازه‌ای در یک جهت $\rho = 1/10$ و برای جهت دیگر $\rho = 1/2$ باشد.

۳) در بررسی ساختمان‌های منظم، چنانچه ضابطه بند (الف) برقرار نباشد، می‌توان ضابطه بند (ب) را کنترل کرد و در صورتی که بند (ب) برقرار باشد، $\rho = 1/10$ در نظر گرفته می‌شود.^۱ به عبارت دیگر، ضابطه بند (الف) حالتی بسیار خاص را بیان می‌کند که اگر همه شرایط آن برقرار باشد، می‌توان مقدار ضریب نامعینی را در هر دو جهت برابر واحد در نظر گرفت، ولی ضابطه بند (ب) حالتی کلی است که در مورد همه ساختمان‌ها می‌تواند بررسی شود.

۴) با یک دید مفهومی می‌توان گفت که آیین‌نامه با اعمال ضریب $\rho = 1/2$ برای ساختمان‌هایی که درجه نامعینی کافی ندارند، در حقیقت ضریب رفتار سازه را برای محاسبات این ساختمان‌ها کاهش می‌دهد.^۲

$$V = \frac{ABI}{R_u} \Rightarrow \rho V = \rho \frac{ABI}{R_u} = \frac{ABI}{\left(\frac{R_u}{\rho}\right)} \Rightarrow V' = \frac{ABI}{R'_u} \xrightarrow{\rho = 1/2} \begin{cases} V' = 1/2 V \\ R'_u = 0.1823 R_u \end{cases}$$

اعمال ضریب نامعینی در Etabs، برای بتن و فولاد براحتی قابل اعمال است.

Effectively, the seismic load combination for the LRFD provision becomes:

$$(1.2 + 0.2S_{DS})DL \pm \rho Q_E \quad (\text{ASCE 2.3.2-5, 12.4.2.3})$$

$$(1.2 + 0.2S_{DS})DL \pm \rho Q_E + 1.0LL \quad (\text{ASCE 2.3.2-5, 12.4.2.3})$$

$$(0.9 - 0.2S_{DS})DL \pm \rho Q_E \quad (\text{ASCE 2.3.2-7, 12.4.2.3})$$

04	Seismic Design Category	D
05	Importance Factor	1
06	Design System Rho	1
07	Design System Sds	0.5
08	Design System R	8
09	Design System Omega0	3
10	Design System Cd	5.5

۲-۳-۳ ضریب نامعینی سازه، ρ

۱-۲-۳-۳ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها در دو جهت عمود برهم دارای نامعینی کافی نیستند، باید برای بارجانبی بیشتری طراحی شوند. در این ساختمان‌ها بار جانبی باید با ضریب ρ برابر با ۱/۲ افزایش داده شود.

Red: Value that has changed during the current session

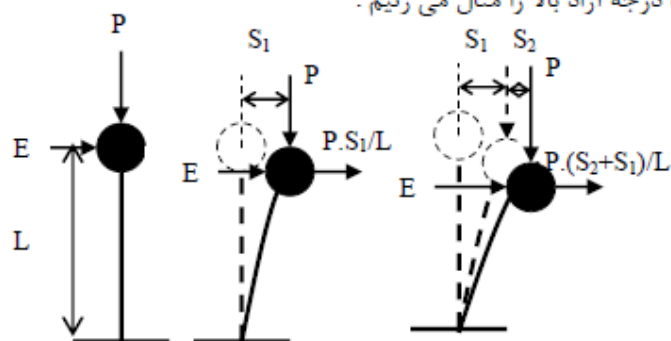
تذکر : ضریب نامعینی
برای افزایش نیروی زلزله
به سازه های با درجه
نامعینی کم (مسیرهای
انتقال بار جانبی) اعمال
می شود. با اعمال آن،
برای فولاد در منوی
Option/Preferences
ترکیبات بارگذاری زلزله
در برنامه **Etabs** بطور
خودکار اصلاح می شوند.

تعریف تحلیل P-Δ

موضوع اصلی

در تمامی تحلیل‌های خطی اشاره شده معمولاً یک نکته اشتراک وجود دارد و آن انجام تحلیل سازه تحت بار جانبی همزمان با بار ثقلی است. به این معنا که بار جانبی بر سازه ای اعمال می شود که در همان لحظه در حال تحمل بار ثقلی است و لذا از قبل تحت اثر بار خاصی نبوده است. به این نوع تحلیل، **تحلیل مرتبه اول** می گویند. آنچنانکه مشخص است بارگذاری ثقلی سازه باعث تغییر وضعیت اعضای سازه ای شده لذا در اثر اعمال بار جانبی دو نگرش وجود دارد:

۱- **تغییر مکان نقطه اثر نیرو (اثر خطی-ارتجاعی)** - اثر تقریبی: در اثر نیروی جانبی نقطه اثر نیروی ثقلی جابجا شده و ایجاد یک ممان ثقلی ثانویه میکند، خود این تغییر شکلها ممکن است بر اثر تغییر سختی ها (که در ادامه تشریح می گردد) تشدید گردد، برای مثال همان سیستم یک درجه آزاد بالا را مثال می زنیم:



تعریف تحلیل P-Δ (اثر تقریبی)

در این روش تنها به افزایش نیروها و نتایج پرداخته می شود (تغییر مکان ، خمش و برش)، برای این کار دو راه متداول وجود دارد :

۱-انجام تحلیل تکراری

۲-عدم انجام تحلیل تکراری و تشدید نتایج اولیه با استفاده از ضریب تشدید (در تحلیل و یا طراحی) مانند:

$$\theta_i = \left[\frac{P\Delta_w}{Vh} \right]_i$$

شاخص پایداری طبقه (استاندارد ۲۸۰۰)

$$M_{ip\Delta} = M_i \left(\frac{1}{1 - \theta_i} \right)$$

ضریب تشدید لنگر تقریبی برای اثرات P-Δ (استاندارد ۲۸۰۰)

$$B_2 = \frac{1}{[1 - \beta\theta_i]}$$

ضریب تشدید لنگر تقریبی اثرات P-Δ (مبحث دهم مقررات ملی ۱۳۹۲)

برای قاب خمشی $\beta \approx 1.18$

۳-۶ اثر $P-\Delta$

در کلیه سازه‌ها تأثیر بار محوری در عناصر قائم بر روی تغییر مکان‌های جانبی آنها، برش‌ها و لنگرهای خمشی موجود در اعضا و نیز تغییر مکان‌های جانبی طبقات را افزایش می‌دهد. این افزایش به اثر ثانویه و یا اثر $P-\Delta$ معروف است. این اثر در مواردی که شاخص پایداری θ_i ، در رابطه (۳-۱۱)، کمتر از ده درصد باشد ناچیز بوده و می‌تواند نادیده گرفته شود. ولی اگر θ_i بیشتر از ده درصد باشد، این اثر باید در محاسبات منظور گردد.

$$\theta_i = \left[\frac{P_u \Delta_{eu}}{V_u h} \right]_i \quad (۳-۱۲)$$

در این رابطه:

$$\begin{aligned} P_{ui} &= \text{مجموع بارهای مرده و زنده موجود در طبقه } i \text{ تا } n, \text{ طبقه آخر، در حد مقاومت} \\ \Delta_{eui} &= \text{تغییر مکان جانبی نسبی اولیه در طبقه } i \text{ حاصل از تحلیل خطی} \\ V_{ui} &= \text{مجموع نیروی برشی وارد در طبقه } i \\ h_i &= \text{ارتفاع طبقه } i \end{aligned}$$

شاخص پایداری θ_i در سازه‌ها نباید از θ_{max} در رابطه (۱۳-۳) بیشتر باشد. در این موارد احتمال ناپایداری سازه موجود است و باید در طراحی آن تجدید نظر شود.

$$\theta_{max} = \frac{0.65}{C_d} \leq 0.25 \quad (13-3)$$

برای منظور کردن اثر $P-\Delta$ در طراحی سازه‌ها یا می‌توان این اثر را همراه با سایر عوامل در تحلیل سازه‌ها منظور کرد و نیروهای داخلی اعضاء را به‌دست آورد و یا می‌توان روش‌های تقریبی عنوان‌شده در آیین‌نامه‌های طراحی استفاده نمود. همچنین می‌توان روش تقریبی ارائه شده در پیوست (۳) را مورد استفاده قرار داد. در کلیه موارد، تغییر مکان‌های جانبی طبقات که در محاسبات نیروهای داخلی به‌کار برده می‌شوند باید تغییر مکان‌های جانبی نسبی افزایش یافته طبقات، $\bar{\Delta}_{ei}$ باشند. تغییر مکان افزایش یافته جانبی نسبی طبقه با منظور کردن اثر $P-\Delta$ ، را می‌توان از رابطه (۱۴-۳) محاسبه کرد:

$$\bar{\Delta}_{eui} = \frac{\Delta_{eui}}{1 - \theta_i} \quad (14-3)$$

کنترل تغییر مکان

-کنترل تغییر مکان

۵-۳ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

$$\Delta_M = c_d \cdot \Delta_{eu} \quad (۱۱-۳)$$

در این رابطه:

Δ_M = تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی و یا تغییر مکان نسبی واقعی طبقه

C_d = ضریب بزرگنمایی مطابق جدول (۴-۳)

Δ_{eu} = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه زیر اثر زلزله طرح، مطابق رابطه (۱-۳)

۳-۵-۲ مقدار Δ_M که با منظور کردن اثر $P-\Delta$ در محاسبه Δ_M به دست می آید نباید از مقدار مجاز Δ_a زیر تجاوز نماید.

- در ساختمان های تا ۵ طبقه (زمان تناوب کمتر از ۰.۷ ثانیه در ویرایش ۳) $\Delta_a = 0.025h$

- در سایر ساختمان ها $\Delta_a = 0.020h$

در این روابط h ارتفاع طبقه است.

-کنترل تغییر مکان - درز انقطاع

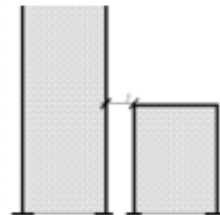
۳-۵-۶ در ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه و یا در ساختمان‌های بیشتر از هشت طبقه، عرض درز انقطاع بین ساختمان و ساختمان مجاور باید با استفاده از تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در طبقه (با در نظر گرفتن اثر $P - \Delta$) تعیین شود. برای این منظور پس از محاسبه این تغییر مکان برای هر دو ساختمان می‌توان از جذر مجموع مربعات دو عدد برای تعیین درز انقطاع استفاده نمود. در صورتی که مشخصات ساختمان مجاور در دسترس نباشد، حداقل فاصله هر طبقه ساختمان از زمین مجاور باید برابر ۷۰٪ مقدار تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در آن طبقه ساختمان در نظر گرفته شود.

$$0.7 * C_d * \Delta_{max}$$

در دو ساختمان منظم، اولی 10 طبقه و دومی 20 طبقه و هر دو از نوع قاب خمشی فولادی ویژه و با اهمیت خیلی زیاد، براساس محاسبات تغییرمکان جانبی نسبی کلیه طبقات در هر دو ساختمان تحت اثر زلزله طرح و با در نظر گرفتن اثر P-Δ یکسان است. چنانچه ارتفاع طبقات هر دو ساختمان یکسان و برابر 3.6 متر و در تراز بام ساختمان کوتاه‌تر عرض درز انقطاع بین دو ساختمان برابر 1.2 متر باشد. آنگاه حداکثر تغییرمکان جانبی قابل قبول ساختمان بلندتر در تراز بام ساختمان کوتاه‌تر تحت اثر زلزله طرح به کدام یک از مقادیر زیر نزدیک‌تر است؟ (فرض کنید هر دو ساختمان مربوط به یک ملک است).

- | | |
|------------|------------|
| 90 mm (۱) | 130 mm (۲) |
| 150 mm (۳) | 180 mm (۴) |

گزینه ۲



طبق گفته مساله دریافت طبقات یک مقدار ثابتی می باشد و در نتیجه:

$$C_d \Delta_{\text{نسی زلزله طرح}} < 0.02h = 0.02 \times 3600 = 72 \text{ mm} \rightarrow \Delta_{\text{نسی زلزله طرح}} < \frac{72}{5.5} = 13.09 \text{ mm}$$

در این حالت جابجایی ناشی از زلزله طرح در طبقه ۱۰ محدود خواهد شد به:

$$\Delta_{\text{زلزله طرح}} < 13.09 \times 10 = 131 \text{ mm}$$

۱۱-۳ کنترل سازه برای بار زلزله سطح بهره‌برداری

۱۱-۳-۱ 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، به‌طوری که، مطابق تعریف بند (۱-۱-۲)، قابلیت بهره‌برداری خود را در زمان وقوع زلزله حفظ نمایند. برای این منظور مشخصات سازه این ساختمان‌ها باید چنان باشد که تحت 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 رفتار ارتجاعی اعضا تجاوز ننماید. برای کنترل این موضوع در طراحی به روش تنش مجاز، تنش‌های ایجاد شده در اعضا نباید از $1/7$ برابر مقادیر تنش مجاز عادی تجاوز نماید. در این حالت نباید افزایش مجدد 33% در تنش‌های مجاز صورت گیرد. در طراحی به روش حدی تلاش‌های ایجاد شده در اعضا نباید از مقاومت نهایی اسمی اعضا، بدون اعمال ضرایب کاهش مقاومت، تجاوز نماید.

ب- در سازه‌های بتن آرمه تلاش‌های ایجاد شده در اعضا، بدون اعمال ضرایب کاهش مقاومت، از مقاومت نهایی اسمی آنها تجاوز نکند.

تغییر مکان‌های نسبی ارتجاعی بهره‌برداری طبقات محدودیت بند (۳-۵-۴) را رعایت نماید.

۳-۱۱-۲ در زلزله سطح بهره‌برداری "تغییر مکان جانبی نسبی بهره‌برداری" که از تحلیل خطی سازه تحت اثر نیروی زلزله مذکور به دست می‌آید، نباید از ۰/۰۰۵ ارتفاع آن طبقه بیشتر باشد. این محدودیت را در مواردی که نوع و نحوه به کارگیری مصالح و سیستم اتصال قطعات غیر سازه‌ای به گونه‌ای باشد که این قطعات بتوانند در برابر تغییر مکان جانبی بیشتر، بدون خسارات عمده، بر جا بمانند می‌توان تا ۰/۰۰۸ ارتفاع طبقه افزایش داد.

۳-۱۱-۳ مشخصات حرکت زمین در زلزله سطح بهره‌برداری باید مشابه زلزله طرح، بند (۳-۳)، در نظر گرفته شود، با این تفاوت که شتاب مبنای 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 برش پایه در این سطح از رابطه (۳-۱۶) محاسبه می‌شود.

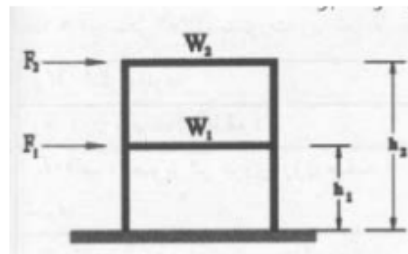
$$V_{ser} = \frac{1}{6} ABIW \quad (۳-۱۶)$$

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

۳-۳-۸ محاسبه ساختمان در برابر واژگونی

لنگر واژگونی ناشی از نیروهای جانبی زلزله در تراز زیر شالوده برابر مجموع حاصلضرب نیروی جانبی هر تراز در ارتفاع آن نسبت به تراز زیر شالوده ساختمان است. در محاسبه لنگر مقاوم در برابر واژگونی، بار تعادل وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان است که برای تعیین نیروی جانبی به کار رفته است و وزن شالوده و خاک روی آن به وزن مؤثر لرزه‌ای اضافه می‌شود. سازه ساختمان و پی آن باید به گونه‌ای طراحی شوند که توانایی تحمل اثر لنگر واژگونی را داشته باشند.

مثال: در یک ساختمان یک طبقه روی پیلوت (دو سقف) منظم، با وزن موثر هر طبقه برابر با ۸۰ تن و ارتفاع هر طبقه مساوی ۳ متر، اگر برش پایه برابر ۲۵ تن باشد، لنگر واژگونی چقدر است؟ در صورتیکه طول فونداسیون ۵ متر و وزن آن ۲۰ تن باشد. ضریب اطمینان در برابر واژگونی را حساب کنید.



حل: در ابتدا باید نیروی وارد بر هر طبقه را حساب کنیم:

$$F_1 = V \times \frac{w_1 \times h_1}{\sum_{j=1}^2 w_j h_j} = 25 \frac{80 \times 3}{80 \times 3 + 80 \times 6} = 834 \text{ Ton}$$

$$F_2 = V \times \frac{w_2 \times h_2}{\sum_{j=1}^2 w_j h_j} = 25 \frac{80 \times 6}{80 \times 3 + 80 \times 6} = 1667 \text{ Ton}$$

مقدار لنگر واژگونی (محرک) برابر خواهد بود با:

$$M_O = F_1 \times h_1 + F_2 \times h_2 = 834 \times 3 + 1667 \times 6 = 125 \text{ Tonm}$$

مقدار لنگر مقاوم برابر خواهد بود با:

$$M_R = 80 \times 25 + 80 \times 25 + 20 \times 25 = 450 \text{ Tonm}$$

$$FS = \frac{M_R}{M_O} = \frac{450}{125} = 3.6 \geq 1$$

ترکیب سیستم

۳-۳-۵-۸ ترکیب سیستم‌ها در پلان

در ساختمان‌هایی که از دو سیستم سازه‌ای مختلف برای تحمل بار جانبی، در دو امتداد در پلان استفاده شده باشد، برای هر سیستم باید ضریب رفتار و ضرایب C_d و Ω_0 مربوط به آن سیستم در نظر گرفته شود. تنها در مواردی که در یک امتداد از سیستم دیوارهای باربر استفاده شده باشد، مقدار ضریب رفتار در امتداد دیگر نباید بیشتر از مقدار آن در امتداد سیستم دیوارهای باربر اختیار گردد.

۳-۳-۵-۹ ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع

در ساختمان‌هایی که از دو سیستم سازه‌ای مختلف برای تحمل بار جانبی در یک امتداد در ارتفاع استفاده شده باشد، برای تعیین نیروی جانبی زلزله باید الزامات زیر رعایت گردد:

۳-۳-۵-۱-۱ حالت کلی

الف- زمان تناوب اصلی سازه باید مطابق ضوابط بند (۳-۳-۳) تعیین گردد. در مواردی که از روابط تجربی استفاده می‌شود، این زمان باید برابر با متوسط وزنی زمان‌های تناوب هر یک از سیستم‌ها در ارتفاع کل سازه در نظر گرفته شود.

ب- در ساختمان‌هایی که ضریب رفتار برای سیستم قسمت تحتانی بیشتر از مقدار آن برای سیستم قسمت فوقانی است، مقادیر R_u ، C_u و Ω_u قسمت فوقانی باید برای محاسبات هردو قسمت مورد استفاده قرار گیرد.

پ- در ساختمان‌هایی که ضریب رفتار برای سیستم قسمت تحتانی کمتر از مقدار آن برای سیستم قسمت فوقانی است، مقادیر R_u ، C_u و Ω_u قسمت فوقانی باید برای محاسبات این قسمت مورد استفاده قرار گیرد. برای محاسبات قسمت تحتانی مقادیر R_u ، C_u و Ω_u مربوط به همین قسمت مورد استفاده قرار می‌گیرد. ولی حالت نیروهای عکس‌العمل ناشی از تحلیل قسمت فوقانی نیز که در نسبت R_u/p قسمت فوقانی به R_u/p قسمت تحتانی ضرب شده‌اند، باید به مدل سازه قسمت تحتانی اضافه شود. این نسبت در هر حال نباید کوچک‌تر از ۱/۰ باشد.

ترکیب سیستم های سازه ای در پلان ساختمان

در این بخش می خواهیم با ضوابطی از ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ در مورد سازه هایی که دارای سیستم های باربر جانبی مختلفی در یک یا دو راستا هستند، آشنا شویم. درباره این سیستم ها موارد زیر قابل ذکر است:

- در ساختمان هایی که از دو سیستم سازه ای مختلف برای تحمل بار جانبی، در دو امتداد در پلان استفاده شده باشد، برای هر سیستم باید ضریب رفتار (R_H)، ضریب اضافه مقاومت (Ω_c) و ضریب بزرگنمایی تغییر مکان (C_d) مربوط به آن سیستم در نظر گرفته شود. به طور مثال در پلان شکل زیر که در راستای x از نوع قاب ساده با مهاربند همگرای ویژه و در راستای y از نوع قاب خمشی فولادی متوسط می باشد، با توجه به جدول شماره (۸) در فصل سوم برای تحلیل و طراحی سازه در راستای x و y از پارامترهای زیر استفاده می شود:

	C_d	Ω_c	R_H	
	۵	۲	۵/۵	راستای x
	۴	۳	۵	راستای y

شکل ۲۷: بررسی پارامترهای R_H ، Ω_c و C_d در دو راستا

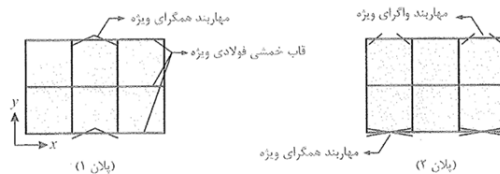
۳ در صورتی که از دو سیستم سازه‌ای مختلف در یک راستای ساختمان استفاده شود، دو حالت زیر می‌تواند ایجاد شود:

حالت الف) در صورتی که ترکیب سیستم‌های استفاده شده در یک راستای ساختمان به صورت ترکیب قاب خمشی با مهاربند یا دیوار برشی باشد، سازه در آن راستا از نوع سیستم دوگانه محسوب می‌شود (البته با فرض آنکه ضوابط سیستم دوگانه مطرح شده در فصل ششم به طور کامل برقرار شده باشد) که مقدار پارامترهای طراحی آنها در جدول (۸) از فصل سوم گفته شده است. دقت کنید که انواع ترکیب‌های سازه‌ای مختلف در سیستم‌های دوگانه به صورت زیر می‌باشد:

قاب خمشی بتنی + دیوار برشی بتن مسلح	سیستم‌های دوگانه
قاب خمشی فولادی + دیوار برشی بتن مسلح	
قاب خمشی فولادی + مهاربند همگرا یا واگرا	

حالت ب) در صورتی که ترکیب سیستم‌های استفاده شده در یک راستای ساختمان مشابه موارد گفته شده در حالت الف) نباشد، سازه در آن راستا دوگانه محسوب نمی‌شود. هر چند که به طور کلی استفاده از چنین سیستمی چندان مرسوم نبوده و توصیه نمی‌شود، ولی در صورت استفاده لازم است ضریب رفتار برای تحلیل و طراحی سازه برابر مقدار کمتر این پارامتر برای دو سیستم استفاده شود و پارامترهای C_d و Ω متناسب با ضریب رفتار انتخاب می‌شوند.^۱

برای درک بهتر موارد گفته شده در حالت‌های الف) و ب)، با در نظر گرفتن پلان‌های شکل زیر می‌توان گفت که برای تعیین مقدار پارامترهای مورد استفاده در تحلیل هر یک از آنها در راستای x داریم:



شکل ۲۹: بررسی پارامتر R_H ، Ω و C_d در راستای x .

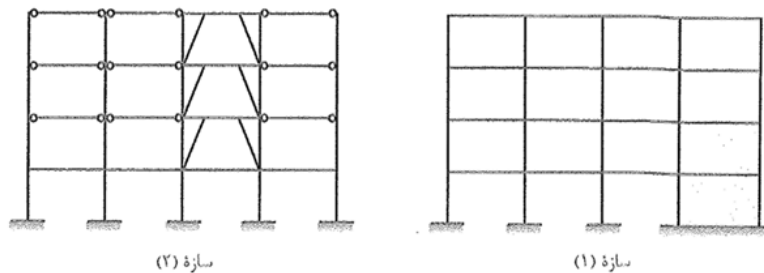
برای پلان (۱) که از نوع سیستم دوگانه در راستای x محسوب می‌شود، با استفاده از حالت الف) داریم:

C_d	Ω	R_H
۵/۵	۲/۵	۷

پلان (۱) در راستای x

ترکیب سیستم های سازه ای در ارتفاع ساختمان:

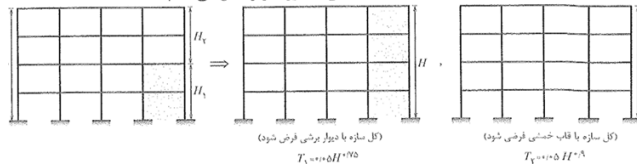
همواره برای ایجاد یکپارچگی و هماهنگی در رفتار سازه پیشنهاد می شود که سیستم سازه ای استفاده شده برای یک امتداد ساختمان، در کل ارتفاع آن ادامه داشته باشد. اما به هر صورت ممکن است طراح سازه به این نتیجه برسد که باید در یک امتداد ساختمان از دو نوع سیستم باربر جانبی در ارتفاع استفاده کند. به طور مثال در شکل های زیر، ساختمان بتنی شکل (۱) دارای سیستم قاب خمشی بتنی متوسط در دو طبقه بالایی و سیستم دوگانه شامل قاب خمشی بتنی متوسط و دیوار برشی بتن مسلح متوسط در دو طبقه پایینی است، همچنین ساختمان فولادی شکل (۲) دارای سیستم سازه ای از نوع مهاربند واگرای ویژه در سه طبقه بالایی و قاب خمشی متوسط در طبقه پایینی است.



شکل ۳۰: بررسی دو سازه با سیستم سازه ای متفاوت در ارتفاع

مطابق ضوابط ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، برای تحلیل این نوع از سازه ها تحت بار جانبی زلزله باید مواردی در نظر گرفته شود که در صفحه بعد آنها را بررسی می کنیم.^۲

وزنی زمان‌های تناوب هر یک از سیستم‌ها در ارتفاع کل سازه استفاده می‌شود. به‌عنوان مثال در سازه (۱) برای پیدا کردن زمان تناوب تجربی، به‌طور تقریبی به‌صورت زیر عمل می‌کنیم:



شکل ۲۱: پیچیدگی محاسبه زمان تناوب تجربی در یک سیستم سازه‌ای متغیر در ارتفاع

$$T = \alpha T_1 + \beta T_2, \quad \alpha = \frac{H_1}{H}, \quad \beta = \frac{H_2}{H} \quad (10)$$

در حالتی که ضریب رفتار برای سیستم قسمت تحتانی بیش از مقدار ضریب رفتار برای سیستم فوقانی ساختمان باشد، برای محاسبات کل ساختمان از پارامترهای R_H ، Ω و C_d مربوط به سیستم فوقانی استفاده می‌شود.

دقت: با توجه به این موضوع می‌توان گفت که برای ساختمان شکل (۱)، از آنجاکه ضریب رفتار قسمت تحتانی (قاب خمشی بتنی متوسط با دیوار برشی بتنی متوسط) برابر ۶ و ضریب رفتار قسمت فوقانی (قاب خمشی بتنی متوسط) برابر ۵ می‌باشد، داریم:

$$R_H^{bot} = 6 > R_H^{top} = 5 \Rightarrow \begin{array}{ccc} C_d & \Omega & R_H \\ 2/5 & 3 & 5 \end{array} \quad \text{محاسبات سازه (۱) براساس سیستم فوقانی}$$

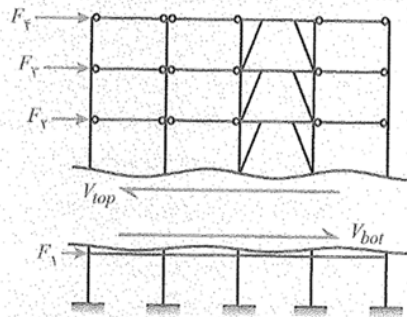
در حالتی که ضریب رفتار برای سیستم قسمت تحتانی کمتر از مقدار ضریب رفتار برای سیستم فوقانی باشد، باید موارد زیر در ملاحظه منظور شود:

- برای محاسبات قسمت فوقانی از مقادیر R_H ، C_d و Ω مربوط به قسمت فوقانی استفاده می‌شود.
- برای محاسبات قسمت تحتانی از مقادیر R_H ، C_d و Ω مربوط به قسمت تحتانی استفاده می‌شود.
- برای تحلیل قسمت تحتانی ساختمان، باید اثر نیروهای ناشی از قسمت فوقانی با اعمال یک ضریب اصلاح گردد. این ضریب برابر نسبت $\frac{R_H}{\rho}$ قسمت فوقانی به $\frac{R_H}{\rho}$ قسمت تحتانی است که نباید کمتر از یک در نظر گرفته شود.

دقت: با توجه به این موضوع می‌توان گفت که برای ساختمان شماره (۲)، از آنجاکه ضریب رفتار قسمت تحتانی (قاب خمشی فولادی متوسط) برابر ۵ و ضریب رفتار قسمت فوقانی (مهاربند واگرای ویژه) برابر ۷ می‌باشد، داریم:

$$R_H^{bot} = 5 < R_H^{top} = 7 \Rightarrow \begin{array}{ccc} C_d & \Omega & R_H \\ 4 & 2 & 7 \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{محاسبات قسمت فوقانی در سازه (۲)} \\ \text{محاسبات قسمت تحتانی در سازه (۲)} \end{array}$$

برای ساختمان (۲)، در نظر بگیرید که می‌خواهیم مهاربندهای سه طبقه بالایی و همچنین قاب خمشی در طبقه اول را طراحی کنیم. برای طراحی مهاربندهای سه طبقه بالایی $R_H = 7$ در نظر گرفته می‌شود، سپس برش پایه کل ساختمان محاسبه شده و نیروی طبقات به‌دست می‌آید. با محاسبه نیروی طبقات، برش طبقات دوم، سوم و چهارم نیز به‌دست آمده و می‌توانیم این طبقات را طراحی کنیم.



حال برای طراحی قاب خمشی موجود در طبقه اول، ابتدا $R_H = 5$ را در نظر می‌گیریم و در ادامه برش پایه کل ساختمان را به‌دست آورده و نیروی طبقات را با ضریب رفتار جدید محاسبه می‌کنیم. در مرحله بعد با کمک شکل مقابل، نیروهای وارد بر طبقه اول را به‌دست آورده و می‌توانیم قاب خمشی موجود در این طبقه را طراحی کنیم.

$$V_{top} = F_4 + F_3 + F_2$$

شکل ۳۲: بررسی تعیین برش در طبقات یک سیستم متغیر در ارتفاع

برش ناشی از طبقات فوقانی $\times$ ضریب اصلاح = برش منتقل شده از طبقات فوقانی به طبقه اول

$$\Rightarrow V_{bot} = \frac{\left(\frac{R_u}{\rho}\right)_{top}}{\left(\frac{R_u}{\rho}\right)_{bot}} \times V_{top} \geq V_{top}$$

پس از محاسبه برش طبقه اول، طراحی المان‌های این طبقه قابل انجام است. $\Rightarrow V_{bot} + F_1 =$ برش طراحی طبقه اول
توجه: هر چند در روابط و شکل فوق تنها برش منتقل شده از طبقات فوقانی به طبقات تحتانی را اصلاح کرده‌ایم، ولی عملاً لازم است تا تمام نیروهای منتقل شده از قبیل نیروی محوری و لنگر خمشی ستون‌ها نیز به‌طریق مشابه اصلاح شوند.

ترکیب سیستمها

۳-۳-۵-۹ ترکیب سیستمها در ارتفاع

۳-۳-۵-۲ حالت خاص

در ساختمان‌هایی که سختی جانبی قسمت فوقانی به طور قابل ملاحظه‌ای کمتر از سختی جانبی قسمت تحتانی بوده و شرایط زیر موجود باشد:

الف) سختی جانبی متوسط طبقات تحتانی حداقل ده برابر سختی متوسط طبقات فوقانی باشد.

ب) زمان تناوب اصلی نوسان کل سازه بیشتر از ۱/۱ برابر زمان تناوب اصلی قسمت فوقانی باشد.

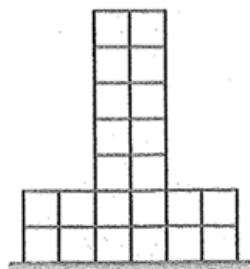
نیروهای جانبی را می‌توان با استفاده از روش دو مرحله زیر تعیین نمود:

۱- سازه انعطاف‌پذیر قسمت فوقانی به‌طور مجزا و با پایه‌های گیردار در نظر گرفته شده و مطابق روال عادی تحلیل می‌گردد. در تعیین نیروها کلیه پارامترهای مربوط به سیستم این قسمت مورد استفاده قرار داده می‌شود.

۲- سازه سخت قسمت تحتانی عیناً مانند آنچه در زیر بند (۱) گفته شد و با در نظر گرفتن پارامترهای مربوط به این قسمت تحلیل می‌گردد. با این تفاوت که نیروهای عکس‌العمل سازه فوقانی نیز به سازه تحتانی اثر داده می‌شود. این نیروها باید با ضریب نسبت R_u/p قسمت تحتانی به R_u/p قسمت فوقانی تعدیل شوند. ضریب مورد نظر نباید کوچک‌تر از ۱/۰ در نظر گرفته شود.

کاربرد حالت خاص گفته شده برای ترکیب سیستم‌های سازه‌ای در ارتفاع ساختمان، در پروژه‌های مهندسی معمولاً به یکی از دو حالت زیر می‌باشد:

۱) حالتی که در طبقات پایین سازه دیوار حائل وجود دارد و حضور آن سبب شده است که طبقات پایینی سختی بسیار بیشتری نسبت به طبقات بالایی خود داشته باشند.



۲) در حالتی که به دلایل معماری، تعداد دهانه‌های سازه در طبقات پایینی نسبت به طبقات بالا بیشتر باشد. (به شکل مقابل توجه کنید).

۳) در تحلیل قسمت فوقانی می‌توان از تحلیل دینامیکی و یا استاتیکی استفاده کرد ولی در قسمت تحتانی که به دلیل سختی جانبی زیاد، مود اول حاکم است، تحلیل استاتیکی دقت بسیار مناسبی دارد و ضرورتی برای انجام تحلیل دینامیکی نیست.

شکل ۳۳: افزایش دهانه‌ها در طبقات پایین

جهت اعمال نیروی جانبی زلزله

به طور کلی زلزله در هر امتداد افقی به طور مجزا اعمال می شود بجز موارد زیر:

الف - ساختمانهای نامنظم در پلان

ب - کلیه ستون هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند (معمولا در قاب های خمشی نیازی به کنترل آنها نیست).

تذکر: لزوم اعمال اثر دو مولفه ای زلزله در دیوارهای برشی با اشکال

در موارد فوق امتداد نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی المقدور بیشترین اثر را ایجاد می کند، انتخاب شود و یا می توان صد درصد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن را ترکیب کرد. در این موارد منظور کردن برون مرکزی اتفاقی، موضوع بند (۳-۳-۷)، در امتدادی که ۳۰ درصد نیرو اعمال می شود، الزامی نیست.

● قاعده ۳۰-۱۰۰:

الف- ساختمان‌های نامنظم در پلان

ب- کلیه ستون‌هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند.

جهت اعمال نیروی جانبی زلزله

با مقایسه با **ASCE^۷** بنظر می رسد که همواره بار باید با زاویه بحرانی سازه (زاویه ای با بیشترین اثر نیرویی در اعضا) اعمال گردد.

□ **دو روش اعمال بار وجود دارد.**

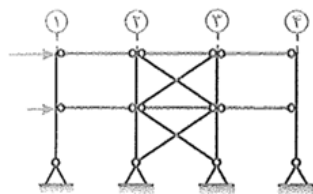
(۱) **روش آیین نامه ای:** معمولاً با اعمال ۱۰۰٪ یک امتداد و ۳۰٪ امتداد دیگر بطور مستقل و سپس جمع جبری پاسخ ها.

(۲) **روش ویلسون:** اعمال ۱۰۰٪ طیف در دو جهت بطور مستقل و سپس ترکیب **SRSS** پاسخ های طیفی دو جهت.

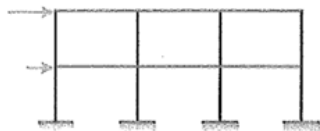
تحقیقات نشان داده که روش دوم از دقت بالاتری برخوردار است.

تذکر: نرم افزار **Etabs** نیز قادر به انجام هر دو روش می باشد.

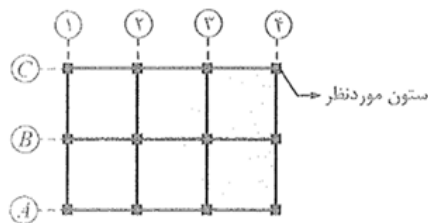
قاعده ۳۰-۱۰۰ برای ستون های واقع در محل تلاقی دو سیستم باربر جانبی متعامد:



شکل ۳۹: بررسی نیروی محوری اعضای در سازه مهاربندی



شکل ۴۰: بررسی نیروی محوری اعضای در قاب خمشی



شکل ۴۱: بررسی قاعده (۳۰-۱۰۰) در پلان سازه ای با قاب خمشی در دو راستا

۱ در یک قاب مهاربندی ضربدری مطابق شکل مقابل که تحت بارهای جانبی قرار دارد، عملاً تنها در ستون های دو طرف مهاربند (یعنی ستون های موجود در محورهای (۲) و (۳)) نیروی محوری ناشی از بار جانبی ایجاد می شود و در سایر ستون های این قاب (یعنی ستون های موجود در محورهای (۱) و (۴))، نیروی محوری تنها ناشی از بارهای ثقلی است.

۲ در یک سیستم قاب خمشی که تحت بارهای جانبی قرار دارد، در همه ستون های موجود در سازه نیروی محوری ناشی از بارهای جانبی ایجاد می شود.

در ادامه این بحث، پلان مقابل را در نظر بگیرید که سیستم سازه ای آن در هر دو راستای x و y ، به صورت قاب خمشی است. حال با در نظر گرفتن ستون (۴-۳) که در شکل نشان داده شده است، درباره وضعیت این ستون در زلزله های ایجاد شده در راستاهای x و y می توان گفت:

زلزله در راستای x	قاب‌های A, B, C در تحمل بار جانبی نقش دارند.	با تحمل نیروی زلزله توسط قاب خمشی C ، تمام ستون‌های قاب از جمله ستون موردنظر ما تحت تأثیر قرار می‌گیرد.
زلزله در راستای y	قاب‌های $1, 2, 3, 4$ در تحمل بار جانبی نقش دارند.	با تحمل نیروی زلزله توسط قاب خمشی 4 ، تمام ستون‌های قاب از جمله ستون موردنظر ما تحت تأثیر قرار می‌گیرد.

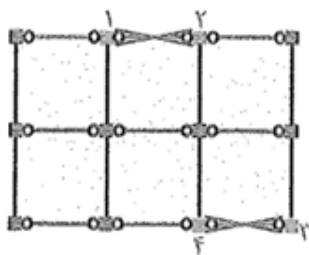
اگر نیروی زلزله در هر دو راستای x و y بر یک ستون مانند ستون $C-4$ در پلان فوق تأثیر بگذارد، اصطلاحاً می‌گوییم ستون در محل برخورد دو سیستم باربر جانبی متعامد قرار دارد.

❖ نکته: در پلان فوق که در هر دو راستا قاب خمشی است، عملاً کلیه ستون‌های قاب در محل برخورد دو سیستم باربر جانبی متعامد قرار دارند.

۱ در پلان شکل (۱)، در راستای x از سیستم مهاربندی و در راستای y از سیستم قاب خمشی استفاده شده است. برای زلزله جهت x تنها ستون‌های (۱) تا (۴) که در اطراف مهاربندها قرار دارند، درگیر جریان زلزله می‌شوند و برای زلزله جهت y که قاب‌ها به صورت خمشی عمل می‌کنند، همه ستون‌ها اثرات زلزله را تجربه خواهند کرد. از اشتراک این دو حالت می‌توان گفت که تنها ستون‌های (۱) تا (۴) هستند که در هر دو راستای x و y نیروی زلزله بر روی آنها تأثیر می‌گذارد و عملاً در محل برخورد دو سیستم باربر جانبی متعامد قرار دارند.

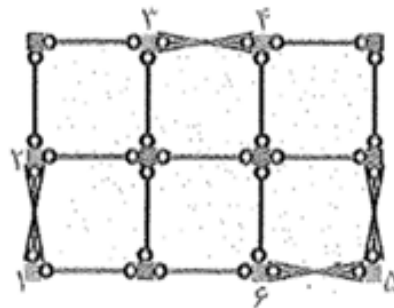
۲ در پلان شکل (۲)، در هر دو راستای سازه از سیستم مهاربندی استفاده شده و تنها ستون شماره (۵) در دو راستای متعامد در طرفین دهانه مهاربندی قرار دارد و به عبارتی زلزله‌های x و y هر دو بر روی آن تأثیر ایجاد می‌کند.

۳ دقت: از آنجاکه ستون‌های محل تلاقی دو سیستم باربر جانبی متعامد، از زلزله هر دو راستای x و y نیرو می‌گیرند، لازم است تا طراحی آنها براساس قاعده ۳۰-۱۰۰ انجام گیرد که محافظه‌کاری بیشتری را در طراحی لحاظ می‌کند.



پلان (۱)

در جهت x قاب ساده با مهاربند و در جهت y قاب خمشی



پلان (۲)

در هر دو جهت قاب ساده با مهاربند

شکل ۴۲: بررسی قاعده (۳۰-۱۰۰) در دو پلان مختلف

تبصره قاعده ۳۰-۱۰۰ برای ستون های محل تلاقی:

برای در نظر گرفتن اثر زلزله ۳۰-۱۰۰ در طراحی یک ستون که در محل تلاقی دو سیستم باربر جانبی متعامد قرار دارد، اگر برای اثر زلزله در یکی از دو راستای x و y ، نیروی محوری ایجاد شده در این ستون کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری ستون باشد، نیازی به در نظر گرفتن اثر ۳۰-۱۰۰ در این ستون نیست. **نکته:** منظور از کنترل نیروی محوری ستون با ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری آن، با توجه به رویکرد و آیین نامه طراحی مورد استفاده برای سازه، یکی از حالت های زیر می باشد:

$$P < 0.12 P_a \quad (\text{طراحی ساختمان فولادی به روش تنش مجاز})$$

$$P_u < 0.12 \phi_c P_n \quad (\text{طراحی ساختمان فولادی به روش ضرایب بار و مقاومت})$$

$$N_u < 0.12 N_r \quad (\text{طراحی ساختمان بتنی به روش حالات حدی})$$

دقت شود که این تبصره، در مورد ستون های با پلان های نامنظم در نظر گرفته نمی شود و در این حالت در کل سازه بدون در نظر گرفتن این تبصره، باید اثر ۳۰-۱۰۰ اعمال شود.

ترکیب بارهای طراحی

تعیین ترکیب بارهای طراحی، یکی از مهمترین مراحل است که یک مهندس در روند طراحی سازه باید آن را به درستی انجام دهد و تجربه نشان می‌دهد که بسیاری از مهندسين در این قسمت با اشکالات متعددی رو به رو هستند. برای بررسی این موضوع و درک بهتر آن، ابتدا لازم است اصولی که در این فصل با آن آشنا شدیم را یک بار دیگر مرور کنیم:

۱) ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم در برابر نیروی زلزله محاسبه شود، این موضوع یعنی در ترکیبات بارگذاری باید اثر زلزله E_x و E_y لحاظ گردند.

۲) نیروی جانبی زلزله که از ضوابط ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ به دست می‌آید، باید در ضریب نامعینی سازه (ρ) که می‌تواند برابر ۱/۰ یا ۱/۲ باشد ضرب شده و در طراحی استفاده شود. از سوی دیگر در حالت کلی مقدار ضریب نامعینی برای جهات x و y سازه ممکن است متفاوت باشد و از همین رو می‌توان گفت که اثر زلزله‌های متعامد باید به صورت $\rho_x E_x$ و $\rho_y E_y$ در طراحی مدنظر قرار گیرند.

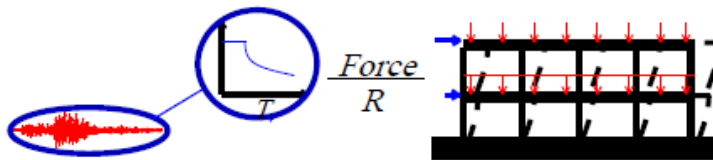
۳) نیروی زلزله در هر یک از امتدادهای ساختمان باید به صورت رفت و برگشتی در نظر گرفته شود، یعنی اگر زلزله در جهت مثبت راستای x به سازه اعمال می‌شود، در جهت منفی راستای x هم باید اثر زلزله را لحاظ کنیم. بنابراین در مجموع چهار حالت $+\rho_x E_x$ ، $-\rho_x E_x$ ، $+\rho_y E_y$ و $-\rho_y E_y$ در طراحی نیاز می‌باشد.

۴) همان‌طور که می‌دانیم در برخی مواقع مانند طراحی ساختمان‌های نامنظم در پلان و یا ستون‌های محل تقاطع دو سیستم باربر جانبی (با در نظر گرفتن شرایط حاکم بر آنها)، باید اثر زلزله‌های افقی با در نظر گرفتن قاعده ۳۰-۱۰۰ به سازه اعمال شود. از سوی دیگر، هر یک از زلزله‌های E_x و E_y نیز باید به صورت رفت و برگشتی به سازه اعمال شوند و در مجموع هشت حالت بارگذاری زیر باید توسط مهندس طراح لحاظ گردد:

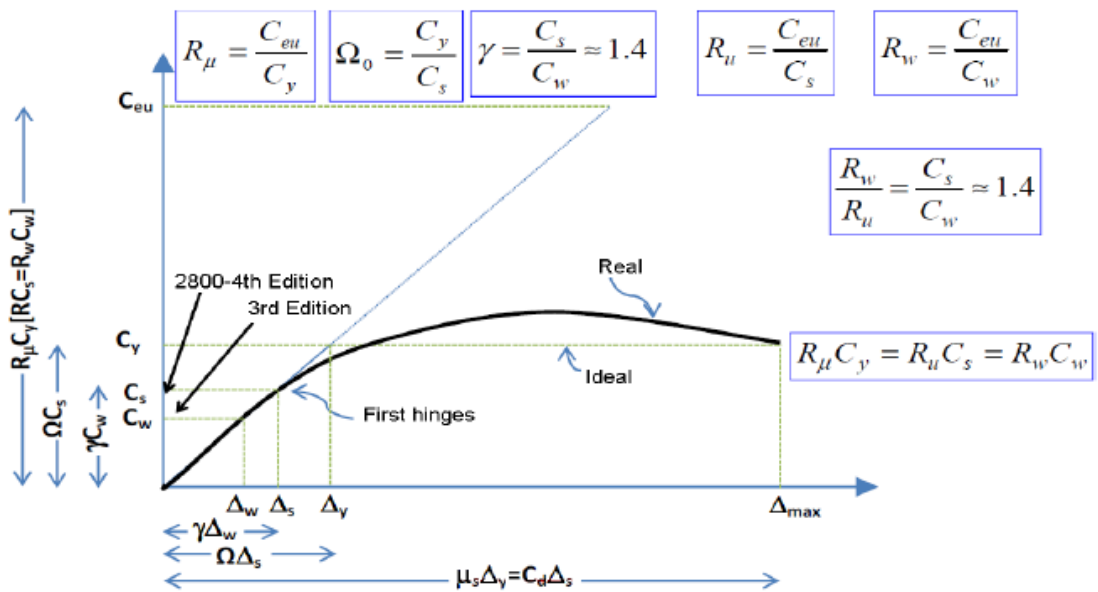
$$\begin{array}{ll} \pm \rho_x E_x \pm 0.13 \rho_y E_y & \pm 0.13 \rho_x E_x \pm \rho_y E_y \\ +\rho_x E_x + 0.13 \rho_y E_y & +0.13 \rho_x E_x + \rho_y E_y \\ +\rho_x E_x - 0.13 \rho_y E_y & +0.13 \rho_x E_x - \rho_y E_y \\ -\rho_x E_x + 0.13 \rho_y E_y & -0.13 \rho_x E_x + \rho_y E_y \\ -\rho_x E_x - 0.13 \rho_y E_y & -0.13 \rho_x E_x - \rho_y E_y \end{array}$$

۵) اثر مؤلفه قائم نیروی زلزله باید در برخی از موارد مانند طراحی طره‌ها یا ساختمان‌هایی که در پهنه‌ای با خطر نسبی بسیار زیاد قرار دارند لحاظ شود. در این موارد، اثر مؤلفه قائم نیروی زلزله باید به صورت همزمان با اثر مؤلفه‌های افقی زلزله در نظر گرفته شود که ترکیبات زیر را نتیجه می‌دهد:

$$\pm \rho_x E_x \pm 0.13 \rho_y E_y \pm E_z \Rightarrow \text{ترکیب بار } \lambda \quad , \quad \pm 0.13 \rho_x E_x \pm \rho_y E_y \pm E_z \Rightarrow \text{ترکیب بار } \lambda$$



مفهوم ضریب رفتار



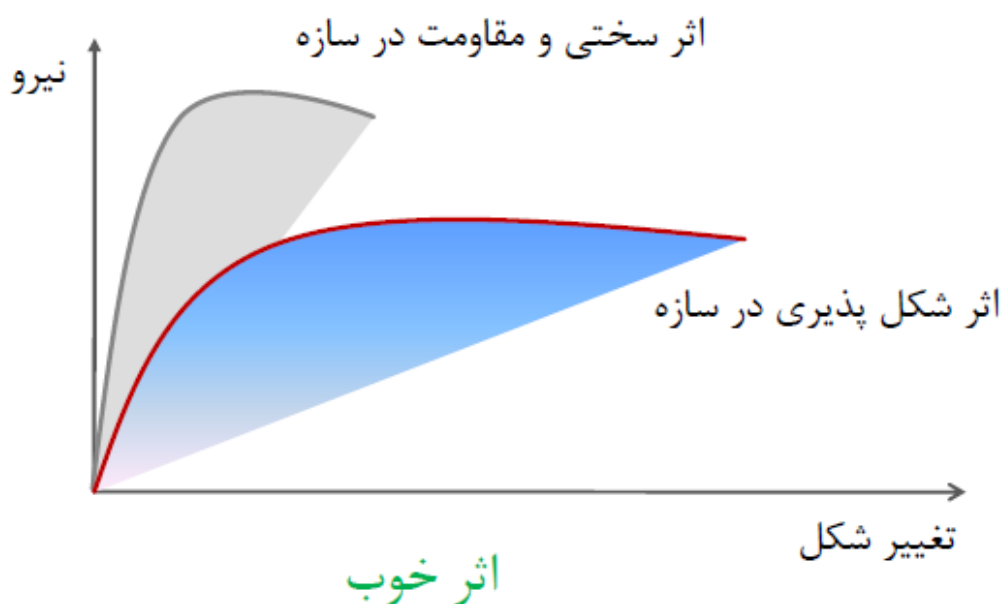
-نگرشی به ارتفاع مجاز

سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی							
H-ASCE7-10(D,E)	H-2800-3th	H-2800-4th	R-ASCE7-10	R-2800-3th	R-2800-4th		
۵۰	۵۰	۵۰	۵	۵	۵	۱- دیوار برشی بتن مسلح ویژه	۲۸۰۰
-	۵۰	۵۰	-	۴.۳	۴	۲- دیوارهای برشی مسلح متوسط	
غیرمجاز	۳۰	۱۵*	۴	۳.۶	۳.۵	۳- دیوار برشی بتن مسلح معمولی	
غیرمجاز	۱۵	۱۵	(متوسط) ۳.۵	۲.۹	۳	۴- دیوار برشی با مصالح بنایی مسلح	
۵۰-۷۵	۵۰	۵۰-۷۵	۶	۵.۷	۶	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	۲۸۰۰
-	۵۰	۳۵	-	۵	۵	۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	
غیرمجاز	۳۰	۱۵*	۵	۳.۶	۴	۳- دیوار برشی بتن مسلح معمولی	
غیرمجاز (متوسط)	۱۵	۱۵	۴	۲.۹	۳	۴- دیوار برشی با مصالح بنایی مسلح	
۵۰-۷۵	۵۰	۵۰-۷۵	۸	۵	۷	۵- مهاربندی و اگرای ویژه فولادی	
۵۰-۷۵	-	۵۰	۸	-	۷	۶- مهاربندی کماتش قاب	
۱۰.۷	-	۱۵	۳.۲۵	۴.۳	۳.۵	۷- مهاربند همگرای معمولی فولادی	
۵۰-۷۵	۵۰	۵۰-۷۵	۶	-	۵.۵	۸- مهاربند همگرای ویژه فولادی	
بدون محدودیت	۱۵۰	۲۰۰	۸	۷.۱	۷.۵	۱- قاب خمشی بتن مسلح ویژه	۲۸۰۰
غیرمجاز	۵۰	۳۵	۵	۵	۵	۲- قاب خمشی بتن متوسط	
غیرمجاز	۱۵*	۱۵*	۳	۲.۹	۳	۳- قاب خمشی بتن مسلح معمولی	
بدون محدودیت	۱۵۰	۲۰۰	۸	۷.۱	۷.۵	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	
۱۰.۷	۵۰	۵۰	۴.۵	۵	۵	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	
غیرمجاز	۱۵*	۱۵*	۳.۵	۳.۶	۳.۵	۶- قاب خمشی فولادی معمولی	
بدون محدودیت	۲۰۰	۲۰۰	۷	۷.۹	۷.۵	۱- قاب خمشی ویژه+دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	سیستم مقاوم
۳۰.۵-۵۰	-	۷۰	۶.۵	-	۶.۵	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن مسلح ویژه	
-	۷۰	۵۰	-	۵.۷	۶	۳- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن مسلح متوسط	
-	۷۰	۵۰	-	۵.۷	۶	۴- قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتن مسلح متوسط	
بدون محدودیت	۱۵۰	۲۰۰	۸	۷.۱	۷.۵	۵- قاب خمشی فولادی ویژه+مهاربندی و اگرای ویژه فولادی	
-	۷۰	۷۰	-	۵	۶	۶- قاب خمشی فولادی متوسط+مهاربندی و اگرای ویژه فولادی	
بدون محدودیت	۱۵۰	۲۰۰	۷	۶.۴	۷	۷- قاب خمشی فولادی ویژه+مهاربندی همگرای ویژه فولادی	
۱۰.۷	۷۰	۷۰	۶	۵.۷*	۶	۸- قاب خمشی فولادی متوسط+مهاربندی همگرای ویژه فولادی	

-نگرشی به ارتفاع مجاز

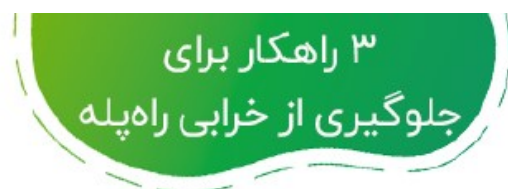
- [۲] ارتفاع مجاز در سیستم قاب ساختمانی با دیوار برشی بتن آرمه ویژه، با مهاربندهای واگرای ویژه یا با مهاربندهای همگرای ویژه، در صورتی که شرایط زیر موجود باشد، می‌تواند از ۵۰ متر به ۷۵ متر افزایش یابد:
- الف- زمین ساختگاه از نوع I، II یا III جدول (۲-۴) باشد.
 - ب- ساختمان دارای نامنظمی در پلان از نوع شدید پیچشی نباشد.
 - پ- ساختمان در هر امتداد اصلی دارای سیستم مقاوم جانبی در دو طرف مرکز جرم باشد.

سوال اول : این پدیده، یعنی افزایش نیرو خوب است یا بد؟



بنابراین افزایش مقاومت می تواند تا حدی ضعف شکل پذیری را جبران کند!





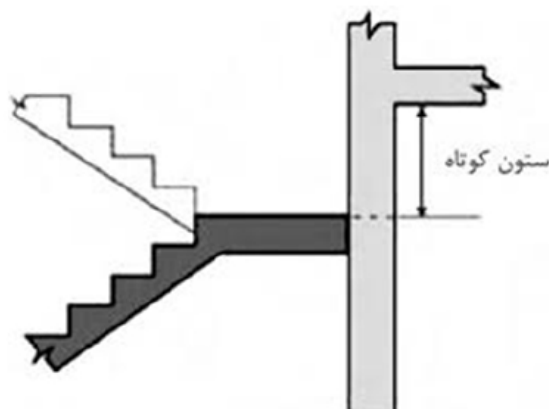
طبق پیوست ششم استاندارد ۲۸۵۵، ۳ راهکار داریم:

۱. کاهش اندرکنش پله و سازه با اجرای دو ستونک و یک تیر نشیمن
۲. جلوگیری از تاثیر سختی راهپله در حرکت سازه (جداسازی با اتصالات خاص)
۳. در نظر گرفتن اثر مدلسازی واقعی راهپله و سختی آن در مدل اصلی سازه



جلوگیری از تشکیل ستون کوتاه

در سازه‌های بتنی اجرای تیر و اتصال دال راه پله در تراز پاگرد میان طبقه باعث ایجاد **ستون کوتاه** در ستون‌های مجاور راه پله می‌شود.

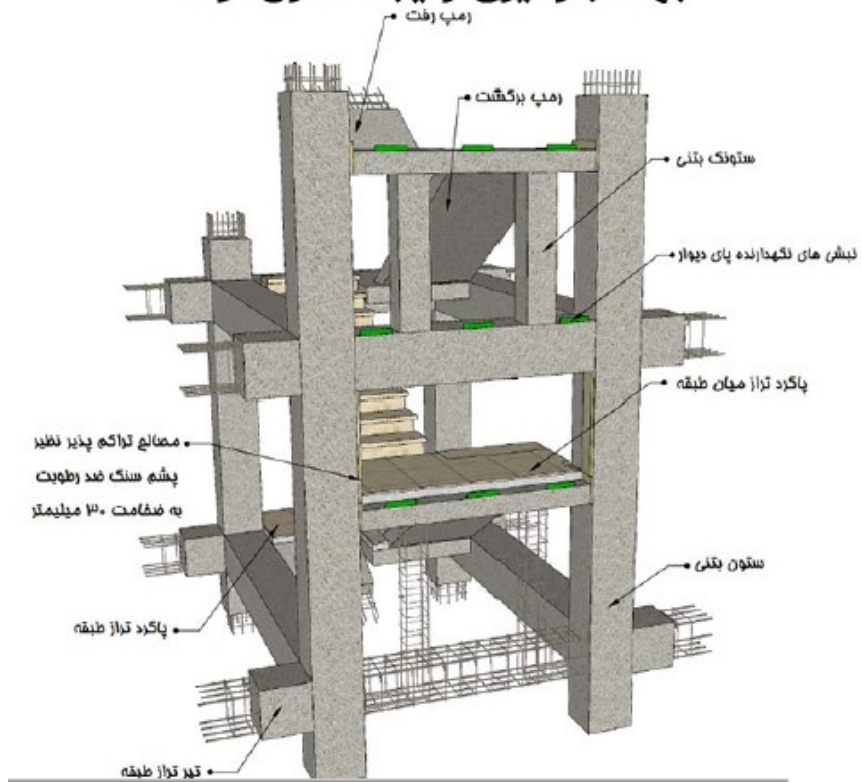


جهت جلوگیری از تشکیل ستون کوتاه می‌توان **بجای اجرای تیر نیم طبقه، آن را در همان تراز طبقه اجرا نمود و بر روی آن دو ستونک اجرا کرد.**

سپس بر روی این ستونک‌ها تیری اجرا می‌شود که به ستون‌های اطراف متصل نبوده و انتهای آن با ستون‌های اطراف فاصله‌ای حداقل به اندازه ۱۰/۰ ارتفاع طبقه دارد.

نهایتاً دال پله و پاگردها در تراز نیم طبقه به این تیر قرار گرفته بر روی ستونک‌ها، متصل می‌شوند.

اجرای پاگرد راه پله بر روی ستونک جهت جلوگیری از ایجاد ستون کوتاه



تیر نشیمن قرار گرفته در تراز طبقه که ستونکها بر روی آن قرار دارند، باید تحت پیچش ایجاد شده ناشی از بارهای ثقلی و لرزه‌ای طراحی شود.

اعمال ضریب کاهش سختی پیچشی بر روی این تیر مجاز نیست!



راهکار دوم

کاهش اندرکنش پله و سازه با اجرای دو ستونک و یک تیر نشیمن

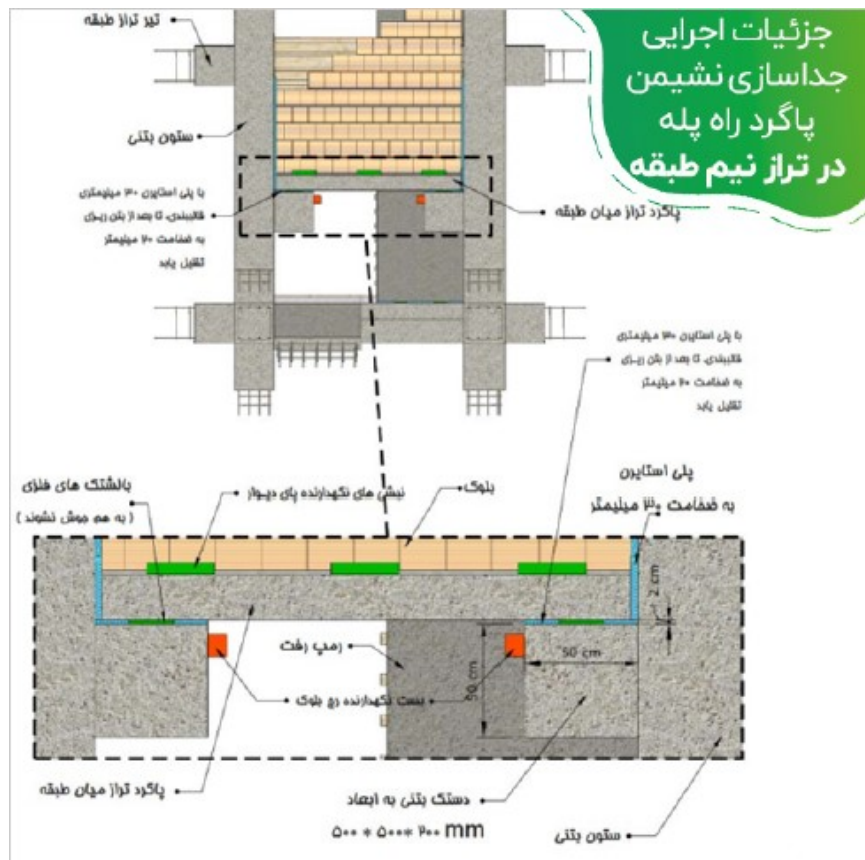
برای کاهش اندرکنش پله و سازه، جداسازی آن در تراز پاگرد میان طبقه و تراز پاگرد پایین هر طبقه انجام می‌شود.

بدین ترتیب از ایجاد ستون کوتاه در ستونهای مجاور راه پله و آسیب به دال راه پله به علت جذب نیروی جانبی توسط راه پله جلوگیری می‌شود.

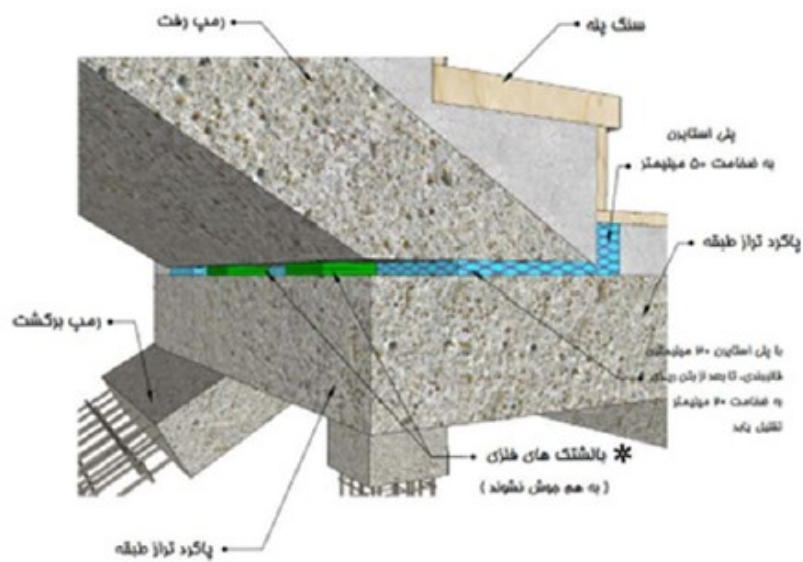
حداقل پهنای **دستک بتنی** برابر ۲۰ سانتیمتر می باشد.

رمپ راه پله فقط در تراز پاگرد طبقه از طریق **بالشتک فلزی** بر روی دال پاگرد می نشینند
و اتصال رمپ و دال پاگرد در تراز میان طبقه به صورت پیوسته اجرا می شود.

این بالشتک های فلزی باید در داخل هسته بتنی مهار شده باشند.



جزئیات اجرایی جداسازی نشیمن پاگرد راه پله در تراز طبقه





در نظر گرفتن اثر مدلسازی واقعی راهپله و سختی آن در مدل اصلی سازه

در پله‌هایی که جزئی از سازه اصلی ساختمان می باشند، در صورت اتصال راهپله‌ها به قاب سازه‌ای، باید اثر آن در باربری لرزه‌ای و نیروهای که به تیر و ستون اطراف آن بر اثر این باربری وارد می‌شود، لحاظ شود.

در این حالت لازم است **اجزای راهپله** شامل شمشیری‌ها، دال بتنی پله و پاگردها **مدلسازی شوند**.

پس لازم است یکبار سازه بدون لحاظ نمودن سختی اجزای پله، مدل و طراحی شود تا سیستم باربرجانبی سازه به تنهایی قادر به تحمل کل نیروی زلزله طرح باشد

و یکبار هم با مدل کردن اجزای پله و در نظر گرفتن تأثیر سختی آن، سازه بررسی شود و اجزای پله نیز تحت نیروهای ایجاد شده در آنها طراحی شوند.

منبع: دوره طراحی و اجرای اجزای غیرسازه‌ای (وال‌پست و راه‌پله)
مطابق پیوست ششم آیین‌نامه ۲۸۰۰

فهرست مطالب در بخش دوم

- ❖ پیوست ۶ استاندارد ۲۸۰۰ (وال پست)
- ❖ ملاحظات لرزه ای دیافراگم ها
- ❖ الزامات ژئوتکنیک لرزه ای
- ❖ تحلیل دینامیکی خطی (طیفی و تاریخچه زمانی)
- ❖ راهنمای تحلیل های غیر خطی (پیوست ۲)
- ❖ ضوابط طراحی لرزه ای سازه های غیر ساختمانی
- ❖ ضوابط ساختمانهای با مصالح بنایی