



دانشگاه آزاد اسلامی

بارهای وارد بر ساختمان (قسمت دوم)

مدرس:

محمد چوبدارطوسی

(عضو هیئت علمی تمام وقت گروه عمران واحد مشهد)

۱۳۸۶

۷-۶- بارهای ناشی از زلزله

زلزله مبنای طراحی ، که «زلزله طرح» نامیده می شود ، زلزله ایست که احتمال وقوع آن در ۵۰ سال ، عمر مفید ساختمان ، کمتر از ده درصد باشد . به علاوه ساختمانهای با اهمیت خیلی زیاد و زیاد موضوع بند ۶-۷-۱-۷ و یا ساختمانهای بلندتر از ۵۰ متر و یا بیشتر از ۱۵ طبقه باید ضوابط ویژه ای را برای اثر ناشی از زلزله سطح بهره برداری که احتمال وقوع آن در ۵۰ سال بیشتر از ۹۹/۵ درصد است . مطالب زیر در این فصل بررسی می شوند :

۱- روش استاتیکی معادل + مثال

۲- روش تحلیل دینامیکی طیفی + مثال

۳- ضوابط منظم و یا نامنظم بودن ساختمانها (۶-۷-۱-۷-۱)

۴- لنگر پیچشی ناشی از زلزله

۵- تغییر مکان مجاز جانبی

۶- اثر $P - \Delta$ (اثر وزن)

۷- مؤلفه قائم نیروی زلزله

۸- محاسبه نیروی زلزله بر اجزاء غیر سازه ای

۹- محاسبه نیروی زلزله در سازه های غیر ساختمانی

۱۰- پدید uplift (بالا رانش)

۱۱- کنترل سازه در برابر واژگونی

۱۲- بررسی ضوابط خاص برای طراحی سازه های فولادی مقاوم در برابر زلزله

۱۳- توصیه های طراحی

۱۴- نکات طراحی در سیستم های دو گانه یا ترکیبی

۱۵- ترکیب سیستم های سازه ای در ارتفاع

۱۶- طیف طرح استاندارد و ویژه ساختگاه

۱۷- کنترل سازه ای برای زلزله سطح بهره برداری (ساختمان با اهمیت زیاد و یا بلندتر از ۵۰ متر)

۱۸- تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی (Time History)

۱۹- محدودیت های انتخاب نوع سیستم سازه بار بر جانبی (بند ۶-۷-۳-۱)

۲۰- افزایش بار طراحی در ستونهای خاص

$$\begin{cases} D + 0.8L \pm 2.8E \\ 0.85D \pm 2.8E \end{cases}$$

۲۱- ضوابط دیافراگم صلب

۲- دیافرگرام انعطاف پذیر

۲۳- اصلاح مقادیر بازتاب در تحلیل های دینامیکی

۲۴- ساختمانهای آجری (سیستم کلاف)

۲۵- پیوست های آئین نامه زلزله (ویرایش سوم)

پیوست یک : مقادیر A

پیوست دو : طرح لرزه ای (ضوابط خاص)

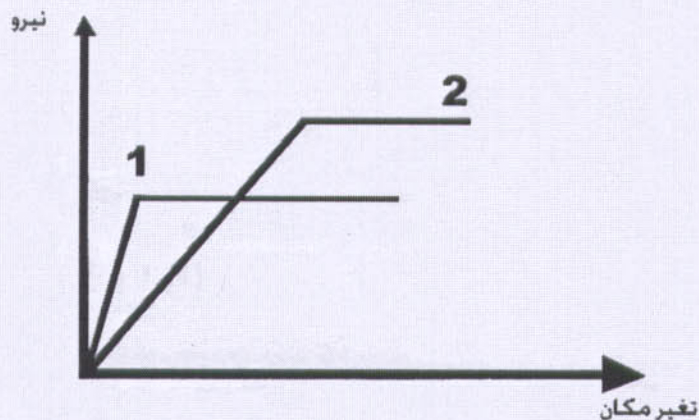
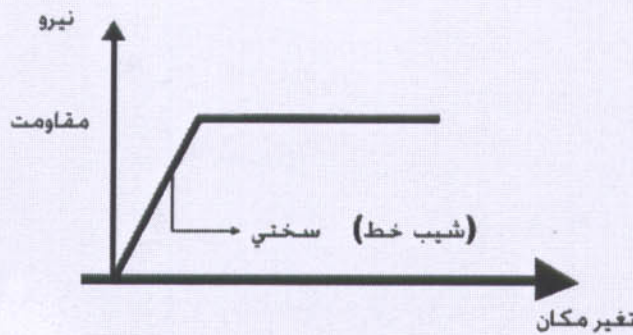
پیوست سه : جزئیات روش تحلیل دینامیکی طیفی

پیوست چهار : پریرود سازه های خاص

پیوست پنج : اثر $P - \Delta$

پیوست شش : دیافراگم ها

سختی و مقاومت دو عامل متفاوت هستند.



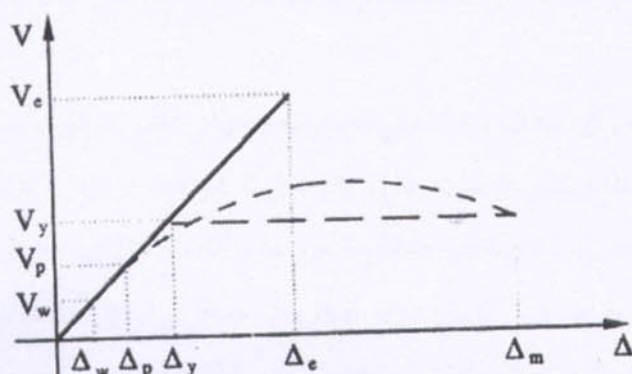
یعنی میتوان قاب یا ساختمانی را ساخت که سختتر باشد اما مقاومتش کمتر باشد (ساختمان ۱) دارای سختی بیشتر و مقاومت کمتری میباشد.

(ساختمان ۲) دارای سختی کمتر و مقاومت بیشتری میباشد.

ضریب رفتار R :

شکل پذیری و انعطاف پذیری متفاوت هستند.

نمودار رفتار سازه و تعیین ضرایب کاهش نیرو



$$R = R_y R_p R_w$$

ضوابط کلی طراحی واجرا :

۶-۷-۱-۳-۱- کلیه عناصر باربر ساختمان باید به نحو مناسبی به هم پیوسته باشند تا در زمان وقوع زلزله عناصر مختلف از یکدیگر جدا نشده و ساختمان به طور یکپارچه عمل کند . در این مورد ، کفها باید به عناصر قائم باربر ، قابها و یا دیوارها ، به نحو مناسبی متصل باشند به طوری که بتوانند به صورت یک دیافراگم نیروهای ناشی از زلزله را به عناصر باربر جانبی منتقل کنند .

۶-۷-۱-۳-۲- ساختمان باید در هر دو امتداد افقی عمود برهم قادر به تحمل نیروهای افقی ناشی از زلزله باشد و در هر یک از این امتدادها نیز باید انتقال نیروهای افقی به شالوده به گونه ای مناسب صورت گیرد .

۶-۷-۱-۳-۳- برای حذف و یا کاهش خسارت و خرابی ناشی از ضربه ساختمانهای مجاور به یکدیگر ، ساختمانهای با ارتفاع بیشتر از هشت متر و یا بلندتر از دو طبقه از تراز پایه باید با پیش بینی درز انقطاع از یکدیگر جدا شده و یا با فاصله ای حداقل از مرز مشترک با زمینهای مجاور ساخته شوند .

۶-۷-۱-۳-۴- عرض درز انقطاع در هر طبقه باید حداقل برابر با یک صدم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه در نظر گرفته شود . برای تامین این منظور ، می توان فاصله هر طبقه ساختمان از مرز زمین مجاور را حداقل برابر با پنج هزارم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه در نظر گرفت .

در ساختمانهای با اهمیت «خیلی زیاد» و «زیاد» و یا در سایر ساختمانهای با هشت طبقه و بیشتر ، عرض درز انقطاع در هر طبقه نباید کمتر از حاصلضرب تغییر مکان جانبی نسبی طرح آن طبقه ضربدر ضریب رفتار R ، در نظر گرفته شود . هر یک از ساختمانهای مجاور یکدیگر ، ملزم به رعایت فاصله ای معادل حاصلضرب $0.5R$ در تغییر مکان جانبی نسبی طرح آن ساختمان در هر طبقه می باشد . ضریب رفتار R در بند ۶-۷-۲-۵-۸ تعریف شده است .

فاصله درز انقطاع را می توان با مصالح کم مقاومت که در هنگام وقوع زلزله ، بر اثر برخورد دو ساختمان به آسانی خرد می شود ، به نحو مناسبی پر نمود به طوری که پس از زلزله به سادگی قابل جایگزین کردن و بهسازی باشد .

۶-۷-۱-۴ ملاحظات ژئوتکنیکی

۶-۷-۱-۴-۱- به طور کلی باید از احداث ساختمان ب رروی و یا مجاور گسلهای فعالی که احتمال به وجود آمدن شکستگی در سطح زمین ، در هنگام وقوع زلزله وجود دارد . اجتناب شود . در مواردی که در محدوده گسل ، احداث ساختمان مورد نظر باشد ، باید علاوه بر رعایت ضوابط این بخش تمهیدات فنی ویژه ای منظور شود .

۶-۷-۱-۴-۲ در زمین هایی که ممکن است بر اثر زلزله ، دچار ناپایداری های ژئوتکنیکی نظیر : روانگرایی ، نشست زیاد ، زمین لغزش و یا سنگ ریزش گردد ، و یا زمین متشکل از خاک رس حساس باشد ، بررسی امکان ساخت بنا و شرایط لازم برای آن ، با استفاده از مطالعات ویژه ، توصیه می گردد . در زمین های محل احداث ساختمانهای «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» انجام مطالعات ویژه الزامی است .

۶-۷-۱-۴-۳ در زمین هایی که مستعد روانگرایی می باشند باید احتمال ناپایداری ، حرکت نسبی ژئوتکنیکی ، گسترش جانبی و یا کاهش ظرفیت باربری شالوده و یا وقوع نشست های زیاد از حد بررسی شود و در صورت نیاز با استفاده از روشهای مناسب بهسازی خاک ، نسبت به ایمنی شالوده ساختمان ، اطمینان حاصل گردد .

زمین هایی مستعد روانگرایی تشخیص داده می شوند که حداقل دارای یکی از شرایط زیر باشند :

الف: سابقه روانگرایی در آنها مشاهده شده باشد .

ب: زمین هایی که از نوع خاک ماسه ای با تراکم کم ، اعم از تمیز ، یا رس دار با مقدار رس کمتر از ۲۰ درصد ، یا دارای لای و یا شن بوده و تراز سطح آب زیر زمینی در آنها نسبت به سطح زمین کمتر از حدود ۱۰ متر باشد .

ماسه با تراکم کم به ماسه ای اطلاق می شود که عدد ضربه استاندارد آن در آزمایش نفوذ استاندارد ، $(N_1)_{60}$ کمتر از ۲۰ باشد .

۶-۷-۱-۴-۴ برای احداث ساختمان در دامنه ، بالا یا پایین شیب ، هر گونه خاکبرداری و یا خاک ریزی بر روی آن باید همراه با تحلیل و بررسی پایداری شیب و در صورت نیاز تمهیدات لازم برای تامین پایدار سازی کلی شیب باشد . در صورت احداث بنا در بالا یا روی شیب ، ظرفیت باربری پی و پایداری موضعی و کلی شیب باید تامین گردد .

۶-۷-۱-۴-۵ شالوده های ساختمان باید حتی المقدور بر روی یک سطح افقی ساخته شود و در مواردی که به علت شیب زمین یا علل دیگر احداث همه آنها در یک تراز میسر نباشد ، باید هر قسمت از آنها بر روی یک سطح افقی قرار داده شود .

ملاحظات معماری

۶-۷-۱-۵-۱ 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 .

۶-۷-۱-۵-۲ از احداث طره های بزرگتر از ۱/۵ متر حتی المقدور احتراز شود .

۶-۷-۱-۳ از ایجاد بازشوهای بزرگ و مجاور یکدیگر در دیافراگم های کفها خودداری شود .

۶-۷-۱-۴ از قراردادن اجزای ساختمان ، تاسیسات و یا چیزهای سنگین بر روی طره ها و عناصر لاغر و دهانه های بزرگ پرهیز گردد .

۶-۷-۱-۵ با بکارگیری مصالح سازه ای با مقاومت زیاد و شکل پذیری مناسب و مصالح غیر سازه ای سبک ، وزن ساختمان به حداقل رسانده شود .

۶-۷-۱-۶ از ایجاد اختلاف سطح در کفها تا حد امکان خودداری شود .

۶-۷-۱-۷ از کاهش و افزایش مساحت زیر بنای طبقات در ارتفاع ، به طوری که تغییرات قابل ملاحظه ای ایجاد شود ، پرهیز گردد .

۶-۱-۷-۶ ملاحظات پیکربندی سازه ای :

۶-۷-۱-۱ عناصری که بارهای قائم را تحمل می نمایند ، در طبقات مختلف تا حد امکان بر روی هم قرارداده شوند تا انتقال بار این عناصر به یکدیگر با واسطه عناصر افقی صورت نگیرد .

۶-۷-۱-۲ 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 شوند و عناصری که باهم کار می کنند در یک صفحه قائم قرار داشته باشند .

۶-۷-۱-۳ 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 .

۶-۷-۱-۴ ساختمان و اجزای آن به نحوی طراحی گردند که شکل پذیری و مقاومت مناسب در آنها تامین شده باشد .

۶-۷-۱-۵ 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 .

۶-۷-۱-۶ 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 اعضا با سیستم سازه باید در تحلیل سازه در نظر گرفته شود .

۶-۷-۱-۷ از ایجاد ستون های کوتاه به خصوص در نورگیرهای زیر زمینها ، حتی الامکان خودداری شود .

۶-۷-۱-۶-۸ حتی المقدور از به کارگیری سیستم های مختلف سازه ای در امتدادهای مختلف در پلان و ارتفاع خودداری شود .

روشهای تعیین نیروی زلزله طبق استاندارد ۲۸۰۰ ایران : (ویرایش سوم)
 الف (روش استاتیکی معادل

$$V = CW$$

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

ب) روش تحلیل دینامیکی : - روش تحلیل طیفی (آنالیز مدها و طیف بازتاب طراحی)
 - روش تحلیل تاریخچه زمانی (روش انتگرال دو هامل - سه زوج شتاب نگاشت)

$$S_a = \frac{1}{R} ABI$$

در روش تحلیل طیفی و آنالیز مدهای ارتعاشی از فرمول های زیر استفاده می شود :
 ترکیب اثر مدها

$$SRSS \text{ (روش جذر مجموع مربعات)} \rightarrow r = \sqrt{\sum_{n=1}^N r_n^2}$$

$$CQC \text{ (روش ترکیب مربعی کامل)} \rightarrow r = \sqrt{\sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N r_i p_{ij} r_j}$$

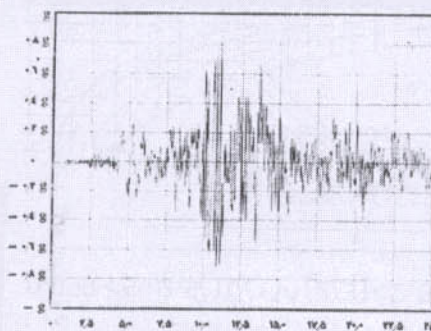
$$p_{ij} = \frac{8\lambda^2 (1+\xi) \xi^{3/2}}{(1-\xi^2)^2 + 4\lambda^2 \xi (1+\xi)^2}$$

$$\xi = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

$$\lambda = c/c_{cr}$$

تاریخچه زمان

تاریخچه زمان

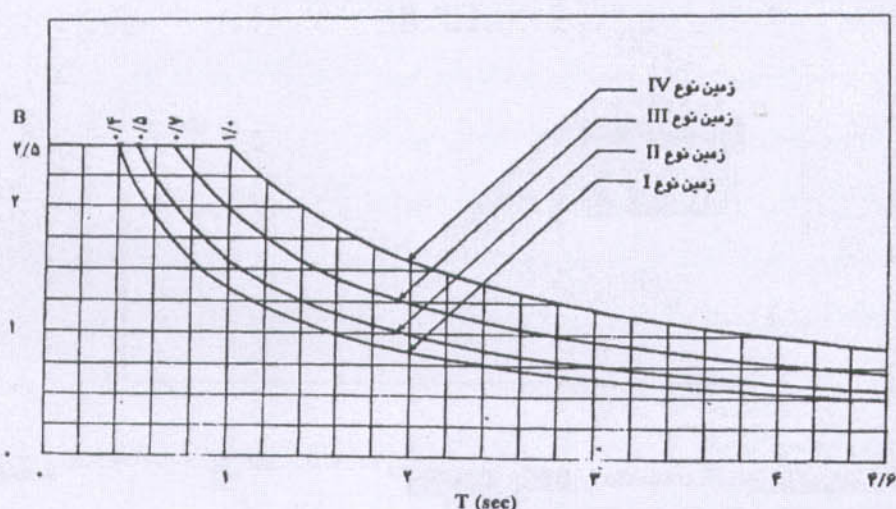


نمودار زلزله طبرس

نمودار زلزله طبی

طیف طرح ایران (ویرایش دوم)

$$0.09R < B = 2.5(T_0/T)^{(2/3)} < 2.5$$



طیف طرح ایران (ویرایش دوم)

$$0.09R < B = 2.5(T_0/T)^{(2/3)} < 2.5$$

۱- روش استاتیکی معادل

$$V = CW$$

$$W = W_D + \alpha W_L$$

این روش برای ساختمانهای منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر و نیز ساختمانهای نامنظم که کمتر از ۵ طبقه یا ۱۸ متر ارتفاع دارند بکار میرود.

$$V = m\alpha \quad , \quad m = \frac{W}{g}$$

$$V = \frac{W}{g} \alpha = \left(\frac{a}{g}\right) W = CW$$

زلزله	a	آئین نامه
طیس	0.93g	0.1g

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

$$\frac{B}{R} \geq 0.9$$

به طور خلاصه در مورد عملکرد R, I, B, A می توان گفت که :

- ۱- ضریب A نمایانگر حداکثر شتاب حرکت زمین بر حسب g است .
- ۲- ضریب I بر حسب اهمیت سازه ، حداکثر نیروی طراحی سازه را کاهش یا افزایش می دهد .
- ۳- ضریب B شتاب زمین را به شتاب پاسخ سازه تبدیل می کند .
- ۴- ضریب R پاسخ خطی سازه را به پاسخ غیر خطی تبدیل می کند .
- ۵- به صورت ساده می توان گفت از حاصلضرب شتاب ماکزیمم سازه در حالت غیر خطی ، درجرم موثر طبقه رابطه $F=m.a$ نیروی استاتیکی معادل زلزله به دست می آید .

کاربرد روش استاتیکی معادل

- ۱- ساختمان های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه
- ۲- ساختمان های نامنظم تا ۵ طبقه و یا با ارتفاع کمتر از ۱۸ متر از تراز پایه
- ۳- ساختمان هایی که در آنها سختی جانبی قسمت فوقانی به طور قابل ملاحظه ای کمتر از سختی جانبی قسمت تحتانی است به شرط آن که :
 - درهر یک از دو قسمت سازه به تنهایی منظم باشند .
 - سختی متوسط طبقات تحتانی حداقل ده برابر سختی متوسط طبقات فوقانی باشد .
 - زمان تناوب اصلی نوسان کل سازه بیشتر از ۱/۱ برابر زمان تناوب اصلی قسمت فوقانی ، با فرض اینکه این قسمت جدا در نظر گرفته شده و پای آن گیردار فرض شود ، نباشد .

$$* \text{رابطه ویرایش دوم} \quad 0.09R \leq B = 2/5 \left(\frac{T}{T} \right)^{1/2} \leq 2.5$$

جدول شماره ۶-۷-۱ درصد میزان مشارکت بار زنده در محاسبه نیروی جانبی زلزله * (ویرایش دوم)

درصد میزان بار زنده	محل بار زنده
۲۰	بامهای سطح و شیب دار
۲۰	ساختمانهای مسکونی ، اداری ، هتلها و پارکینگها
۴۰	بیمارستانها ، مدارس ، فروشگاهها و ساختمانهای محل اجتماع یا ازدحام
۶۰	انبارها و کتابخانه ها
۱۰۰	مخازن آب و یا سایر مایعات

جدول شماره ۶-۷-۲ نسبت شتاب مبنای طرح A * (ویرایش دوم)

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

جدول ۶-۷-۵ ، ضریب اهمیت ساختمان * (ویرایش دوم)

گروه	طبقه بندی ساختمان	ضریب اهمیت ساختمان
گروه ۱		۱/۲
گروه ۲		۱/۰
گروه ۳		۰/۸

جدول شماره ۶-۷-۳ مقدار T_0 * (ویرایش دوم)

نوع زمین	مقدار T_0
I	۰/۴۰
II	۰/۵
III	۰/۷
IV	۱/۰

$$T = \alpha H^{\frac{3}{4}}$$

پریود ساختمان به روش تجربی

H = ارتفاع کل ساختمان از تراز پایه که در محاسبه آن اگر وزن خرپشته بیش از ۲۵ درصد وزن بام باشد بایستی در نظر گرفته شود.

روابط تجربی : $\alpha = 0.8$ قاب صلب فولادی

$\alpha = 0.7$ قاب صلب بتنی

$\alpha = 0.5$ سایر ساختمانها

در صورت استفاده از جداگرهای میانقابی

تجربی $T = 0.8T$ محاسباتی

توصیه آئین نامه (تقریبی) NEHRP $T = 0.1 \times n$ (sec)

تعداد طبقات ساختمان

$$w^2 = \frac{k^*}{m^*} = \frac{\int_0^L EI(x) \phi''^2(x) dx}{\int_0^L m(x) \phi^2(x) dx}$$

از روش تحلیلی (روش رایلی)

$$w = \frac{\sqrt{2} \Pi}{T}$$

$$F = \frac{1}{T}$$

یا روش تحلیل طیفی آئین نامه ۲۸۰۰

۷-۲-۵ طبقه بندی نوع زمین

زمینهای مناطق مختلف از نظر نوع سنگ و خاک به شرح جدول شماره ۶-۷-۴ طبقه بندی می گردند :

جدول شماره ۶-۷-۴ طبقه بندی نوع زمین * (ویرایش دوم)

نوع زمین	توصیف مواد متشکله	حدود تقریبی V_s
I	الف - سنگهای آذرین (دارای بافت درشت و ریزدانه) ، سنگهای رسوبی سخت و بسیار مقاوم و سنگهای دگرگونی توده ای (گنایس ها - سنگهای متبلور سیلیکانه) طبقات کنگلومرایی ب) خاکهای سخت	بیشتر از ۷۵۰ بیشتر از ۷۵۰
II	الف - سنگهای آذرین سست (مانند توف) ، سنگهای سست رسوبی سنگهای دگرگونی متورق و بطور کلی سنگهایی که در اثر هوازدگی تجزیه و تحلیل) سست شده اند. ب - خاکهای سخت (شن و ماسه متراکم ، رس بسیار سخت) با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر	$۳۷۵ \leq \bar{V}_S \leq ۷۵۰$ $۳۷۵ \leq V_S^- \leq ۷۵۰$
III	الف - سنگهای متلاشی شده در اثر هوازدگی ب - خاکهای با تراکم متوسط ، طبقات شن و ماسه با پیوند متوسط بین دانه ای و رس با سختی متوسط	$۱۷۵ \leq \bar{V}_S \leq ۳۷۵$ $۱۷۵ \leq \bar{V}_S \leq ۳۷۵$
IV	الف - نهشته های نرم با رطوبت زیاد در اثر بالا بودن سطح آب زیرزمینی ب - هر گونه پروفیل خاک که شامل حداقل ۶ متر خاک رس با اندیس خمیری بیش از ۲۰ درصد رطوبت بیشتر از ۴۰ باشد.	کمتر از ۱۷۵

در جدول فوق \bar{V}_S ، سرعت موج برشی می باشد که با رعایت اثر ضخامت لایه ها در فاصله ۳۰ متری عمق زمین میانگین گیری شده است.

T- زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان بر حسب ثانیه * (ویرایش دوم)

شکل (۶-۷-۱) - ضریب بازتاب ساختمان برای انواع زمینهای مندرج در بند ۶-۷-۲ - ۵* (ویرایش دوم)

جدول شماره ۶-۷-۶ - ضریب رفتار ساختمان ، R و حداکثر ارتفاع ساختمان در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد ، $H^* \{1\}$ * (ویرایش دوم)

H *	R	سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی	سیستم سازه
۵۰	۵	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی	الف - سیستم دیوارهای باربر
۳۰	۴	۲- دیوارهای برشی با مصالح بنائی مسلح	
۵۰	۷	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی	ب - سیستم قاب ساختمانی ساده
۳۰	۵	۲- دیوارهای برشی با مصالح بنائی مسلح	
۵۰	۷	۳- مهاربندی برون محور فولادی $\{2\}$	
۴۰	۶	۴- مهاربندی هم محور فولادی $\{2\}$	
۱۸۰	۱۰	۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه $\{3\}$	پ - سیستم قاب خمشی
۵۰	۸	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط $\{3\}$	
۱۵	۵	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی $\{3\}$	
۱۸۰	۱۰	۴- قاب خمشی فولادی ویژه $\{2\}$	
۵۰	۶	۵- قاب خمشی فولادی معمولی $\{2\}$	
۲۰۰	۱۱	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	ت - سیستم دوگانه یا ترکیبی
۷۰	۹	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	
۷۰	۷/۵	۳- قاب خمشی فولادی معمولی + دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی	
۱۸۰	۱۰	۴- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی برون محور فولادی	
۶۰	۷/۵	۵- قاب خمشی فولادی معمولی + مهاربندی برون محور فولادی	
۱۵۰	۹	۶- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی هم محور فولادی	
۵۰	۶/۵	۷- قاب خمشی فولادی معمولی + مهاربندی هم محور فولادی	

{۱} برای توضیح بیشتر به بند ۶-۷-۳-۱-ب مراجعه شود.

{۲} برای تعریف این سازه ها و ضوابط مربوطه به طراحی آنها در برابر زلزله به مبحث دهم این مقررات مراجعه شود.

{۳} قابهای خمشی بتن آرمه معمولی، متوسط، ویژه به ترتیب همان قابهای خمشی با شکل پذیری کم، متوسط و زیاد در آیین نامه بتن در نظر گرفته شود.

۲-۱۳-۷-۲- گروه بندی ساختمانها بر حسب شکل

ساختمانها به دو گروه منظم و نامنظم تقسیم می شوند خصوصیات ساختمانهای منظم عبارتند از:

۲-۱۳-۷-۳- منظم بودن ساختمان در پلان

الف) پلان ساختمان دارای شکل کلی متقارن و یا تقریباً متقارن نسبت به محورهای اصلی ساختمان باشد که معمولاً عناصر مقاوم در برابر زلزله در امتداد آن محورها قرار دارند و در صورت وجود فرورفتگی اندازه آن در هر امتداد از ۲۵ درصد بعد خارجی ساختمان در آن امتداد تجاوز ننماید.

ب) در هر طبقه فاصله بین مرکز جرم و مرکز صلبیت در هر یک از دو امتداد ساختن از ۲۰ درصد بعد ساختمان در آن امتداد بیشتر نباشد.

منظم بودن در پلان:

الف: پلان ساختمان دارای شکل متقارن، همچنین در صورت وجود فرورفتگی یا پیش آمدگی در پلان، اندازه آن در هر امتداد از ۲۵ درصد بعد خارجی در آن امتداد تجاوز ننماید.

ب: در هر طبقه فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان از ۲۰ درصد بعد از ساختمان در آن امتداد بیشتر نباشد.

پ: تغییرات ناگهانی در سختی دیافراگم هر طبقه نسبت به طبقات مجاور از ۵۰ درصد بیشتر نبوده و مجموع سطح باز شو در آن از ۵۰ درصد سطح کل دیافراگم تجاوز ننماید.

ت: در مسیر انتقال نیروی جانبی به زمین، انتقاعی مانند تغییر صفحه اجزای باربر جانبی در طبقات وجود نداشته باشد.

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

منظم بودن در ارتفاع

الف: توزیع جرم در ارتفاع ساختمان، یکنواخت باشد به طوری که جرم هیچ طبقه ای به استثنای بام و خرپشته، نسبت به جرم طبقه زیر خود بیشتر از ۵۰ درصد تغییر نداشته باشد.

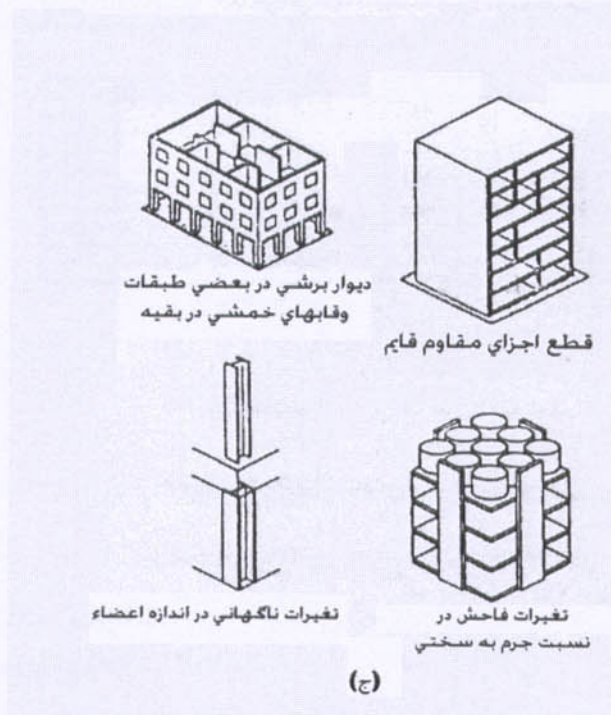
ب: سختی جانبی در هیچ طبقه ای کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی سه طبقه روی خود نباشد . (طبقه نرم)

پ: مقاومت جانبی هیچ طبقه ای کمتر از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود نباشد .
 مقاومت هر طبقه برابر با مجموع مقاومت جانبی کلیه اجزای مقاومی است که برش را در جهت مورد نظر تحمل می نمایند . (طبقه ضعیف)

توضیح: ۱-۱۳-۷-۴ - منظم بودن ساختمان در ارتفاع

الف) توزیع جرم در ارتفاع ساختمان تقریباً یکنواخت باشد بطوریکه جرم هیچ طبقه ای نسبت به جرم طبقه زیر با روی خود بیشتر از ۵۰ درصد تغییر نداشته باشد (به استثناء اتاق و خرپشته بام)
 ب) صلیب جانبی در هر طبقه اولاً نسبت به صلیب جانبی طبقه زیر خود بیش از ۳۰ درصد تقلیل نیابد، ثانیاً به صلیب جانبی در سه طبقه زیرین بیش از ۵۰ درصد کاهش پیدا نکند ساختمانهایی که شرایط ردیفهای ۱-۳-۷ و ۲-۳-۷ را دارا نباشند نامنظم محسوب می شوند. شکل (۱)

$$V = \frac{2MP}{L}$$



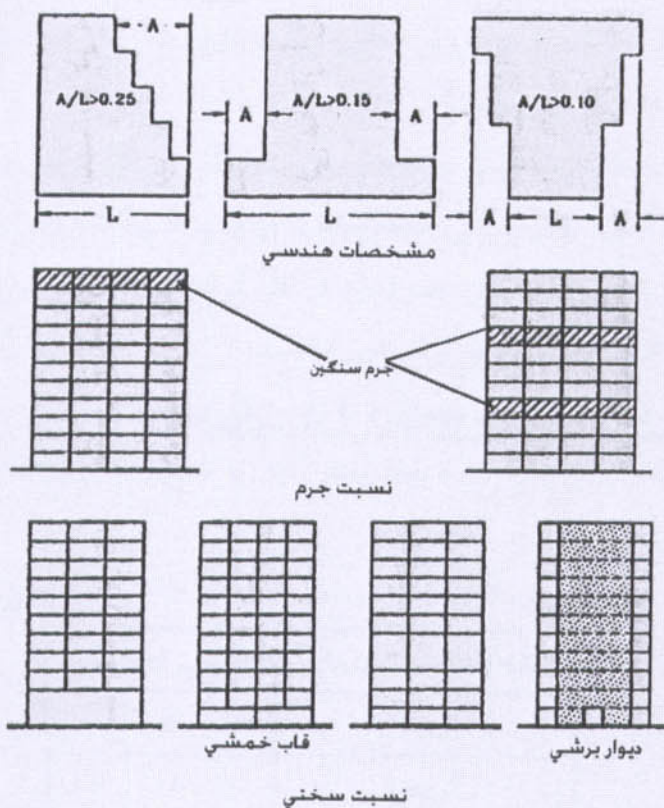
شکل ۴-۵ نمایش ترسیمی سازه ها یا دستگاههای قاب بندی نامنظم از قسمت تفسیر ضوابط توصیه شده SEAOC برای نیروی جانبی و تفسیر آنها (الف) ساختمانها با پیکر بندی نامنظم (ب) ساختمانها با

تغییرات ناگهانی در مقاومت جانبی (ج) ساختمانها با تغییرات ناگهانی در سختی جانبی (د) طرح سازه ای غیر معمول یا نوظهور.

شکل (۵)

شکل (۶)

شکل د



شکل ۵-۸ نامنظمیهای قائم ، ضوابط توصیه شده NEHRP (۱۹۸۵).

(ویرایش ۳)

ساختمان های با سایر سیستم ها در تمام موارد وجود یا عدم وجود جداگرهای میانقاب

$$T=0.05H^{3/4}$$

روابط فوق ، H ، ارتفاع ساختمان بر حسب متر ، از تراز پایه است و در محاسبه آن ، ارتفاع خرپشته در

صورتی که وزن آن بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، نیز باید منظور گردد.

نظره ۱: به جای استفاده از روابط تجربی یاد شده می توان زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان T را با استفاده از روشهای تحلیلی و یا رابطه (۶-۷-۹) محاسبه نمود، ولی مقدار آن نباید از ۱/۲۵ برابر زمان تناوب به دست آمده از رابطه تجربی بیشتر اختیار شود.

$$T = 2\pi \sqrt{\left(\sum_{i=1}^n W_i \delta_i \right)^2 \div \left(g \sum_{i=1}^n F_i \delta_i \right)} \quad (۹-۷-۶)$$

F_i و δ_i به ترتیب نیروی جانبی وارد به طبقه و تغییر مکان ناشی از آن است F_i را می توان بر اساس توزیع تقریبی رابطه (۶-۷-۱۰) و یا هر توزیع منطقی دیگر اختیار کرد W_i وزن طبقه مطابق تعریف بند ۶-۷-۲-۵ و g شتاب ثقل زمین است

نظره ۲: در محاسبه زمان تناوب اصلی سازه های بتنی، به منظور در نظر گرفتن سختی مؤثر در اثر ترک خوردگی بتن، لازم است ممان اینرسی مقاطع قطعات برای تیرها I_g و برای ستونها و دیوارها $I_{g,eff}$ منظور شود. I_g ممان اینرسی مقطع کل عضو بدون در نظر گرفتن فولاد است. این مقادیر ۱/۵ برابر مقادیر مندرج در بند ۶-۷-۳-۲-۶ برای مقاطع ترک خورده است.

۶-۷-۲-۵ ضریب اهمیت ساختمان، I (ویرایش سوم)

ضریب اهمیت ساختمان با توجه به گروه طبقه بندی آنها، به شرح بند ۶-۷-۱، مطابق جدول شماره ۶-۷-۵ تعیین می گردد:

جدول شماره ۶-۷-۵ ضریب اهمیت ساختمان (ویرایش سوم)

طبقه بندی ساختمان	ضریب اهمیت
گروه ۱	۱/۴
گروه ۲	۱/۲
گروه ۳	۱/۰
گروه ۴	۰/۸

۶-۷-۲-۵-۳ نسبت شتاب مبنای طرح، A (ویرایش سوم)

نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق مختلف کشور، بر اساس میزان خطر لرزه خیزی آنها به شرح جدول شماره ۶-۷-۲ تعیین می شود. مناطق چهارگانه عنوان شده در این جدول در پیوست شماره ۶-۴ مشخص شده اند.

جدول ۶-۷-۲ نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه خیزی مختلف (ویرایش سوم)

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

۱-۷-۲-۵-۴ ضریب بازتاب ساختمان ، B : (ویرایش سوم)

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین است. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از روی شکل های (۶-۷-۱-الف) و (۶-۷-۱-ب) تعیین می شود: شکل (۶-۷-۴)

$$\begin{cases} B = 1 + S \left\langle \frac{T}{T_0} \right\rangle & 0 \leq T \leq T_0 \\ B = S + 1 & T \leq T \leq T_S \\ B = (S + 1) (T_S / T)^{\frac{2}{3}} & T \geq T_S \end{cases}$$

در این روابط :

T: زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان به ثانیه است. این زمان طبق بند ۶-۷-۲-۵-۶ تعیین می شود.

T_0 ، T_S و S: پارامترهایی هستند که به نوع زمین و میزان خطر لرزه خیزی منطقه وابسته اند. مقادیر این پارامترها در جدول شماره ۶-۷-۳ و انواع زمینها در بند ۶-۷-۲-۵-۵ مشخص شده اند.

جدول شماره ۶-۷-۳ پارامترهای مربوط به روابط (۶-۷-۴) (ویرایش سوم)

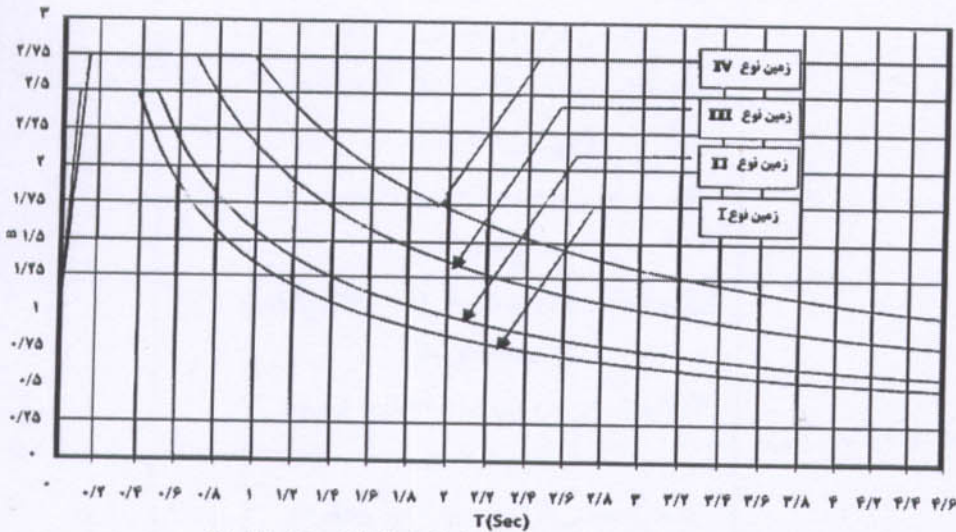
نوع زمین	T_0	T_S	خطر نسبی کم و متوسط	خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد
I	۰/۱	۰/۴	S	S
II	۰/۱	۰/۵	۱/۵	۱/۵
III	۰/۱۵	۰/۷	۱/۷۵	۱/۷۵
IV	۰/۱۵	۱/۰	۲/۲۵	۱/۷۵

۶-۷-۲-۵ طبقه بندی زمین

زمین ساختگاه ها از نظر نوع سنگ و خاک به شرح جدول شماره ۶-۷-۴ طبقه بندی می گردند:
 (ویرایش سوم)

نوع زمین	مواد متشکل ساختگاه	حدود تقریبی V_s (متر بر ثانیه)
I	الف - سنگهای آذرین (دارای بافت درشت و ریزدانه) ، سنگهای رسوبی سخت و بسیار مقاوم و سنگهای دگرگونی توده ای (گنایس ها - سنگهای متبلور سیلکاته) طبقات کنگلومرایی ب - خاکهای سخت (شن و ماسه متراکم ، رس بسیار سخت) با ضخامت کمتر از ۳۰ از روی بستر سنگی	بیشتر از ۷۵۰
		$375 \leq \bar{V}_s \leq 750$
II	الف - سنگهای آذرین سست (مانند توف) ، سنگهای سست رسوبی دگرگونی متورق و به طور کلی سنگهایی که بر اثر هوازدگی (تجزیه و تخریب) سست شده اند. ب - خاکهای سخت (شن و ماسه متراکم ، رس بسیار سخت) با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر	$375 \leq \bar{V}_s \leq 375$
III	الف - سنگهای متلاشی شده بر اثر هوازدگی ب - خاکهای با تراکم متوسط ، طبقات شن و ماسه با پیوند بین دانه ای و رس با سختی متوسط	$375 \leq \bar{V}_s \leq 375$
IV	الف - نهشته های نرم با رطوبت زیاد بر اثر بالا بودن سطح آب زیرزمینی ب - هر گونه پروفیل خاک که شامل حداقل ۶ متر خاک رس با اندیس خمیری بیشتر از ۲۰ و درصد رطوبت بیشتر از ۴۰ باشد	کمتر از ۱۷۵

شکل ۱- الف - ضریب بازتاب ساختمان برای انواع زمینهای مندرج در بند ۲-۳-۵ با خطر نسبی کم و متوسط (ویرایش سوم)



شکل ۱- ب - ضریب بازتاب ساختمان برای انواع زمینهای مندرج در بند ۲-۴-۵ با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد

شکل ۱- ب - ضریب بازتاب ساختمان برای انواع زمینهای مندرج در بند ۲-۴-۵ با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد (ویرایش سوم)

جدول ۶ مقادیر ضریب رفتار ساختمان ، R ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m (ویرایش سوم)

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R	H_m (متر)
الف - سیستم دیوارهای باربر	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	۷	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	۶	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی	۵	۳۰
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۴	۱۵
ب - سیستم قاب ساختمانی ساده	۱- دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	۸	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	۷	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی	۵	۳۰
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۴	۱۵
	۵- مهاربندی برون محور فولادی { ۵ }	۷	۵۰
	۶- مهاربندی هم محور فولادی { ۱ }	۶	۵۰
پ - سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن مسلح ویژه { ۲ }	۱۰	۱۵۰
	۲- قاب خمشی بتن مسلح متوسط { ۲ }	۷	۵۰

-	۴	۳- قاب خمشی بتن مسلح معمولی {۲} و {۳}	
۱۵۰	۱۰	۴- قاب خمشی فولادی ویژه {۱}	
۵۰	۷	۵- قاب خمشی فولادی متوسط {۵}	
-	۵	۶- قاب خمشی فولادی معمولی {۳} و {۴}	
۲۰۰	۱۱	۱- قاب خشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن مسلح ویژه	ت - سیستم دو گانه یا ترکیبی
۷۰	۸	۲- قاب خمشی بتنی متوسط + دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	
۷۰	۸	۳- قاب خمشی فولادی متوسط + دیوارهای برشی بتن مسلح متوسط	
۱۵۰	۱۰	۴- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی برون محور فولادی	
۱۵۰	۹	۵- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی هم محور فولادی	
۷۰	۷	۶- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی برون محور فولادی	
۷۰	۷	۷- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی هم محور فولادی	

یادداشتها

{۱} برای تعریف ضوابط مربوط به ساختمانهای فولادی به پیوست (۲) مراجعه شود.

{۲} قابهای خمشی بتن مسلح معمولی ، متوسط ویژه به ترتیب همان قابهای خمشی با شکل پذیری کم ، متوسط و زیاد در آیین نامه بتن ایران « آبا » اند ، با این تفاوت که در قابهای خمشی متوسط فاصله تنگ ها از یکدیگر در ناحیه L_0 ستونها ، نباید بیشتر از ۱۵ سانتیمتر در نظر گرفته شود.

{۳} استفاده از این سیستم برای ساختمانهای « با اهمیت خیلی زیاد و زیاد » در تمام مناطق لرزه خیزی و برای ساختمانهای « با اهمیت متوسط » در مناطق لرزه خیزی ۱ و ۲ مجاز نمی باشد. ارتفاع حداکثر این سیستم برای ساختمانهای « با اهمیت متوسط » در مناطق لرزه خیزی ۳ و ۴ به ۱۵ متر محدود می گردد.

{۴} برای ساختمانهای یک طبقه و یا ساختمانهای صنعتی ، « با اهمیت متوسط و کم » در تمام مناطق تا ارتفاع ۸ متر مجاز است.

{۵} تعاریف ضوابط مربوط به این سیستم ها در آیین نامه مبحث دهم موجود می باشد .

۳-۲-۹ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برشی پایه V ، که طبق بند ۳-۲-۱ محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می گردد:

$$F_i = (v - f_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (۳-۲-۹)$$

در این رابطه :

F_i : نیروی جانبی در تراز طبقه I

W_i : وزن طبقه I شامل وزن سقف و قسمتی از سربار آن مطابق جدول (۱) و نصف وزن دیوارها و ستونهایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته اند.

h_i : ارتفاع تراز I ، ارتفاع سقف طبقه I ، از تراز پایه

n : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

F_t : نیروی جانبی اضافی در تراز سقف طبقه n که به وسیله رابطه زیر تعیین می شود:

$$F_t = 0.07TV \quad (۳-۲-۱۰)$$

نیروی F_t نباید بیشتر از $0.25V$ در نظر گرفته شود و چنانچه T برابر یا کوچکتر از 0.7

نکات در جدول ضریب رفتار R آیین نامه ویرایش سوم

{۳} - قاب خمشی بتن آرمه معمولی

{۳} - قاب خمشی فولادی معمولی

استفاده از قابهای خمشی بتن آرمه معمولی و فولادی معمولی

در ساختمان های با اهمیت خیلی زیاد و زیاد در تمام مناطق لرزه خیزی مجاز نمی باشد.

$A=0.35$

$A=0.3$

$A=0.25$

$A=0.2$

مثلا در طراحی و محاسبه

- بیمارستان - مراکز آتش نشانی - برج مراقبت فرودگاه ، - مدارس - مساجد - سالن اجتماعات

آبادان

مراغه

مشهد

در تهران

$A=0.2$

$A=0.25$

$A=0.3$

$A=0.35$

کم

متوسط

زیاد

خیلی زیاد

همچنین در جدول ضریب رفتار R آیین نامه ویرایش سوم استفاده از قابهای با شکل پذیری کم و در ساختمانهای با اهمیت متوسط در مناطق ۱ و ۲ ممنوع است.

$$A=0.35$$

$$A=0.3$$

به طور مثال محاسبه یک ساختمان مسکونی در تهران ← با قاب شکل پذیری معمولی ممنوع است.

به طور مثال محاسبه یک ساختمان مسکونی در مشهد ← با قاب معمولی ممنوع است.

به طور مثال محاسبه یک ساختمان مسکونی در مراغه ← حداکثر $H=15m$

به طور مثال محاسبه یک ساختمان مسکونی در آبادان ← حداکثر $H=15m$

تذکره : در مناطق با خطر لرزه خیزی خیلی زیاد و در ساختمانهای با اهمیت خیلی زیاد بایستی از سیستم های ویژه استفاده نمود.

به طور مثال در تهران محاسبه یک بیمارستان (حداقل شکل پذیری = زیاد (ویژه))

به طور مثال در مشهد محاسبه یک بیمارستان (حداقل شکل پذیری = متوسط)

$$T \leq 1.25T \text{ تجریمی}$$

توزیع نیروهای زلزله به روش استاتیکی معادل در ارتفاع

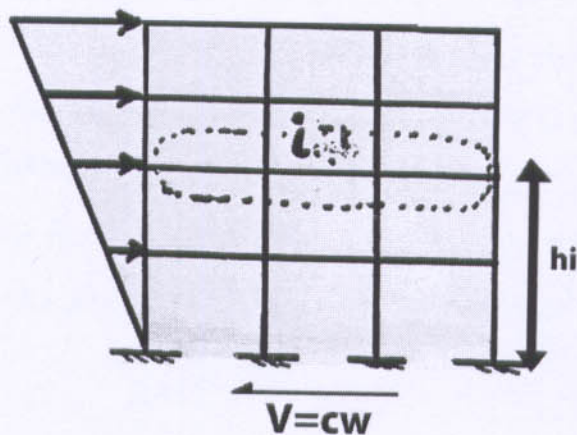
$$F_i = (V - F_t) \frac{w_i h_i}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

$$V = CW$$

نصف وزن دیوارها و ستونهای بالا و

$$w_i = I \text{ وزن طبقه}$$

n = تعداد طبقات



h_i = ارتفاع طبقه از تراز پایه

F_t = نیروی شلاقی = نیروی جانبی اضافی در ترازبام

$$F_t = 0.07TV \leq 0.25V$$

$$T \leq 0.7 \Rightarrow F_t = 0$$

مثال: مطلوبست توزیع نیروهای ناشی از زلزله در یک ساختمان دو طبقه با وزن برابر

$$F_i = V \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i}$$

$$V = CW = 0.1(2W) = 0.2W$$

$$F_1 = 0.2W \left[\frac{w_1 h_1}{\sum w_i h_i} \right] \quad \sum w_i h_i = wh + 2wh = 3wh$$

$$F_1 = 0.2W \left[\frac{wh}{3wh} \right] = \frac{0.2W}{3}$$

$$F_2 = 0.2W \left[\frac{2wh}{3wh} \right] = \frac{0.4W}{3}$$

حال اگر وزن طبقه دوم ۳ برابر طبقه اول باشد توزیع نیروها مطابق فوق تغییر می کند:

$$\sum w_i h_i = (0.5wh) + (1/5W \times 2h) = 3.5wh$$

$$F_1 = 0.2W \left[\frac{0.5wh}{3.5wh} \right] = 0.029W$$

$$F_2 = 0.2W \left[\frac{2wh}{3.5wh} \right] = 0.114W$$

مثال ۱- با استفاده از ضوابط آئین نامه ۲۸۰۰ ویرایش سوم نیروی جانبی ناشی از زلزله را در یک بیمارستان ۶ طبقه واقع در تهران محاسبه کنید. زمین پروژه نوع ۲ و ارتفاع هر طبقه ۶ متر و بار زنده و مرده هر طبقه به ترتیب ۵۰۰ و ۸۰۰ تن میباشد. سیستم باربر جانبی این بیمارستان قاب خمشی بتنی ویژه در ترکیب با دیوار برشی ویژه میباشد.

مثال ۲- نیروی جانبی ناشی از زلزله در بالاترین طبقه یک بیمارستان ۶ طبقه که در پلان و ارتفاع منظم میباشد و در شهر تهران در زمینی با سرت موج برشی ۵۰۰m/s (با ضخامت بیشتر از ۳۰m شن و ماسه متراکم ساخته میشود چقدر است. ارتفاع هر طبقه ۶ متر و بار مرده و زنده هر طبقه به ترتیب ۵۰۰ و ۸۰۰ تن میباشد. این سازه دارای اسکلت بتنی ویژه با دیوار برشی ویژه است.

$$\alpha W_L W = W_D +$$

$$R=11$$

$$A=0.35$$

$$I=1.4$$

$$T_s=0.5$$

$$T = 0.05H^{3/4} = 0.735 \text{ sec} > 0.7$$

$$S=1.5, T_s=0.5, T=0.7$$

$$B = (S+1) \left(\frac{T_s}{T} \right)^{3/4} = (2.5) \left(\frac{0.5}{0.735} \right)^{3/4} = 1.934$$

$$C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.35 \times 1/934 \times 1/4}{11} = 0.086$$

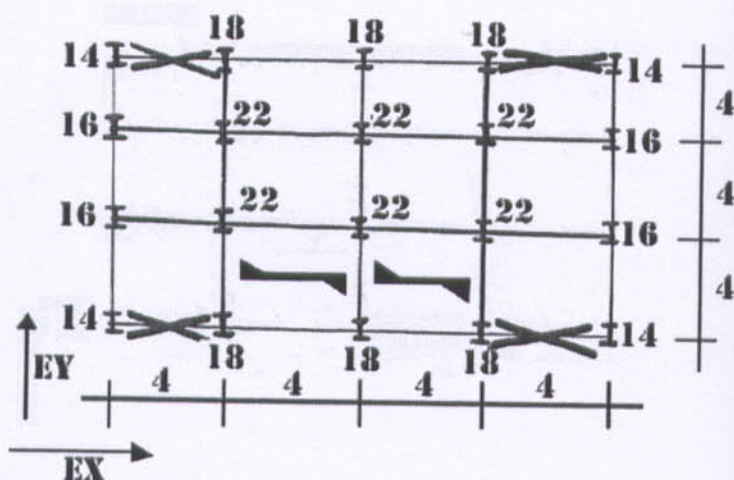
$$V_{st} = CW = 0.086(6)[800 + 0.4 \times 500] = 516 \text{ ton}$$

برش پایه استاتیکی

$$F_t = 0.07TV = 0.07 \times 0.735 \times 516 = 26 \text{ ton}$$

$$F_i = (V - F_t) \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} =$$

مثال ۳- روش استاتیکی معادل (با استفاده از آئین نامه ویرایش دوم)



ساختمان ۵ طبقه مسکونی

شهرستان ارومیه

سیستم باربر جانبی در جهت X: بادبند همگرا

سیستم باربر جانبی در جهت Y: قاب صلب معمولی

* با صرف نظر کردن از وزن دیوارهای اطراف

سیستم باربر جانبی در جهت X: بادبند همگرا

سیستم باربر جانبی در جهت Y: قاب صلب معمولی

* با صرف نظر کردن از وزن دیوارهای اطراف

$$w \text{ طبقات} = (16 \times 12) 570 + 0.2 \times 220 (16 \times 12) = 117888 \text{ kg}$$

$$w \text{ بام} = (16 \times 12) 570 + 0.2 \times 200 \times 16 \times 12 = 117120 \text{ kg}$$

$$w \text{ کل سازه} = 4 \times 117888 + 117120 = 588.7 \text{ ton}$$

نیروی زلزله در جهت X

$$T = 0.05H^{3/4} = 0.05(15)^{3/4} = 0.38 < 0.7 \rightarrow F_t = 0$$

$$B = 2.5 \left(\frac{T_s}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \left(\frac{0.5}{0.38} \right)^{2/3} = 3 > 2.5 \Rightarrow B = B_{\max} = 2.5$$

$$C_X = \frac{A_X B_X I}{R_X} = \frac{0.25 \times 2.5 \times 1}{6}$$

$$= 0.104$$

$$V_X = C_X W = 0.104 \times 588 / 7 = 61 / 22 \text{ ton}$$

$$F_{ix} = (V - ot) \frac{w_i h_i}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} = 61 / 22 \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i}$$

نیروی زلزله در جهت y:

$$T = 0.08H^{3/4} = 0.08(15)^{3/4} = 0.61 < 0.7 \Rightarrow F_t = 0$$

$$B = 2.5 \left(\frac{T_s}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \left(\frac{0.5}{0.61} \right)^{2/3} = 2.19 < 2.5 \text{ O.K.}$$

$$C_y = \frac{0.25 \times 2.19 \times 1}{6} = 0.091 \Rightarrow V_y = C_y W = 0.091 \times 588 / 7 = 53 / 37$$

$$F_{iy} = 53.57 \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i}$$

N	Hi	Wi	Wihi	Fix	Fiy
5	15	117120	1756800	20.32	17.78
4	12	117888	1414656	16.36	14.32
3	9	117888	1060992	12.27	10.74
2	6	117888	707328	8.18	7.16
1	3	117888	353664	4.09	3.58
Σ		5293440			

مثال ۲) روش تحلیل طیفی

$$S_C = \frac{AI}{R} \cdot g, D = 0.05$$

$$0.09R \leq B \leq 2.5$$

روش تحلیل شبه دینامیکی مثل ۳

محاسبات در جهت عرضی (قاب صلب)

$$[K - w_m^2][\alpha] = 0 \quad \text{معادله مشخصه}$$

روابط مربوط به روش تحلیل شبه دینامیکی آئین نامه قدیم (ویرایش اول):

$$V_m = C_m W_m$$

$$C_m = \frac{AB_m I}{R}, B_m = \sqrt[3]{\frac{T_m}{T_m}}$$

$$W_m = \frac{(\sum_{j=1}^n w_{jm})^2}{\sum_{j=1}^n w_j (a_{jm})^2}$$

$$F_{im} = C_{in} V_n$$

$$C_{im} = \frac{W_i a_{im}}{\sum_{j=1}^n w_j a_{jm}}$$

α_{jm} = تغییر مکان تراز j در مورد m

W_j = وزن تراز j

V_m = نیروی برشی پایه در مورد m

$$g = 9.8 \frac{m}{s^2} = 980 \frac{cm}{s^2}$$

$$m_1 = m_2 = m_3 = m_4 = \frac{11788}{980} = 12.03 \frac{kgs^2}{cm}$$

$$m_5 = \frac{117120}{980} = 119.5 \frac{kgs^2}{cm}$$

$$cm^4 \sum I = 4(150.9) + 4(249) + 6(383) + 6(809) = 87532 cm^4$$

$$K = \frac{12 \sum EI}{h^3} = \frac{12 \times 2 \times 1 \times 10^6 \times 87532}{30^3} = 8170 \cdot kg/cm$$

در هر یک از ۲ امتداد متعامد حداقل ۳ مود نوسان در نظر گرفته می شود. (با توجه به اصول روش شبه

دینامیکی آئین نامه قدیم) $\rightarrow [K - w_m^2][\alpha] = 0$

$$w_1 = 7.4$$

$$w_2 = 21.6$$

$$w_3 = 34.1$$

$$T_1 = 0.846 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0.2q \text{ sec}$$

$$T_3 = 0.184 \text{ sec}$$

	مود ۱	مود ۲	مود ۳
T_M	0.846	0.2	0.184
$B_m = \sqrt[5]{\frac{T_m}{T_m}}$	1.76	2.5	2.5
$C_m = \frac{ABI}{R}$	0.073	0.104	0.104
$W_m = \frac{(\sum_{j=1}^n w_j a_{jm})^2}{\sum_{j=1}^n w_j a_{jm}^2}$	502702*	51289.6	14251
$V_m = C_m W_m$	36697 kg	5334	1482

$$\frac{(22.26/41)^2}{965/11} = 0.27.2**$$

$$m=1$$

محاسبات مود اول

N	a_{im}	W_i	$W_i a_{im}$	$W_i a_{im}^2$	$C_{im} = \frac{W_i a_{im}}{\sum w_j a_{jm}}$	$F_{im} = C_{im} V_m$
5	0.0544	117120	6379	347.4	0.28q	10627 kg
4	0.0500 7	117888	5903	295.6	0.268	9834 kg
3	0.0416 1	117888	4606	204.1	0.223	8173 kg
2	0.0297	117888	3010	89.6	0.173	5028 kg
1	0.855	117888	1829	28.4	0.083	3048 kg

Σ جمع مقادیر

22026.41 965.11

ترکیب مودها و Max اثر هر مود : (SRSS)

$$F_5 = \sqrt{10627^2 + (-4417)^2 + (1927)^2} = 11668 \text{ kg}$$

$$F_4 = \sqrt{9854^2 + 1392^2 + 1380^2} = 10027 \text{ kg}$$

$$F_3 = \sqrt{8173^2 + 2626^2 + 2343^2} = 8898 \text{ kg}$$

$$F_2 = \sqrt{5028^2 + 4827^2 + 718^2} = 7006 \text{ kg}$$

$$F_1 = \sqrt{3048^2 + 3689^2 + 2545^2} = 5420 \text{ kg}$$

نکته: در تحلیل دینامیکی طیفی (با استفاده از طیف طرح ایران و با توجه به آئین نامه ویرایش سوم) بایستی حداقل ۳ مود اول یا تمام موده‌های نوسان با زمان تناوب بیشتر از 0.4 ثانیه و یا تمام مدهای نوسانی که مجموع جرم‌های مؤثر ساختمان در آنها حداقل برابر با ۹۰ درصد جرم کل سازه باشد، هر کدام که تعدادشان بیشتر است، در نظر گرفته شود.

مثال ۵) ساختمان ۳ طبقه مسکونی (قاب صلب خمشی معمولی)

$$T_0 = 0.5, R = 6, A = 0.35$$

$$K = 5 \text{ t/cm}$$

$$T = 0.08H^{3/4} = 0.08(q)^{3/4} = 0.42 \text{ se}$$

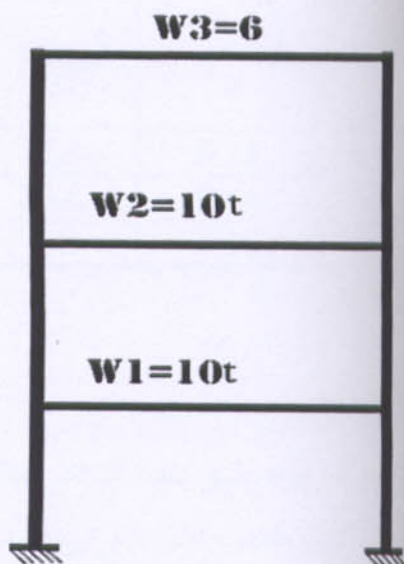
$$(\text{روش طیفی}) = 0.57 \text{ Sec} = \text{تحلیلی}$$

$$0.57 < 0.52 \Rightarrow \text{O.K.} \quad 1/25 \times 0.42 = 0.0168$$

$$= 2/5 \left(\frac{T_0}{T} \right)^{2/3} = 2/35 < 2.5 \text{ O.K.}$$

$$V = \frac{ABI}{R} W = \frac{0.35 \times 2/35 \times 1}{6} \times 26 = 3/61 \text{ ton}$$

$$T = 0.52 < 0.7 \Rightarrow F_t = 0$$



روش تحلیل دینامیکی طیفی

$$|K - w^2 m| = 0 \Rightarrow$$

$$T_1 = 0.57 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0.21 \text{ sec}$$

$$T_3 = 0.15 \text{ sec}$$

شکل موده‌ها از رابطه $[K - w^2 m] \phi$ بدست می‌آید.

$$\phi = \begin{bmatrix} 1 \\ 1/75 \\ 2/0.6 \end{bmatrix} \quad \phi_2 = \begin{bmatrix} 1 \\ 0/13 \\ -1 \end{bmatrix} \quad \phi_3 = \begin{bmatrix} 1 \\ -1/54 \\ 1/37 \end{bmatrix}$$

	مود ۱	مود ۲	مود ۳
T_m	0.57	0.21	0.15
$B_m = 2/5 \left(\frac{T_m}{T_m} \right)^{1/2}$	2.29	2.5	2.5
C_m	0.133	0.146	0.146
W_m	24.04	1.47	0.177
V_m	3.197	0.254	0.026

m=1

محاسبات مود اول

n	a_{im}	W_i	$W_i a_{im}$	$W_i a_{im}^2$	$C_{im} = \frac{W_i a_{im}}{\sum w_j q_{jm}}$	F_{im}
3	2.06	6	12.36	25.46	0.31	0.99
2	1.75	10	17.5	30.63	0.44	1.4
1	1	10	10	10	0.25	0.8

$$V = \sqrt{V_1^2 + V_2^2 + V_3^2} = 3/20.7 \text{ ton} < vst = 3/69t$$

اصلاح برش پایه طبق بند (۲-۵-۳) : سازه منظم است .

شرط بر آنکه مقدار حاصل از برش پایه دینامیکی کمتر نشود.

$$0/12 \times 3/20.7 < 3/20.7$$

بنابراین نیازی به اصلاح نیروها نمی باشد.

$$(CQC)V = 3/20.9, \xi = 0/0.5, n = 3$$

نیروی جانبی زلزله بر اجزای غیر سازه ای* (ویرایش دوم) بند ۷-۶-۸

A: شتاب مبنای طرح

I: ضریب اهمیت

W_p = وزن جزء غیر سازه ای یا قطعه الحاقی

$$F_p = A B_p I W_p$$

جدول ۶-۷-۷ (ویرایش دوم) B_p

مؤلفه قائم نیروی زلزله * (ویرایش دوم)

برای بالکنها و پیش آمدگیهای طره ای

$$F_v = \frac{r A I}{R_v} W_p$$

W_p : بار مرده + کل بار زنده گسترده

R_v : ضریب رفتار تیر بتنی $R_v = 2$

تیر فولادی $R_v = 2.4$

نیروی قائم فوق باید در هر دو جهت رو به بالا و پائین و بصورت خاص و بدون منظور نمودن اثر کاهش بار زنده محاسبه شود.

A و I : نسبت شتاب مبنای طرح و ضریب اهمیت ساختمان
در این رابطه :

A, I به ترتیب مقادیر مندرج در بند ۶-۷-۲-۵ هستند که برای محاسبه نیروی وارد به کل ساختمان به کار برده شده اند.

W_p وزن جزء ساختمان یا قطعه الحاقی مورد نظر است. در مخازن و قفسه بندی انبارها و کتابخانه ها W_p علاوه بر بار مرده شامل وزن محتویات آنها در حالت کاملاً پر می باشد.

نیروی قائم ناشی از زلزله در ویرایش سوم :

- تیرهای با دهانه بیشتر از پازده متر به همراه ستونها و دیوارهای تکیه گاهی آنها .
 - تیرهایی که بار قائم متمرکز حداقل برابر با نصف مجموع بار وارده به تیر را تحمل می کنند، همراه با ستونها و دیوارهای تکیه گاهی آنها .
 - بالکن ها و پیش آمدگی هایی که به صورت طره ساخته می شوند .
- برای دسته سوم ۲ برابر نیروی مقابل وارد می شود .

$$F_v = 0.7 A I W_p$$

W_p : بار مرده و بار زنده گسترده آن .

ترکیبات بار نیروهای زلزله در جهات مختلف جهت در نظر گرفتن نیروی قائم ناشی از زلزله

۱-۱٪ نیروی زلزله در هر امتداد افقی با ۳۰٪ نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن و ۳۰٪ نیروی زلزله در امتداد قائم .

۲-۱۰۰٪ نیروی زلزله در امتداد قائم با ۳۰٪ نیروی زلزله در هر یک از دو امتداد افقی عمود بر هم .
Bp ضربی است که مقدار آن در جدول شماره ۷-۶ داده شده است.

جدول شماره ۷-۶ - ضریب Bp (ویرایش دوم)

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

قطعات الحاقی باید برای تلاشهای برشی و لنگرهای خمشی ایجاد شده و آنها زیر اثر بار جانبی طراحی شوند. کنترل مقاومت این قطعات بر اساس ضوابط مباحث مربوط در این مقررات انجام می گیرد.

۶-۷-۲-۸ نیروی جانبی زلزله وارد بر اجزای ساختمان و قطعات الحاقی (ویرایش سوم)
۶-۷-۲-۱۸ اجزای ساختمان و قطعات الحاقی به ساختمان باید در مقابل نیروی جانبی که از رابطه زیر به دست می آید محاسبه شوند

(۱۶-۷-۶)

$$F_p = A B_p I W_p$$

در این رابطه :

I, A مقادیر مندرج در بند ۶-۷-۵ هستند که برای محاسبه نیروی وارد به کل ساختمان به کار برده شده

W: وزن جزء ساختمان یا قطعه مورد نظر است. در مخازن و قفسه بندی انبارها و کتابخانه ها W_p علاوه

بر بار مرده شامل وزن محتویات آنها در حالت پر است.

B_p ضریبی است که مقدار آن در جدول شماره ۶-۷-۷ داده شده است.

جدول شماره ۶-۷-۷ ضریب B_p (ویرایش سوم)

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

نیروی زلزله در سازه های غیر ساختمانی * (ویرایش سوم) بند ۶-۷-۹

T-1 ← باتوجه به پیوست شماره (۶-۵) محاسبه گردد.

۲- اگر پریود سازه از ۰/۵ ثانیه بیشتر شود اعمال روش دینامیکی الزامی است .

۳- ضریب رفتار R ← جدول ۶-۸

$$\frac{B}{R} \geq 0.5$$

$$\text{اگر } T < 0.6 \text{ Sec} \rightarrow \frac{B}{R} = 0.5$$

مثال (نیروی زلزله در در دودکش شکل زیر حساب کنید

$$FS=?$$

$$I=1.2$$

$$T_0=0.5$$

$$E_c = 2/1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

محل سازه : تهران

تذکر (الف) چنانچه زمان تناوب اصلی نوسان این نوع سازه ها از 0.5 ثانیه تجاوز نماید ، اعمال یکی از روشهای تحلیل دینامیکی در محاسبه نیروی جانبی الزامی است

تذکر (ب) ضریب رفتار R برای این سازه ها طبق جدول شماره ۶-۷-۸ تعیین می گردد. مقدار $\frac{B}{R}$ در هر حال نباید کمتر از 0.5 در نظر گرفته شود.

تذکر (ج) سازه هایی که زمان تناوب اصلی نوسان آنها کمتر از 0.06 ، ثانیه است صلب تلقی شده و مقدار $\frac{B}{R}$ برای آنها 0.5 ، در نظر گرفته می شود.

تذکر (د) نیروی جانبی زلزله مؤثر بر مخازن زمینی و زیرزمینی با استفاده از ضوابط و معیارهای نشریه شماره ۱۲۳ سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور تعیین می گردد.

جدول شماره ۶-۷-۸- ضریب رفتار برای سازه های غیر ساختمانی ، R^* (ویرایش دوم)

ردیف	نوع سازه	R
۱	سازه هایی که رفتارشان مشابه پاندول وارونه است . مخازن هوایی که بر روی پایه های بادبندی شده یا نشده قرار دارند.	۳
۲	سیلوها ، دودکشا ، برجهای خنک کن و بطور کلی سازه هایی که دارای جرم گسترده بوده و رفتارشان مشابه ستون طره ای است.	۵
۳	قیفها و کندوهای متکی بر روی پایه های شده یا نشده	۴
۴	برجها و دکلهای مشبک ، آزاد یا مهار شده .	۴
۵	علائم ، تابلوها ، تأسیسات خاص تفریحی و بازی و برجهای یادبود	۵
۶	سایر سازه ها	۳/۵

جدول شماره ۶-۷-۸ ضریب رفتار برای سازه های غیر ساختمانی ، R (ویرایش سوم)

ردیف	نوع سازه	R
۱	سازه هایی که رفتارشان مشابه پاندول وارونه است . مخازن هوایی که بر روی پایه های بادبندی شده یا نشده قرار دارند.	۳
۲	سازه هایی که دارای جرم گسترده بوده و رفتارشان مشابه ستون طره ای است ، مانند دودکش ها.	۵
۳	برجها و دکل های مشبک ، آزاد یا مهار شده	۴
۴	علائم ، تابلوها ، تاسیسات خاص تفریحی و بازی و برج های یادبود	۵
۵	سایر سازه ها	۳/۵

ضوابط خاص طراحی سازه ها برای زلزله

محدودیت های انتخاب نوع سیستم سازه باربر جانبی - ضریب رفتار R

در انتخاب نوع سیستم سازه باربر جانبی ساختمان ضوابط زیر باید رعایت شود:

الف - ارتفاع ساختمان ، با توجه به سیستم مقاوم باربر جانبی آن ، نباید از مقادیر داده شده در جدول شماره ضریب رفتار (شماره ۶-۷-۶) تجاوز نماید.

ب - در ساختمانهای با بیشتر از ۱۵ طبقه و یا بلندتر از ۵۰ متر ، استفاده از سیستم قاب خمشی ، یا سیستم دوگانه الزامی است. در این ساختمانها نمی توان برای مقابله با تمام نیروی جانبی زلزله منحصرأ به دیوارهای برشی و یا قابهای مهاربندی اکتفا نمود

پ - در مناطق با خطر زلزله خیزی نسبی خیلی زیاد ، برای ساختمانهای « با اهمیت خیلی زیاد » باید فقط از سیستم هایی که در جدول شماره ۶ - ۷ - ۶ عنوان « ویژه » دارند ، استفاده شود.

ت - در ساختمانهای با بیشتر از سه طبقه و یا بلندتر از ده متر ، استفاده از سیستم دال تخت یا قارچی و ستون به عنوان سیستم قاب خمشی در صورتی مجاز است که در آن برای مقابله با نیروی جانبی زلزله از دیوارهای برشی و یا قابهای مهاربندی شده استفاده شده باشد.

ث - در ساختمانهای بتن آرمه ای که در آنها از سیستم تیرچه و بلوک برای پوشش سقفها استفاده می گردد و ارتفاع تیرها برابر ضخامت سقف در نظر گرفته می شود ، در صورتیکه ارتفاع تیرها کمتر از ۳۰

سانتیمتر باشد ، سیستم سقف به منزله دال تخت محسوب شده و ساختمان مشمول ضابطه بند (ث) بالا می گردد

محدودیت تغییر مکان جانبی نسبی طبقات : (ویرایش ۳) $\bar{\Delta}_M = 0.7 R_s \Delta_w$

برای ساختمان های با زمان تناوب اصلی کمتر از ۰/۷ ثانیه :

$$\bar{\Delta}_M / \leq \text{برابر ارتفاع طبقه } 0.25$$

برای ساختمان های با زمان تناوب اصلی بیشتر و یا مساوی ۰/۷ ثانیه

$$\bar{\Delta}_M / \leq \text{برابر ارتفاع طبقه } 0.2$$

$\bar{\Delta}_M$ در رابطه بالا مقدار تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه با منظور کردن اثر $P-\Delta$ است که با استفاده از رابطه (۶-۷-۲۳) محاسبه می گردد.

تبصره : در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_w ، برای رعایت محدودیتهای فوق مقدار برش پایه در رابطه (۶-۷-۱) را می توان بدون منظور کرد محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T در تبصره ۱ بند ۶-۷-۲۵-۶ تعیین کرد.

بند (۶-۷-۲۳-۵) تغییر مکان جانبی نسبی در زلزله سطح بهره برداری در هر طبقه نباید از ۰/۰۰۵ ارتفاع آن طبقه بیشتر باشد. این محدودیت را می توان تنها در مواردی که نوع و نحوه به کار گیری مصالح و سیستم اتصال قطعات غیر سازه ای به گونه ای باشد که این قطعات بتوانند در برابر تغییر مکان جانبی بیشتر بدون خسارات عمده ، بر جا بمانند تا ۰/۰۰۸ ارتفاع طبقه افزایش داد.

بند (۶-۷-۳-۲-۶) در سازه های بتن آرمه در تعیین تغییر مکان جانبی نسبی طرح ، ممان اینرسی مقطع ترک خورده قطعات را می توان ، مطابق توصیه محبت هشتم این مقررات برای تیرها : $I_g 0.35$ برای ستونها : $I_g 0.7$ و برای دیوارها $I_g 0.35$ یا $I_g 0.7$ نسبت به میزان ترک خوردگی آنها منظور کرد برای زلزله سطح بهره برداری مقادیر این ممان اینرسی ها را می توان تا ۱/۵ برابر افزایش داد.

۶-۷-۳-۲-۷ در تعیین تغییر مکان جانبی نسبی طرح ، برای زلزله سطح بهره برداری ، می توان اثر $P-\Delta$ را نادیده گرفت.

اثر بار - تغییر مکان جانبی ($P-\Delta$)

۶-۷-۳-۳-۱ در کلیه سازه ها تأثیر بار محوری موجود در عناصر قائم بر روی تغییر مکان های جانبی آنها برش ها و لنگرهای خمشی موجود در اعضا و نیز تغییر مکان های جانبی طبقات را افزایش می دهد. این افزایش به اثر ثانویه و یا اثر $P-\Delta$ معروف است. این اثر ، در مواردی که شاخص باینداری θ_i کمتر از ده درصد باشد ناچیز بوده و می تواند نادیده گرفته شود.

تذکره: حد شکل پذیری زیاد (ویژه) : این حد برای سازه هایی الزامی است که اعضای آنها در مقاطع خاصی بید از ظرفیت جذب و استهلاک زیاد برخوردار باشند، بطوریکه در صورت تشکیل مکانیزم خرابی در آنها ، پایداری و انسجام کلی سازه محفوظ مانده و از این نظر اطمینان کافی موجود باشد. سازه ای در این رده قرار می گیرد که علاوه بر مفاد بخش ۱۰-۱ مقررات ملی مبحث دهم، ضوابط خاص سازه ها با شکل پذیری ویژه را در این بخش برآورده سازد. ظرفیت دورانی لازم برای اتصالات صلب در این سازه ها ۰/۰۳ رادیان می باشد.

مقاومت ستون

به طور مثال در آیین نامه مبحث دهم در ساختمانهای با شکل پذیری متوسط و یا زیاد (ویژه) ، ستونهای ساده باید علاوه بر طراحی طبق ضوابط بخش ۱۰-۱ مقررات ملی مبحث دهم ، دارای مقاومت کافی برای تحمل نیروهای محوری ناشی از ترکیبات باربری (الف) و (ب) زیر باشند:

الف : فشار محوری

$$P_D + 0.7P_L + \Omega_o P_E \leq P_C \quad (10-3-1)$$

ب : کشش محوری

$$0.85P_D + \Omega_o P_E \leq P_T \quad (10-3-2)$$

در روابط فوق مقدار نیروهای P_L ، P_D و P_E باید با رعایت علامت جبری آنها استفاده شود مقادیر Ω_o مطابق جدول زیر می باشد:

جدول ۱۰-۳-۳ مقادیر Ω_o

Ω_o	سیستم سازه ای
۳/۲	- سیستم قاب خمشی فولادی
۳/۲	- سیستم دو گانه
۲/۸	- سیستم قاب ساده ساختمانی + مهاربند واگرا
۲/۴	- سیستم قاب ساده ساختمانی + مهاربند همگرا

۶-۵-۳ کنترل سازه در برابر واژگونی (ویرایش سوم)

ساختمانها و سازه های غیر ساختمانی باید در کل ، از نظر واژگونی پایدار باشند لنگر واژگونی در تراز شالوده ناشی از نیروهای جانبی زلزله برابر با مجموع حاصلضرب نیروی جانبی هر تراز در ارتفاع آن تراز

نسبت به زیر شالوده ساختمان یا سازه است. ضریب اطمینان در مقابل واژگونی (نسبت لنگر مقاوم به لنگر واژگونی) باید حداقل برابر با ۱/۷۵ اختیار شود. در محاسبه لنگر مقاوم، بار تعادل برابر با قائمی است که برای تعیین نیروی جانبی به کار رفته است. بر این بارها باید وزن شالوده و خاک روی آن افزوده گردد. در تراز زیر شالوده این لنگر نسبت به لبه بیرونی شالوده محاسبه می شود.

۶-۳-۷-۳ افزایش بار طراحی در ستونهای خاص (ویرایش سوم)

در مواردی که یکی از اعضای جانبی باربر، مانند دیوار برشی یا قاب باد بندی شده تا روی شالوده ادامه پیدا نمی کند. ستونهایی که این عضو را تحمل می کنند باید مقاومتی حداقل برابر با بارهای به دست آمده از ترکیبات زیر باشند، این ترکیبات اضافه بر ترکیباتی هستند که در طراحی سازه به طور معمول به کار برده می شوند.

$$(۲۴-۷-۶) \pm (۲/۸) (بار زلزله) + (۰/۸) (بار زنده) + (۱/۰) (بار مرده)$$

$$(۲۵-۷-۶) (بار زلزله) + (۲/۸) (بار مرده) + (۰/۸۵)$$

مقاومت این ستونها لازم نیست بیشتر از حداکثر باری که اعضای متصل به آنها می توانند به آنها منتقل یابند در نظر رفته شوند.

مقاومت عنوان شده در بالا برای ستونها، مقاومت نهایی آنهاست. در ستونهایی که طراحی آنها بر اساس تنش های مجاز است، این مقاومت ۱/۷ برابر مقاومت مجاز ستون در نظر گرفته می شود.

$$D + 0.8L \pm 2.0E \leq P_{SC}$$

$$P_{SC} = 1.0 F_a A$$

$$0.8SD \pm E \leq P_{st}$$

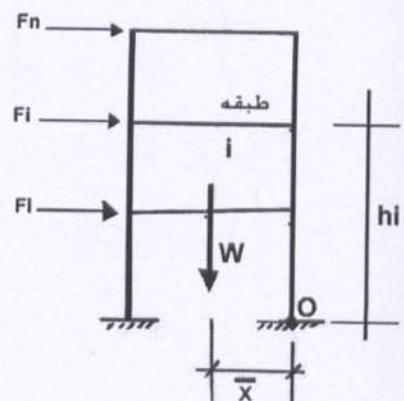
مثال) مخزن هوایی آب به ظرفیت ۵۰ متر مکعب در ارتفاع ۲۵ متری سطح زمین در ناحیه از تهران ساخته میشود. وزن مخزن خالی ۱۰ تن است. محاسبه کنید هنگام زلزله چه نیروی افقی به مخزن وارد میشود. سختی پایه مخزن فوق بحدی است که در هنگام وزش باد، نیرویی در حدود ۱۵ تن به مخزن وارد میشود، مخزن در حدود ۱/۵ cm تغییر مکان جانبی میدهد. زمین نوعی II میباشد. (از جرم طره صرف نظر شود) لنگر واژگونی را نیز محاسبه کنید.

ممان واژگونی (Over turning)

$$M_o = \sum_{i=1}^n F_i h_i$$

$$M_r = W \cdot \bar{X}$$

$$F.S \frac{M_r}{M_o} = \frac{W \cdot \bar{X}}{\sum F_i h_i} \geq 1.75$$



توزیع نیروی زلزله در طبقات

$$F_i = (V - F_t) \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i}$$

نیروی افقی زلزله

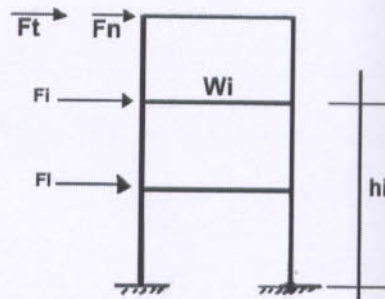
$$F_t = 0.07TV \leq 0.25V$$

نیروی شلاقی

$$V = \frac{ABI}{R} W = \sum_{i=1}^n F_i$$

برش

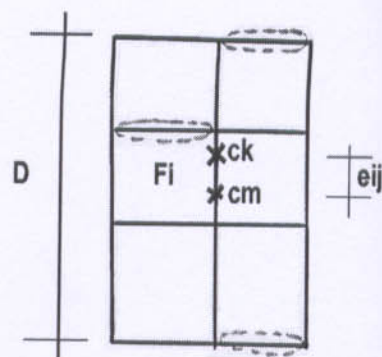
لنگر پیچشی ناشی از زلزله



$$M_i = \sum_{j=1}^n (e_{ij} + e_{aj}) F_j$$

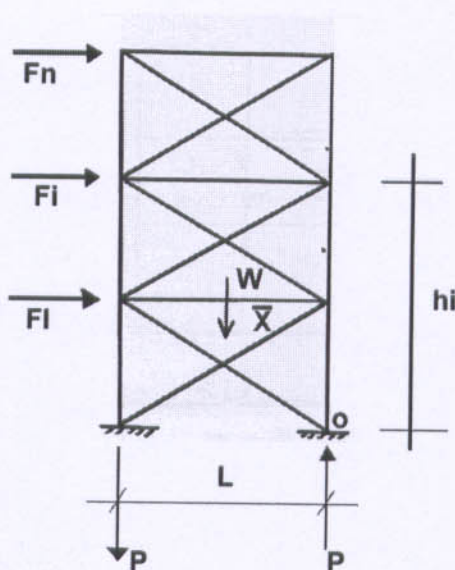
$$e_{aj} = 0.05D$$

برون مرکزی اتفاقی

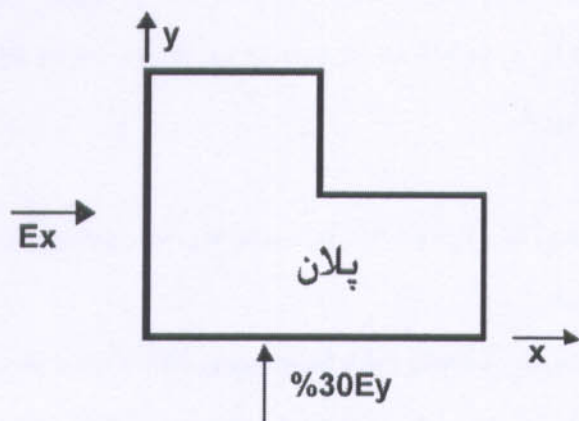


نیروی بالا رانش (Uplift)

$$\sum_{i=1}^n F_i h_i = W \bar{X} + P.L$$



اعمال نیروی زلزله در ساختمانهای نامنظم



بند ۶-۷-۲-۱-۳ مبحث ششم

ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم ، تجزیه‌ای در دو امتداد اصلی ساختمان ، در برابر نیروی جانبی زلزله محاسبه شود. بطور 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- ستونهایی که در محل تقاطع دو دهانه مهاربندی شده در دو امتداد در سیستم های مهاربندی شده ، و بادوقاب مقاوم برابر جانبی در دو امتداد قرار دارند.

در موارد فوق اعم از اینکه تحلیل استاتیکی و دینامیکی انجام شود باید امتداد نیروی زلزله با زاویه مناسبی که حتی المقدور بیشترین اثر را ایجاد کند. انتخاب شود و یا اثر زلزله در هر یک از دو امتداد متعامد با ۳۰٪ اثر زلزله در امتداد دیگر جمع شود.

معادله دینامیکی :

$$m\ddot{v}(t) + C\dot{v}(t) + K v(t) = P(t)$$

سیستم یکدرجه آزادی دینامیکی

m : جرم

C : ضریب میرایی

K : سختی

V(t) : تغییر مکان دینامیکی

$\dot{V}(t)$: سرعت دینامیکی

$\ddot{V}(t)$: شتاب دینامیکی

معادله استاتیکی

$$KV = P$$

$$V = \Delta_{st} = \frac{P}{K} \quad \text{تغییر مکان استاتیکی}$$

سیستم های چند درجه آزادی (MD OF)

$$[m][\ddot{V}(t)] + [c][\dot{V}(t)] + [k][V(t)] = [P(t)]$$

[m] : ماتریس جرم

[c] : ماتریس میرایی

[k] : ماتریس سختی

K_{ij} : مؤلفه های ، ماتریس سختی

C_{ij} : مؤلفه های ، ماتریس میرایی

m_{ij} : مؤلفه های ، ماتریس جرم

روابط تحلیل طیفی آئین نامه مبحث ششم

$$V = \frac{L_n}{M_n} S_{an} \quad \text{برش پایه طیفی}$$

$$S_{an} = \alpha \left(\frac{T_s}{T_n} \right)^{1/2} \quad m/s^2 \quad \text{شتاب طیفی}$$

$$[\phi_n]^T = [m][\phi_n] \quad \text{جرم تعمیم یافته}$$

$$[\phi_n]^T [m] [I]$$

روابط تحلیل طیفی در مهندسی زلزله

تاریخچه زمانی واکنش تغییر مکان و نیرو عبارتند از

$$[v(t)] = [\phi][y(t)]$$

$$[F_n(t)] = [M][\phi_n] W_n^T y_n(t)$$

که در آن $y_n(t)$ برای هر مود برابر است با

$$y_n(t) = \frac{L_n}{M_n} \frac{V_n(t)}{W_n}$$

بنابراین واکنش برای هر مود مشابه واکنش برای یک یکدرجه آزادی می باشد. بنابراین حداکثر واکنش رامیتوان از طیف پاسخ زلزله برای سیستم های یکدرجه آزادی بدست آورد.

سرعت طیفی مود n $SVN =$

$$y_{n,max} = \frac{L_n}{M_n} \frac{S_{VN}}{W_n} = \frac{L_n}{M_n} S_{dn}$$

سپس توزیع حداکثر تغییر مکان در طول سازه برای این مود عبارت است از

$$[V_n]_{max} = [\phi_n] y_{n,max} = [\phi_n] \frac{L_n}{M_n} S_{dn}$$

همچنین توزیع حداکثر نیروی مؤثر زلزله (نیروی برای ماکزیمم هر طبقه) برای این مود

$$[F_n]_{max} = [M][\phi_n] W_n^T y_{n,max} = [M][\phi_n] \frac{L_n}{M_n} S_{an}$$

$$Q_{n,max} = \frac{W_n}{g} S_{an} \quad \leftarrow \text{و حداکثر برش پایه در این مد عبارت است}$$

به روش SRSS و یا CQC میتوان Q_{max} را بدست آورد.

در روش طیفی حداکثر واکنش کل برابر مجموع حداکثر واکنش مودها نخواهد بود چرا که این حداکثرها در زمان های مختلف اتفاق می افتند. یکی از روشهای تقریبی برای تعیین حداکثر واکنش کل روش جذر مجموع مربعات است. (SRSS)

Square Root of Sum of the Squares

اگر تعداد کل مودهای در نظر گرفته شده N باشد داریم:

$$Q_{\max} = \sqrt{Q_1^2 + Q_2^2 + \dots + Q_N^2}$$

روابط روش تقریبی CQC نیز بشرح زیر میباشد (روش ترکیب مربعی کامل): این روش در سازه هایی با زمانهای تناوب نزدیک به هم مناسب میباشد.

$$U = \left(\sum_{n=1}^N u_n^2 + 2 \sum_{n=1}^{N-1} \sum_{m=n+1}^N S_{nm} u_n u_m \right)^{1/2}$$

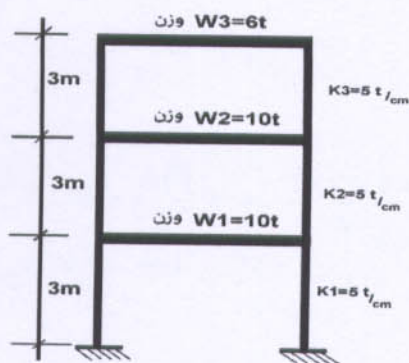
$$r = \frac{T_m}{T_n}$$

$$S_{nm} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{1/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2r(1+r)^2}$$

$$\xi = 0.05 \text{ آئین نامه } 2800$$

$N =$ جمع تعداد مودهای تحت بررسی

مثال ۱- در ساختمان ۳ درجه آزادی دینامیکی شکل مقابل مطلوبست محاسبه نیروی برشی پایه به ۳ روش



زیر و تحلیل و تفسیر نتایج بدست آمده

(اصلاح برش های پایه)

$$g = 9.81 \text{ m/g}^2 = 981 \text{ cm/g}^2$$

$$A = 0.35 \text{ با خطر نسبی خیلی زیاد (تهران)}$$

زمین نوع II

قاب خمشی فولادی متوسط

نوع ساختمان: مسکونی

(الف) به روش استاتیکی معادل آئین نامه ۲۸۰۰ ویرایش سوم (V_{st})

(ب) به روش تحلیل شبه دینامیکی و استفاده از ضریب بازتاب با معادله زیر (V_{Dyn})

$$\begin{cases} B_m = 1 + s \left(\frac{T_m}{T_s} \right) & 0 \leq T_m \leq T_s \\ B_m = s + 1 & T_s \leq T_m \leq T_s \\ B_m = (s + 1) \left(\frac{T_s}{T_m} \right)^{1/r} & T_m \geq T_s \end{cases}$$

و همچنین با بکارگیری روش آماری SRSS

(ج) به روش تحلیل طیفی با استفاده از شتاب طیفی با معادله زیر (V_{spec})

$$S_{an} = 3.5 \left(\frac{0.5}{T_n} \right)^{1/r} \leftarrow \frac{m}{s^2} \quad \text{SRSS روش آماری}$$

$$V_{spec} = \frac{L_n}{M_n} S_{an}$$

$$\rightarrow [M_n] = [\phi_n]^T [m] [\phi_n]$$

$$\rightarrow [L_n] = [\phi_n]^T [m] [I]$$

$$\rightarrow [y_n]_{max} = \frac{L_n}{M_n} S_{dn}$$

$$\rightarrow sd_n = \frac{S_{an}}{W_n^r}$$

تحلیل به روش استاتیکی معادل $A=0.35$ تهران

$T_s=0.5$ خاک نوع ۲

$R=7$ قاب خمشی فولادی توسط

$I=1$ مسکونی

$B=2.5$

$$V_{st} = CW = \frac{ABI}{R} W = \frac{0.35 \times 2.5 \times 1}{7} \times 26$$

$$V_{st} = 3/25 \text{ ton}$$

(ج) تحلیل طیفی

$$[m] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_r & 0 \\ 0 & 0 & m_s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1019 & 0 & 0 \\ 0 & 1019 & 0 \\ 0 & 0 & 611 \end{bmatrix} \text{ kg.s}^2/\text{m}$$

$$[k] = \begin{bmatrix} k + k_r & -k_r & 0 \\ -k_r & k_r + k_r & -k_r \\ 0 & -k_r & k_r \end{bmatrix}$$

$$[k] - w^T [m] = C \Rightarrow [w] = \begin{cases} 11/1 \\ 30/34 \\ 41/67 \end{cases} \text{ rad/sec}$$

$$T = \frac{2\pi}{w} \rightarrow [T] = \begin{bmatrix} 0.57 \\ 0.21 \\ 0.15 \end{bmatrix} \text{ Sec}$$

شکل مودها: (ϕ)

$$\phi_1 = \begin{bmatrix} 1 \\ 1/75 \\ 2/0.6 \end{bmatrix}, \quad \phi_r = \begin{bmatrix} 1 \\ 0/13 \\ -1 \end{bmatrix}, \quad \phi_r = \begin{bmatrix} 1 \\ -1/54 \\ 1/37 \end{bmatrix}$$

$$\rightarrow S_{an} = 3/5 \left(\frac{0/5}{T_n} \right)^{1/2}$$

$$\xrightarrow{n=1} S_{a1} = 3/5 \left(\frac{0/5}{0/57} \right)^{1/2} = 3/21 \quad m/S^r, n=2 \Rightarrow S_{a2} = 3/5$$

$$\xrightarrow{n=2} S_{a2} = 3/5 \quad m/S^r$$

$$[L_n] = [\phi_n]^T [m][I]$$

$$\xrightarrow{n=1} L_1 = \begin{bmatrix} 1 \\ 1.747 \\ 2.055 \end{bmatrix}^T [m][I] = 4.055 = [1 \quad 1.75 \quad 2.06][m][I] \quad t.s^r/m$$

$$\xrightarrow{n=2} L_2 = 0.544 \quad t.s^r/m$$

$$\xrightarrow{n=2} L_r = 0.287 \quad t.s^r/m$$

$$[M_n] = [\phi_n]^T [m][\phi_n]$$

جرم تعمیم یافته

$$M_1 = 6/70.9 \quad t.s^r/m$$

$$M_r = 1/627 \quad t.s^r/m$$

$$M_r = 4/625 \quad t.s^r/m$$

$$V_{spec} = V_n = \frac{L_n^r}{M_n} S_{an}$$

$$V_1 = \frac{4/0.55^r}{6.70.9} \times 3/21 = 7/9 \quad ton$$

$$V_r = \frac{0/544^r}{1/627} \times 3/5 = 0/637 \quad ton$$

$$V_r = \frac{0/287^r}{4/625} \times 3/5 = 0/06 \quad ton$$

$$طیفی V = \sqrt{7/9^2 + 0/637^2 + 0/06^2}$$

$$V = 7/9 \quad ton$$

به روش SRSS

برش پایه تحلیل طیفی

۱- تحلیل دینامیکی یک ساختمان ۵ طبقه برشی ، پیوندهای طبیعی و جرم مؤثر ساختمان (به صورت درصد) برابر مقادیر زیر تعیین گردیده است.

$$T_n = 0.8, 0.7, 0.63, 0.55, 0.43$$

$$M_n = 88\%, 8.7\%, 2.4\%, 0.74\%, 0.16\%$$

برای تحلیل دینامیکی طیفی سازه فوق چند مد ارتعاشی بایستی مدنظر قرار گیرد.

(۱) تمام مدهای نوسان ✓ (۲) سه مد اول نوسان (۳) مداول نوسان (۴) دو مداول نوسان

۳- مود اول ارتعاش

- تمام مدهای با زمان تناوب بیشتر از 0.4 sec

- تمام مدهای نوسان مجموع جرم های مؤثر ساختمان حداقل برابر ۹۰ درصد جرم کل سازه باشد.

M_n	
88%	
87%	
24%	
0.74%	۲ مود
0.16%	
$N=5$	

مثال (۳) سازه ای با ۹ درجه آزادی دینامیکی مدنظر است. جرم کل 500 ton و جرم مؤثر سازه در هر

کدام از مدهای ارتعاشی عبارتند از

$$M_n = 200 \text{ ton}, 150, 60, 50, 20, 10, 5, 3, 2$$

و پیوندهای ارتعاشی مدها بشرح زیرند:

$$T_n = 1.8, 0.8, 0.5, 0.35, 0.25, 0.15, 0.08, 0.04, 0.01$$

تعداد مدهای نوسان که بایستی در ترکیب مودها در نظر گرفته شود چقدر است؟

$$T_n = 3 \leftarrow n$$

M_n	
200	
150	
60	
50	
460	
ton	

$$0.9 M = 0.9 \times 500 = 450 \text{ ton}$$

چهار مورد ارتعاشی $n=4$

مثال ۴) زمان تناوب چهار مود اول ارتعاشی یک سازه به ترتیب $1/1$ ، 0.6 ، 0.3 و 0.1 ثانیه و برش پایه متناظر با این مودها به ترتیب 100 و 80 و 50 و 40 تن میباشد. اگر جرم مؤثر متناظر با هر مود ارتعاشی به ترتیب 0.84 و 0.5 و 0.2 و 0.1 جرم کل سازه باشد، برش کل پایه در این سازه چقدر است؟

$$370 \text{ ton (۱)} \quad 143.2 \text{ ton (۲)}$$

$$137.5 \text{ ton (۳)} \quad \checkmark \quad \text{(۴) ترکیب مودها الزاماً از روش CQC انجام شود}$$

$$U_{SRSS} = \left[\sum_{n=1}^N u_n^2 \right]^{1/2}$$

در روش SRSS بایستی زمان تناوب مدهای مختلف نوسان برای یکدیگر متفاوت بوده و از یکدیگر فاصله کافی داشته باشند و با رابطه زیر کنترل می شود.

$$r = \frac{T_m}{T_n} \leq 0.67 \quad (T_n > T_m) \text{ رابطه SRSS}$$

$$r_1 = \frac{0.6}{1/1} = 0.6 < 0.67 \quad (1/1 > 0.6) \text{ o.k.}$$

$$r_2 = \frac{0.3}{0.6} = 0.5 < 0.67 \quad (0.6 > 0.3) \text{ o.k.}$$

$$r_3 = \frac{0.1}{0.3} = 0.33 < 0.67 \quad (0.3 > 0.1) \text{ o.k.}$$

$$V_{spec} = \sqrt{100^2 + 80^2 + 50^2} = 137.5 \text{ ton, } n=3$$

مثال ۵) زمان تناوب ۸ مود اول ارتعاشی یک ساختمان ۲۵ طبقه به ترتیب

$$T_n = 2.4, 2.2, 1.8, 1.3, 0.7, 0.35, 0.28, 0.18 \text{ sec}$$

و جرم مؤثر ساختمان در این مودها به ترتیب

$$M_n = 48\%, 17\%, 12\%, 10\%, 5\%, 3\%, 2.5\%, 1.5\%$$

جرم کل سازه میباشد. تعداد مودهای نوسان لازم را محاسبه و همچنین نوع روش انتخابی برای محاسبه برش پایه چقدر است

$$r = \frac{T_m}{T_n} = \frac{2/2}{2/4} = 0.92 > 0.67 \Rightarrow \text{CQC} \quad \text{انتخاب روش}$$

۵ = تعداد مودهای با زمان تناوب بیشتر از 0.4 ثانیه

M_n	
48	
17	
12	
10	
5	
92 %	> 90 %

ضریب همبستگی مودی

$$S_{nm} = \frac{\xi \int^r (1+r)r^{\frac{1}{r}}}{(1-r^r)^r + 2\xi^r r(1+r)^r}, \quad \int = ./.05$$

$$V_{CaC} = \left[\sum_{n=1}^N V_n^r + r \sum_{n=1}^{N-1} \sum_{m=n+1}^N \delta_{nm} V_n V_m \right]^{\frac{1}{r}}$$

قطعات نما و سایر قطعات غیر سازه ای متصل به ساختمان

۱- در ساختمان های « با اهمیت خیلی زیاد و زیاد » و ساختمان های بلند تر از هشت طبقه در صورتی که دیوارهای جدا کننده داخلی و یا دیوارهای نما جزو سیستم سازه ای باربر جانبی نباشند ، باید به طریقی به سازه متصل شوند که محدودیتی در حرکت سازه در امتداد صفحه دیوار ایجاد نمایند . اتصالات این دیوارها به سازه باید توانایی انتقال نیروی زلزله ایجاد شده بر اثر جرم دیوار را به سازه دارا باشند . این قبیل دیوارها بهتر است از جنس سبک و انعطاف پذیر انتخاب شوند .

متقابلاً چنانچه این دیوارها محدودیتی در حرکت سازه ، در امتداد صفحه دیوار ایجاد نمایند ، اثر سختی آنها باید در تحلیل سازه برای نیروهای جانبی منظور گردد و اتصالات آنها به سازه برای تلاشهای ایجاد شده در آنها طراحی شوند .

۲- در ساختمان های « با اهمیت خیلی زیاد و زیاد » و یا ساختمان های بلند تر از ۸ طبقه که در آنها از قطعات پیش ساخته و یا قطعات شیشه ای برای نما استفاده شده است ، قطعات نما باید برای مقاومت در برابر نیروی زلزله مطابق بند ۶-۷-۲-۸ طراحی گردند ، و علاوه برآن ، قادر باشند تغییر مکانهای ایجاد شده در طبقات باید بر روی اجزای سازه ای متکی بوده و یا با اتصالات مکانیکی مطابق ضوابط زیر به این اجزا متصل شوند :

الف - اتصالات قطعات نما ، نظیر قابهای شیشه ای و قطعات پیش ساخته ، به سازه و همچنین عرض درز بین این قطعات باید به گونه ای باشند که بتوانند تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح طبقه ، بند ۶-۷-۳-۲ و یا ۱/۵ سانتیمتر ، هر کدام که بزرگتر است ، پذیرا باشند .

ب- اتصالات باید به گونه ای باشند که حرکت نسبی دو طبقه مجاور در امتداد صفحه قطعات را از طریق اتصالاتی لغزشی با استفاده از پیچ و سوراخهای بادامی شکل و یا اتصالاتی که حرکت نسبی طبقات را از طریق خم شدن قطعات فولادی و یا هر گونه اتصال مشابه دیگری که لغزش و یا انعطاف پذیری مشابه یاد شده را به وجود بیاورد تامین کنند .

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

ت- بدنه اتصال قطعات به سازه باید برای $1/33$ برابر نیروی زلزله ، مطابق بند ۶-۷-۲-۸ طراحی شود .

ث- تمام ادوات اتصال ، مانند پیچ ها ، جوشها و ریشه های متصل کننده بدنه (عناصر) اتصال به سازه و یا قطعه غیر سازه ای باید برای ۴ برابر نیروی زلزله مطابق بند ۶-۷-۲-۸ طراحی شوند .

ج- ریشه ها و مهارتهایی که در داخل بتن قرار می گیرند باید ترجیحاً به میلگرد های داخل بتن متصل شده و یا دور آنها قلاب گردند و یا به نحوی در بتن مهار شوند که قادر باشند نیروهای وارده رابه میلگرد های داخل بتن منتقل نمایند .

۳- برای ساختمان های غیر از موارد ذکر شده در دو بند ۶-۷-۳-۱ و ۶-۷-۳-۲ ، با هر تعداد طبقه رعایت ضوابط دیوارهای غیر سازه ای حداقل ، مطابق بندهای ۳-۷ و ۳-۱۲ استاندارد شماره ۲۸۰۰-۸۴ الزامی است .

اصلاح مقادیر بازتابها

در صورت بیشتر شدن برش پایه روش طیفی از روش استاتیکی معادل همپایه کردن برش پایه به برش پایه روش استاتیکی معادل

در صورت کمتر شدن برش پایه روش طیفی از روش استاتیکی معادل

۱- سازه منظم (در صورت استفاده از طیف طرح استاندارد) :

همپایه کردن برش پایه به ۹۰٪ برش پایه روش استاتیکی معادل

۲- سازه منظم (در صورت استفاده از طیف طرح ساختگاه) :

همپایه کردن برش پایه به ۸۰٪ برش پایه روش استاتیکی معادل

۳- سازه نامنظم : همپایه کردن برش پایه به برش پایه روش استاتیکی معادل

ترکیب سیستم های سازه ای

در پلان

ساختمان هایی با دو سیستم سازه ای مختلف برای تحمل بار جانبی در دو امتداد در پلان در هر جهت ضریب رفتار مربوط به آن جهت اعمال شود.

تذکر: سیستم دیوارهای باربر در یک امتداد، مقدار ضریب رفتار در هر دو جهت برابر سیستم دیوارهای باربر اختیار می گردد.

در ارتفاع

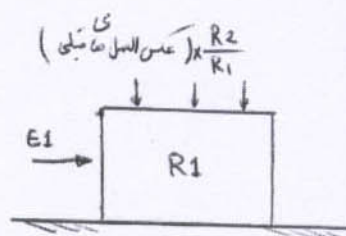
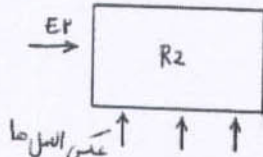
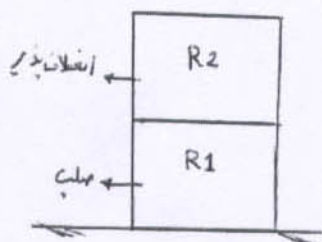
ساختمان هایی با دو سیستم سازه ای مختلف برای تحمل بار جانبی در ارتفاع ساختمان

۱- نیروی زلزله بر اساس مقدار ضریب رفتار کوچکتر، محاسبه می گردد. زمان تناوب اصلی کل سازه با منظور کردن ارتفاع کل سازه، از رابطه تجربی کوچکتر بدست می آید.

۲- نیروهای جانبی در دو مرحله محاسبه می گردند:

الف - سازه فوقانی، مجزا و با تکیه گاه های صلب مدل شده و نیروی جانبی با توجه به ضریب رفتار آن محاسبه می گردد.

ب- سازه تحتانی، مجزا در نظر گرفته شده و نیروهای جانبی آن با ضریب رفتار مربوط به آن محاسبه می گردد. براین نیروها، نیروهای عکس العمل قسمت فوقانی به ضریب رفتار قسمت تحتانی ضرب شده اند، افزوده می شوند.



روش دینامیکی تاریخچه زمانی

۱- در این روش با اثر دادن رکوردهای ورودی زلزله به سازه طبق روشهای دینامیکی نیروهای طراحی سازه به دست می آید.

۲- برای این کار از سه زوج شتابنگاشت در جهات طولی و عرضی استفاده می شود.

۳- شتابنگاشتها باید با توجه به مشخصات زلزله های منطقه و با توجه به ویژگیهای لرزه خیزی، ژئوتکنیکی و زمین شناسی منطقه انتخاب شوند.

- ۴- مدت زمان حرکت شدید زمین باید بیش از ۱۰ ثانیه و ۳ برابر پریود طبیعی سازه باشد .
- ۵- میتوان از زلزله های مصنوعی نیز پس از مقیاس کردن استفاده نمود .

کنترل سازه برای بار زلزله سطح بهره برداری

ساختمان های « با اهمیت خیلی زیاد و زیاد » و یا بلندتر از ۵۰ متر و یا بیشتر از ۱۵ طبقه باید برای زلزله سطح بهره برداری کنترل شوند به طوری که ، مطابق تعریف بند ۶-۷-۱-۱ ، قابلیت بهره برداری خود را در زمان وقوع زلزله حفظ نمایند . برای این منظور مشخصات سازه این ساختمان ها باید چنان باشد که زیر اثر ترکیب بارها در سطح بهره برداری ، بدون ضریب بار ، الزامات زیر را تامین نمایند :

الف - در سازه های فولادی ، تنش های ایجاد شده در اعضا از حد جاری شدن فولاد تجاوز نکند .

ب- در سازه های بتن آرمه تلاش های ایجاد شده در اعضا ، بدون اعمال ضرائب کاهش مقاومت ، از مقاومت نهایی اسمی آنها تجاوز نکند .

پ- تغییر مکان های نسبی ارتجاعی بهره برداری طبقات محدودیت بند ۶-۷-۲-۳-۵ را رعایت نمایند ($\Delta = 0.005H$)

۶-۷-۳-۹-۲ مشخصات حرکت زمین در زلزله سطح بهره برداری باید مشابه زلزله طرح ، بند ۶-۷-۲-۵ 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 شود .

$$V = \frac{1}{6} ABIW \quad \text{سطح بهره برداری}$$

نیروی جانبی زلزله مؤثر بر دیافراگم ها

۱- دیافراگم ها که معمولاً کفهای سازه ای تحمل کننده بارهای ثقلی در ساختمان ها هستند ، در همگام وقوع زلزله وظیفه انتقال نیروهای ایجاد شده در کفها را به عناصر قائم باربر جانبی بر عهده دارند . این دیافراگم ها باید در برابر تغییر شکلهای افقی که در میانشصحه آنها ایجاد می شود ، مقاومت و سختی کافی را دارا باشند . دیافراگم ها باید برای نیروی جانبی زلزله مطابق رابطه زیر محاسبه شوند .

$$F_{pi} = \frac{(F_i + \sum_{j=i}^n F_j)}{\sum_{j=i}^n W_j} W_i$$

در این رابطه :

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

W_i وزن دیافراگم و اجزای متصل به آن در تراز I ، شامل قسمتی از بار زنده مطابق ضابطه بند ۶-۷-۲-۴ .

F_i و W_j به ترتیب ، نیروهای وارد به طبقه و وزن طبقه مطابق تعاریف بند ۶-۷-۲-۵-۹ .

در رابطه فوق ، حداقل مقدار F_{pi} برابر با $0/35 AIW_i$ است ، و حداکثر آن لازم نیست بیشتر از $0/7 AIW_i$ در نظر گرفته شود . در صورتی که لازم باشد دیافراگم علاوه بر نیروی زلزله طبقه ، نیروی جانبی

اعضای قائمی را که در قسمت بالا و پایین دیافراگم علاوه بر نیروی زلزله طبقه، نیروی جانبی اعضای قائمی را که در قسمت بالا و پایین دیافراگم بر روی یکدیگر واقع نشده اند، به یکدیگر منتقل نماید، مقدار این نیروها نیز باید به نیروی به دست آمده از رابطه (۶-۷-۱۵) اضافه شود.

۲- تلاشهای داخلی و نیز تغییر شکلهای ایجاد شده در دیافراگم ها باید با استفاده از روشهای شناخته شده تحلیل سازه ها تعیین گردند، در دیافراگم های متعارف که دارای پلان نسبتاً منظمی بوده و فاقد بازشوهای بزرگ و نزدیک به هم هستند، این تلاشها و تغییر شکلهای را می توان با فرض عملکرد دیافراگم به صورت تیر تیغه ای که بر روی تکیه گاه های ارتجاعی قرار گرفته است، تعیین نمود. برای این منظور می توان از روش پیشنهاد شده در پیوست شماره (۶) استاندارد شماره ۸۴-۲۸۰۰ استفاده کرد.

۳- دیافراگم ها باید برای تلاشهای برشی و لنگرهای خمشی ایجاد شده در میانصفحه خود زیر اثر بار جانبی شوند. کنترل مقاومت دیافراگم های بتن آرمه بر اساس ضوابط شده در مبحث هشتم و دیافراگم های ساخته شده از مصالح دیگر بر اساس ضوابط مبحث های مربوط تعیین می گردد.

۴- در دیافراگم ها چنانچه حداکثر تغییر شکل افقی ایجاد شده در آنها، زیر اثر نیروی مؤثر بر دیافراگم، کمتر از نصف تغییر مکان نسبی متوسط طبقه باشد، دیافراگم ها را می توان صلب در نظر گرفت و توزیع نیروی برشی طبقه را بین دیافراگم انعطاف پذیر بوده و در توزیع برش، باید تغییر شکلهای ایجاد شده در دیافراگم مورد توجه قرار گیرد.