

دوره آموزشی

بررسی الزامات ویرایش ۵ آیین نامه طراحی

ساختمان ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)

سالار منیعی

salarmanie@yahoo.com

تیرماه ۱۴۰۵



تغییرات در نگاه کلی

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی



جمهوری اسلامی ایران
وزارت راه و شهرسازی

با حمایت



سازمان ملی زمین و مسکن



تکامل فنی و اجرایی کشور

آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله

استاندارد ۲۸۰۰

(ویرایش ۵)

زیر نظر کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله

شماره نشر: ض-۱۱۶۶

چاپ اول: فروردین ماه ۱۴۰۵

اهم تغییرات در ویرایش ۵

مشابه مبنای ویرایش چهارم، آیین نامه معتبر ASCE 7 است.

- تدقیق اهداف طراحی
- تدقیق زلزله‌های مبنای طراحی
- تدقیق اطلاعات مربوط به خطرپذیری ساختگاه و ارائه نقشه‌های شتاب طیفی (به جای نقشه‌های پهنه بندی خطر لرزه‌ای)
- ارائه تعریف «گروه‌های طراحی لرزه‌ای» با هدف ارتقاء ضوابط ایمنی ساختمان‌ها با منظور کردن اثر همزمان مشخصات ساختگاه، اهمیت ساختمان و نوع سیستم باربر لرزه‌ای
- ارتقاء اطلاعات مرتبط با طبقه بندی نوع زمین
- تدقیق مشخصات لرزه‌ای سیستم‌های باربر لرزه‌ای
- به روز رسانی و تدقیق ملاحظات طرح لرزه‌ای سازه
- تدقیق و توسعه الزامات متناظر با طراحی لرزه‌ای سازه‌های غیرساختمانی
- تدقیق و توسعه الزامات متناظر با طراحی لرزه‌ای اجزاء غیرسازه‌ای

اهم تغییرات

- تدقیق و توسعه الزامات متناظر با طیف وسیعی از ملاحظات ژئوتکنیک لرزه‌ای و ناپایداری‌های زمین ناشی از زلزله از جمله روانگرایی، گسترش جانبی، ناپایداری شیروانی‌ها، فرونشست و گسلش
- ارائه ضوابط حائز اهمیت برای ساخت و ساز در پهنه‌های گسلی
- ارجاع ضوابط ساختمان‌های بنائی به مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان
- ارائه ضوابط ساختمان‌های مجهز به جداسازهای لرزه‌ای و میراگرها
- ارائه مبانی افزایش تاب آوری لرزه‌ای ساختمان‌ها

فهرست فصول ویرایش ۵

تعاریف	ج ج
فصل اول	۱
کلیات	۱
فصل دوم	۷
حرکت زمین	۷
فصل سوم	۲۵
ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی	۲۵
فصل چهارم	۹۳
ضوابط طراحی لرزه‌ای اجزاء غیرسازه‌ای	۹۳
فصل پنجم	۱۲۷
ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های غیرساختمانی	۱۲۷
فصل ششم	۱۴۷
الزامات ژئوتکنیکی	۱۴۷
<u>فصل هفتم</u>	۱۷۹
ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های دارای سامانه جداساز و میراگر	۱۷۹

فهرست فصول ویرایش ۵

پیوست (۱) -----	۲۲۱
نقشه‌های شتاب طیفی -----	۲۲۱
پیوست (۲) -----	۲۳۳
روشهای تحلیل غیرخطی و ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها -----	۲۳۳
پیوست (۳) -----	۲۵۱
دیافراگم‌ها -----	۲۵۱
پیوست (۴) -----	۲۶۷
اندرکنش خاک و سازه -----	۲۶۷
پیوست (۵) -----	۲۸۹
اثر میانقاب در تحلیل و طراحی سازه‌های ساختمانی -----	۲۸۹
پیوست (۶) -----	۳۰۱
طراحی لرزه‌ای اجزاء غیرسازه‌ای معماری -----	۳۰۱
پیوست (۷) -----	۳۱۷
آثار $P-\Delta$ -----	۳۱۷

فهرست فصول ویرایش ۵

پیوست (۸) -----	۳۲۳
زمان تناوب اصلی نوسان سازه‌های غیرساختمانی -----	۳۲۳
پیوست (۹) -----	۳۲۹
الزامات ژئوتکنیکی -----	۳۲۹
پیوست (۱۰) -----	۳۵۱
دستورالعمل انجام آزمایش‌های مورد نیاز برای کنترل عملکرد جداسازها و میراگرها -----	۳۵۱
<u>پیوست (۱۱) -----</u>	۳۶۵
افزایش تاب‌آوری لرزه‌ای ساختمان -----	۳۶۵

فصل ۱ – کلیات

کلیات

۱-۱ هدف

ساختمان‌ها و ابنیه مشمول این آیین‌نامه بر حسب نوع کاربری به چهار گروه اهمیت تقسیم می‌شوند. هدف این آیین‌نامه تعیین حداقل ضوابط و مقررات برای طرح و اجرای آنها، در برابر نیروها و تغییر مکان‌های ناشی از زلزله است، به‌طوری‌که با رعایت آن انتظار می‌رود:

- ۱- ساختمان‌های با "اهمیت کم" تحت اثر زلزله طرح فرو نریزند.
- ۲- ساختمان‌های با "اهمیت متوسط" تحت اثر زلزله طرح، ایمنی جانی ساکنان را تامین نمایند و تحت اثر زلزله بیشینه مورد نظر، احتمال فروریزش آنها کم باشد.
- ۳- ساختمان‌های با "اهمیت زیاد" تحت اثر زلزله طرح، علاوه بر تامین ایمنی جانی ساکنان، آسیب عمده سازه‌ای و غیرسازه‌ای نبینند و تحت اثر زلزله بیشینه مورد نظر، احتمال فروریزش آنها بسیار کم باشد.
- ۴- ساختمان‌های با "اهمیت خیلی زیاد"، تحت اثر زلزله طرح، قابلیت بهره‌برداری خود را حفظ نمایند و تحت اثر زلزله بیشینه مورد نظر، ایمنی جانی ساکنان را تامین نموده و احتمال فروریزش آنها ناچیز باشد.
- ۵- ساختمان‌های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد و نیز کلیه ساختمان‌های بلندتر از ۵۰ متر و یا بیشتر از ۱۵ طبقه تحت اثر زلزله بهره‌برداری، قابلیت بهره‌برداری خود را حفظ نمایند.

فصل اول

کلیات

۱-۱ هدف

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

- 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، به‌طوری‌که 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، به‌طوری‌که 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.

۲-۱ زلزله‌های مبنای طراحی

زلزله‌های مبنای طراحی در این آیین‌نامه به شرح زیر می‌باشند:

الف- "زلزله طرح" زلزله‌ای است که احتمال فرا گذشت آن در ۵۰ سال ده درصد باشد. دوره بازگشت این زلزله ۴۷۵ سال است.

مبنای عملکرد لرزه‌ای پیش‌فرض مطابق ASCE 7

Seismic design practice has evolved in the last three decades from the original reliability basis mentioned previously. The target reliabilities in Table 1.3-2 for earthquake-resistant structural system design are defined for the response of the structural system as described in NIST (2012), which was prepared by NEHRP Consultants Joint Venture. For Risk Category I and II structures, that is, $I_e = 1.0$, acceptable Life Safety risk is defined by an “absolute” collapse probability of 1% in 50 years and a “conditional” probability of 10% given risk-targeted maximum considered earthquake (MCE_R) ground motions. The conditional probability of 10% is based on FEMA P-695 (2009) methodology. The absolute probability of 1% in 50 years and the conditional probability of 10% given MCE_R ground motions were used by the US Geological Survey to develop the probabilistic MCE_R ground motions of ASCE/SEI 7-10. The conditional probabilities of 5% (Risk Category III structures) and 2.5% (Risk Category IV structures) represent improved reliability anticipated for structures designed with an Importance Factor, I_e , greater than 1.0. Although not specifically stated by the ASCE/SEI 7-10 commentary, it may be presumed that Risk Categories III and IV structures have absolute collapse probability objectives that are less than 1% in 50 years (i.e., due to design using an Importance Factor of $I_e > 1.0$).

Conditional Collapse Probability under MCE: 10 %

$$\text{Probability of Occurance MCE in 50 years} = \frac{1}{2475} \times 50 = 0.02 = 2\%$$

Conditional Probability Equation:

$$P(B|A) = \frac{P(B \cap A)}{P(A)}$$

$$P(\text{collapse}|\text{event}) = \frac{P(\text{collapse, event in 50yrs})}{P(\text{event in 50yrs.})}$$

$$P(\text{collapse}, S_{a,MCE} \text{ in 50yrs}) = 10\% \times 2\% = 0.0020 (0.2\%)$$

$$P(\text{collapse}, S_{a,DBE} \text{ in 50yrs}) = \dots \dots \dots$$

$$\sum P(\text{collapse and all IMs in 50yrs}) \leq 1\%$$

۲-۱ زلزله‌های مبنای طراحی

زلزله‌های مبنای طراحی در این آیین‌نامه به شرح زیر می‌باشند:

الف- "زلزله طرح" زلزله‌ای است که احتمال فرا گذشت آن در ۵۰ سال ده درصد باشد. دوره بازگشت این زلزله ۴۷۵ سال است.

ب- "زلزله بهره‌برداری" زلزله‌ای است که احتمال فراگذشت آن در ۵۰ سال ۹۹/۵ درصد باشد. دوره بازگشت این زلزله حدود ۱۰ سال است.

۲-۱ زلزله‌های مبنای طراحی

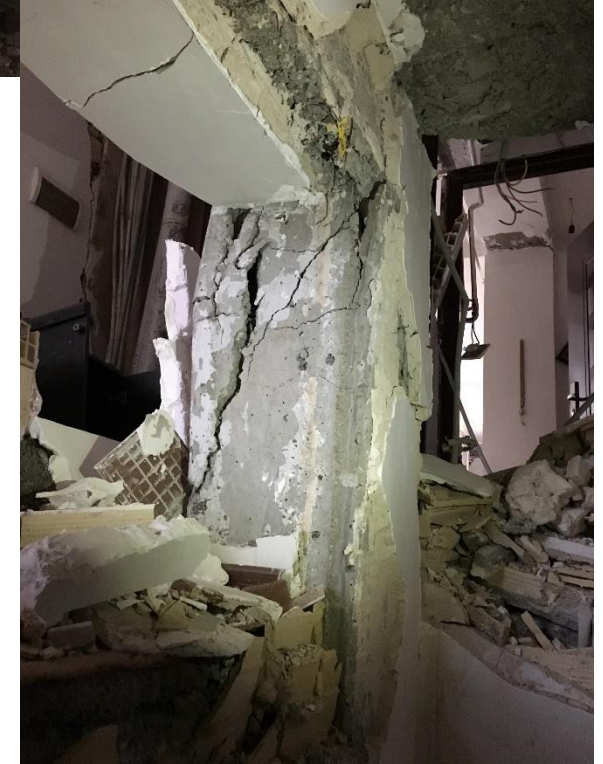
زلزله‌های مبنای طراحی در این آیین‌نامه به شرح زیر می‌باشند:

الف- "زلزله بیشینه مورد نظر" (MCE) شدیدترین سطح جنبش زمین مورد استفاده در این آیین‌نامه است، که احتمال رخداد آن در طول عمر سازه بسیار اندک است. عموماً دوره بازگشت این سطح جنبش حدود ۲۴۷۵ سال است.

ب- "زلزله طرح" که مقادیر جنبش زمین در آن دو سوم مقادیر جنبش زمین در زلزله بیشینه مورد نظر است.

پ- "زلزله بهره‌برداری" که مقادیر جنبش زمین در آن یک نهم مقادیر جنبش زمین در زلزله بیشینه مورد نظر است.

ساختمان مسکن مهر- زلزله سرپل ذهاب ۱۳۹۶



عملکرد لرزه ای ساختمان ها در زلزله سرپل ذهاب



اسلام آباد غرب

۳-۱ حدود کاربرد

۳-۱-۱ این آیین‌نامه برای طرح و اجرای ساختمان‌های بتن‌آرمه، فولادی، چوبی و ساختمان‌های با مصالح بنایی به کار می‌رود.

۳-۱-۲ سازه‌های زیر مشمول این آیین‌نامه نیستند:

سازه‌های خاص مانند سدها، پل‌ها، اسکله‌ها و سازه‌های دریایی و نیروگاه‌های هسته‌ای. در طرح این ساختمان‌ها باید ضوابط ویژه‌ای که در آیین‌نامه‌های خاص آنها تعیین می‌شود، رعایت گردد. در این ضوابط ویژه، در هر حال شتاب مبنای طرح نباید کمتر از مقدار مندرج در این آیین‌نامه در نظر گرفته شود. در مواردی که برای این ساختمان‌ها مطالعات خاص لرزه خیزی ساختگاه انجام می‌شود، نتیجه آنها می‌تواند ملاک عمل قرار گیرد، مشروط بر آنکه مقادیر طیف طرح ویژه ساختگاه از ۸۰ درصد مقادیر طیف طرح استاندارد مطابق بند (۲-۵-۱)، بدون در نظر گرفتن ضرایب اهمیت I و رفتار R_u ، کمتر نباشد.

۳-۱-۳-۱ ساختمان‌های آجری مسلح و ساختمان‌های بلوک سیمانی مسلح که در آنها از مصالح بنایی برای تحمل فشار و از میلگردهای فولادی برای تحمل کشش استفاده می‌شود، مشمول ضوابط و مقررات فصل سوم این آیین‌نامه می‌شوند. طراحی این‌گونه ساختمان‌ها تا زمانی که آیین‌نامه ویژه‌ای در مورد آنها تدوین نگردیده است، باید بر اساس یکی از آیین‌نامه‌های معتبر بین‌المللی باشد، در غیر اینصورت ضوابط کلی و مقررات مربوط به ساختمان‌های با مصالح بنایی کلافدار، مندرج در فصل هفتم این آیین‌نامه، باید در مورد این ساختمان‌ها نیز رعایت گردد.

۳-۱ حدود کاربرد

۳-۱-۱ این آیین‌نامه برای طرح و اجرای ساختمان‌های بتن‌آرمه، فولادی و ساختمان‌های بنایی به کار می‌رود. برای طراحی این‌گونه سازه‌ها، علاوه بر رعایت ضوابط این آیین‌نامه، حسب مورد، رعایت ضوابط مباحث مقررات ملی ساختمان یا آیین‌نامه‌های ملی مرتبط و در صورت عدم وجود، رعایت ضوابط آیین‌نامه‌های معتبر بین‌المللی ضروری است.

۳-۱-۲ ساختمان‌های بنایی کلافدار

ساختمان‌های بنایی کلافدار ساختمان‌هایی هستند که در آنها از دیوارهای باربر لرزه‌ای در هر جهت برای تحمل تمام یا قسمتی از بارهای ثقیل و تمام بار جانبی زلزله استفاده می‌گردد. در این ساختمان‌ها، از کلاف‌های افقی و قائم به منظور حفظ انسجام و پیوستگی اعضای اصلی ساختمان استفاده می‌شود. طراحی و اجرای این ساختمان‌ها باید بر اساس ضوابط فصل «ساختمان‌های بنایی با کلاف» از مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان با عنوان «طرح و اجرای ساختمان‌های با مصالح بنایی» انجام شود.

۳-۱-۳ سازه‌های زیر مشمول این آیین‌نامه نیستند:

الف) بنایی کلافدار

ب) سازه‌های خاص مانند سدها، پل‌ها، اسکله‌ها، تجهیزات پست‌های انتقال برق، سازه‌های دریایی و نیروگاه‌های هسته‌ای مشمول این آیین‌نامه نیستند. در طرح این سازه‌ها باید ضوابط ویژه‌ای که در آیین‌نامه‌های خاص آنها تعیین می‌شود، رعایت گردد.

فصل ۱- گروه‌بندی ساختمان‌ها

v4

v5

گروه ۱- ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد»

این گروه شامل دو دسته زیر است:

الف- ساختمان‌های ضروری:

این گروه شامل ساختمان‌هایی است که قابل استفاده بودن آنها پس از وقوع زلزله اهمیت خاص دارد و وقفه در بهره‌برداری از آنها غیرمستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات می‌شود؛ مانند بیمارستان‌ها و درمانگاه‌ها، مراکز آتش‌نشانی، مراکز و تأسیسات آبرسانی، ساختمان‌های نیروگاه‌ها و تأسیسات برق‌رسانی، برج‌های مراقبت فرودگاه‌ها، مراکز مخابرات، رادیو و تلویزیون، تأسیسات نظامی و انتظامی، مراکز کمک‌رسانی و به‌طور کلی تمام ساختمان‌هایی که استفاده از آنها در نجات و امداد مؤثر می‌باشد.

ب- ساختمان‌های خطرزا:

این گروه شامل ساختمان‌ها و تأسیساتی است که خرابی آنها موجب انتشار گسترده مواد سمی و مضر در کوتاه‌مدت و درازمدت برای محیط زیست می‌شوند، مانند کارخانه‌های تولیدکننده مواد شیمیایی خاص.

گروه ۱- ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد»

این گروه شامل دو دسته زیر است:

الف- ساختمان‌های ضروری:

این گروه شامل ساختمان‌هایی است که قابل استفاده بودن آنها پس از وقوع زلزله اهمیت خاص دارد و وقفه در بهره‌برداری از آنها به طور غیرمستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات می‌شود؛ مانند بیمارستان‌ها و درمانگاه‌ها، مراکز آتش‌نشانی، مراکز و تأسیسات آبرسانی، ساختمان‌های نیروگاه‌ها و تأسیسات برق‌رسانی که نقش مستقیم در تولید برق داشته یا خرابی آنها موجب اختلال یا توقف تولید برق می‌شود، برج‌های مراقبت فرودگاه‌ها، مراکز مخابرات، رادیو و تلویزیون، تأسیسات نظامی و انتظامی، مراکز کمک‌رسانی و به‌طور کلی تمام ساختمان‌هایی که استفاده از آنها در نجات و امداد مؤثر می‌باشد.

ب- ساختمان‌های خطرزا:

این گروه شامل ساختمان‌ها و تأسیساتی است که خرابی آنها موجب انتشار گسترده مواد سمی و مضر در کوتاه‌مدت و درازمدت برای محیط زیست می‌شود، مانند کارخانه‌های تولیدکننده مواد شیمیایی خاص و مراکز گازرسانی.

فصل ۱- گروه بندی ساختمان‌ها

v4

گروه ۲- ساختمان‌های «با اهمیت زیاد»

این گروه شامل سه دسته زیر است:

الف- ساختمان‌هایی که خرابی آنها موجب تلفات زیاد می‌شود، مانند مدارس، مساجد، استادیوم‌ها، سینما و تئاترها، سالن‌های اجتماعات، فروشگاه‌های بزرگ، ترمینال‌های مسافری و یا هر فضای سرپوشیده دیگری 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 موزه‌ها، کتابخانه‌ها، و به‌طور کلی مراکزی که در آنها اسناد و مدارک ملی و یا آثار پر ارزش دیگری نگهداری می‌شود.

پ- ساختمان‌ها و تأسیسات صنعتی که خرابی آنها موجب آلودگی محیط زیست و یا آتش‌سوزی وسیع می‌شود مانند پالایشگاه‌ها، انبارهای سوخت و مراکز گازرسانی

v5

گروه ۲- ساختمان‌های «با اهمیت زیاد»

این گروه شامل سه دسته زیر است:

الف- ساختمان‌هایی که خرابی آنها موجب تلفات زیاد می‌شود، مانند مدارس، مساجد، استادیوم‌ها، سینما و تئاترها، سالن‌های اجتماعات، فروشگاه‌های بزرگ، ترمینال‌های مسافری، ساختمان‌های با ارتفاع بیش از ۵۰ متر یا تعداد طبقات بیش از ۱۵ طبقه از تراز پایه و یا هر فضای سرپوشیده یکپارچه‌ای 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 موزه‌ها، کتابخانه‌ها، و به‌طور کلی مراکزی که در آنها اسناد و مدارک ملی و یا آثار پر ارزش دیگری نگهداری می‌شود.

پ- ساختمان‌ها و تأسیسات صنعتی که خرابی آنها موجب آلودگی محیط زیست و یا آتش‌سوزی وسیع می‌شود مانند پالایشگاه‌ها و انبارهای سوخت.

فصل ۱- گروه‌بندی ساختمان‌ها

v4

گروه ۳- ساختمان‌های «با اهمیت متوسط»

این گروه ساختمان‌ها شامل کلیه ساختمان‌های مشمول این آیین‌نامه، بجز ساختمان‌های عنوان شده در سه گروه دیگر می‌باشند، مانند ساختمان‌های مسکونی و اداری و تجاری، هتل‌ها، پارکینگ‌های چندطبقه، انبارها، کارگاه‌ها، ساختمان‌های صنعتی

گروه ۴- ساختمان‌های «با اهمیت کم»

این گروه شامل دو دسته زیر است:

الف- ساختمان‌هایی که خسارت نسبتاً کمی از خرابی آنها حادث می‌شود و احتمال بروز تلفات جانی انسانی در آنها بسیار کم است، مانند انبارهای کشاورزی و سالن‌های نگهداری دام.

ب- ساختمان‌های موقتی که مدت بهره‌برداری از آنها کمتر از ۲ سال است.

v5

گروه ۳- ساختمان‌های «با اهمیت متوسط»

این گروه ساختمان‌ها شامل کلیه ساختمان‌های مشمول این آیین‌نامه، بجز ساختمان‌های عنوان شده در سه گروه دیگر می‌باشند، مانند ساختمان‌های مسکونی و اداری و تجاری، هتل‌ها، پارکینگ‌های چندطبقه، انبارها، کارگاه‌ها و ساختمان‌های صنعتی.

گروه ۴- ساختمان‌های «با اهمیت کم»

این گروه شامل دو دسته زیر است:

الف- ساختمان‌هایی که خسارت نسبتاً کمی از خرابی آنها حادث می‌شود و احتمال بروز تلفات جانی انسانی در آنها بسیار کم است، مانند انبارهای کشاورزی و سالن‌های نگهداری دام.

ب- ساختمان‌های موقتی که مدت بهره‌برداری از آنها کمتر از ۲ سال است.

فصل ۱- گروه‌بندی ساختمان‌ها

v4

v5

۳-۳-۴ ضریب اهمیت ساختمان، ۱

ضریب اهمیت ساختمان با توجه به گروه طبقه‌بندی آنها، در بند (۱-۶)، مطابق جدول (۳-۳) تعیین می‌گردد:

جدول ۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان

طبقه‌بندی ساختمان	ضریب اهمیت
گروه ۱	۱/۴
گروه ۲	۱/۲
گروه ۳	۱/۰
گروه ۴	۰/۸

۱-۴-۱ ضریب اهمیت ساختمان

در طراحی سازه‌های مشمول این آیین‌نامه، ضریب اهمیت ساختمان، I_e ، با توجه به گروه بندی آنها از جدول (۱-۱) تعیین می‌شود.

جدول ۱-۱ ضریب اهمیت ساختمان

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

۱-۵ گروه‌های طراحی لرزه‌ای

Seismic Design Categories (SDCs)

سازه‌های مشمول این آیین‌نامه بر اساس نوع کاربری، نوع زمین و پهنه بندی خطر لرزه‌ای به سه گروه تقسیم می‌شوند. ضوابط مربوطه در فصل دوم ارائه می‌شود.

۱-۶ ملاحظات معماری

۱-۶-۱ برای حذف و یا کاهش خسارت و خرابی ناشی از ضربه ساختمان‌های مجاور به یکدیگر، ساختمان‌ها باید با پیش‌بینی درز انقطاع از یکدیگر جدا شده و یا با فاصله‌ای حداقل از مرز مشترک با زمین‌های مجاور ساخته شوند. برای تأمین این منظور، در ساختمان‌های با پنج طبقه و کمتر (حداکثر ۱۸ متر)، فاصله هر طبقه از مرز زمین مجاور حداقل باید برابر پنج هزارم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه باشد. در ساختمان‌های با بیشتر از پنج طبقه و یا ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه، عرض درز انقطاع باید با استفاده از ضابطه بند ۳-۱۲-۷ تعیین شود.

فاصله درز انقطاع را می‌توان با مصالح کم‌مقاومت، که در هنگام وقوع زلزله بر اثر برخورد دو ساختمان به آسانی خرد می‌شوند، به نحو مناسبی پر نمود به‌طوری که پس از زلزله به سادگی قابل جایگزین کردن و بهسازی باشد.

۱-۶-۲ پلان ساختمان تا حد امکان به شکل ساده و متقارن در دو امتداد عمود بر هم و بدون پیش‌آمدگی و پس‌رفتگی زیاد باشد و از ایجاد تغییرات نامتقارن پلان در ارتفاع ساختمان نیز تا حد امکان احتراز شود.

۱-۶-۳ از احداث طره‌های بزرگ‌تر از ۲ متر تا حد امکان احتراز شود.

۱-۶-۴ توصیه می‌شود از ایجاد بازشوهای بزرگ و مجاور یکدیگر در دیافراگم‌های کف‌ها خودداری شود.

۱-۶-۵ از قراردادن اجزاء ساختمانی، تأسیساتی و یا کالاهای سنگین بر روی طره‌ها و عناصر لاغر و دهانه‌های بزرگ حتی‌المقدور پرهیز گردد.

۱-۴ ملاحظات معماری

۱-۴-۱ برای حذف و یا کاهش خسارت و خرابی ناشی از ضربه ساختمان‌های مجاور به یکدیگر، ساختمان‌ها باید با پیش‌بینی درز انقطاع از یکدیگر جدا شده و یا با فاصله‌ای حداقل از مرز مشترک با زمین‌های مجاور ساخته شوند. برای تأمین این منظور، در ساختمان‌های با هشت طبقه و کمتر، فاصله هر طبقه از مرز زمین مجاور حداقل باید برابر پنج هزارم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه باشد. در ساختمان‌های با بیشتر از هشت طبقه و یا ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه، عرض درز انقطاع باید با استفاده از ضابطه بند (۳-۵-۶) تعیین شود.

فاصله درز انقطاع را می‌توان با مصالح کم‌مقاومت، که در هنگام وقوع زلزله بر اثر برخورد دو ساختمان به آسانی خرد می‌شوند، به نحو مناسبی پر نمود به‌طوری که پس از زلزله به سادگی قابل جایگزین کردن و بهسازی باشد.

۱-۴-۲ پلان ساختمان ~~باید~~ تا حد امکان به شکل ساده و متقارن در دو امتداد عمود بر هم و بدون پیش‌آمدگی و پس‌رفتگی زیاد باشد و از ایجاد تغییرات نامتقارن پلان در ارتفاع ساختمان نیز حتی‌المقدور احتراز شود.

۱-۴-۳ از احداث طره‌های بزرگ‌تر از ۱/۵ متر حتی‌المقدور احتراز شود.

۱-۴-۴ از ایجاد بازشوهای بزرگ و مجاور یکدیگر در دیافراگم‌های کف‌ها خودداری شود.

۱-۴-۵ از قرار دادن اجزای ساختمانی، تأسیساتی و یا کالاهای سنگین بر روی طره‌ها و عناصر لاغر و دهانه‌های بزرگ حتی‌المقدور پرهیز گردد.

۶-۶-۱ با به کارگیری مصالح غیرسازه‌ای سبک برای مواردی از قبیل کف‌سازی، سقف کاذب، تیغه‌بندی، نما و... وزن ساختمان به حداقل رسانده شود.

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

۸-۶-۱ از کاهش و افزایش مساحت زیربنای طبقات در ارتفاع، به‌طوری‌که تغییرات قابل ملاحظه‌ای در جرم طبقات ایجاد شود، حتی‌المقدور پرهیز گردد.

۹-۶-۱ توصیه می‌شود در طرح پلان معماری ساختمان، در هر امتداد اصلی ساختمان حداقل دو محل برای جانمایی دیوار برشی و یا مهاربند، و یا یک هسته با آرایش متقارن در پلان منظور شود.

۶-۴-۱ با به کارگیری مصالح غیرسازه‌ای سبک برای مواردی از قبیل کف‌سازی، سقف کاذب، تیغه‌بندی، نما و... وزن ساختمان به حداقل رسانده شود.

۷-۴-۱ از ایجاد اختلاف سطح در کف‌ها تا حد امکان خودداری شود.

۸-۴-۱ از کاهش و افزایش مساحت زیربنای طبقات در ارتفاع، به‌طوری‌که تغییرات قابل ملاحظه‌ای در جرم طبقات ایجاد شود، حتی‌المقدور پرهیز گردد.

پ۱۱-۳ روش‌های افزایش تاب‌آوری لرزه‌ای ساختمان
ب- افزایش سختی سازه

افزایش سختی سازه ساختمان منجر به کاهش تغییر مکان‌های کلی و نسبی ساختمان می‌شود. گرچه این امر در مواردی منجر به افزایش تقاضای مقاومت (نیروی طراحی) سازه می‌شود، لیکن در صورت طراحی درست سازه، نهایتاً کاهش تغییر مکان‌های نسبی و کاهش نیاز تغییرشکل‌های غیر ارتجاعی حاصل می‌شود. استفاده از دیوارهای برشی یا هسته‌های نسبتاً صلب یکی از روشهای موثر برای نیل به این هدف است. افزایش مقاومت سازه مذکور در بند الف هم، در بسیاری از موارد هم‌زمان منجر به افزایش سختی سازه می‌شود.

پیوست (۱۱)

افزایش تاب‌آوری لرزه‌ای ساختمان

Seismic Resiliency

پیوست ۱۱ ویرایش ۵: افزایش تاب‌آوری لرزه‌ای

پ ۱۱-۱ کلیات

هدف آیین‌نامه حاضر بر طبق بند ۱-۱ فصل اول، تعیین حداقل ضوابط و مقررات برای طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله است. در صورت رعایت کلیه ضوابط مشروح در این آیین‌نامه و سایر مدارکی که در آن به آنها ارجاع داده شده است، رفتار مورد انتظار ساختمان در مواجهه با سطوح خطر مختلف لرزه‌ای بسته به نوع اهمیت آن، در همان بند بیان شده است. همچنین در فصل ۳ در خصوص برخی از ساختمان‌ها برای حصول اطمینان از عملکرد مورد انتظار به شرح مندرج در بند پ ۲-۵، رعایت ضوابط پیوست (۲) الزامی شده است.

دقت در جزئیات اهداف بیان شده در بندهای فوق‌الذکر نشان می‌دهد علیرغم رعایت ضوابط این آیین‌نامه، ساختمان‌ها در صورت مواجهه با زلزله‌های بزرگ ممکن است دچار درجاتی از آسیب شوند. این آسیب‌ها می‌توانند سازه‌ای، غیرسازه‌ای و یا ترکیبی از آنها باشد و در نتیجه، ساختمان قابلیت بهره‌برداری یا کارکرد خود را از دست بدهد. در این صورت، بهره‌برداری مجدد از ساختمان مستلزم بازرسی‌ها و ارزیابی‌های فنی و در صورت لزوم انجام تعمیرات و در برخی موارد تخریب و بازسازی کامل آن خواهد بود. کاهش آسیب به ساختمان‌ها از طریق اعمال ضوابط سخت‌گیرانه‌تر در طراحی و یا استفاده از برخی سیستم‌های نوین میسر است. در این صورت، هزینه اولیه طراحی و ساخت ممکن است افزایش یابد ولی در عوض، هزینه‌های احتمالی تعمیر یا تخریب و نوسازی و زمان بازیابی کاربری کاهش و تاب‌آوری لرزه‌ای ساختمان افزایش می‌یابد.

پیوست (۲)

روشهای تحلیل غیر خطی و ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها

پ ۱-۲ کلیات

در این پیوست، ضوابط تحلیل و ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی به روش‌های استاتیکی غیرخطی و تاریخچه زمانی غیرخطی ارائه می‌شود. در اعمال ضوابط این پیوست لازم است ترکیب‌های بارگذاری، ضرایب ایمنی جزئی و روش‌های تحلیل و طراحی مورد اشاره در همین پیوست، مبنای کار قرار گیرد.

پ ۲-۲ دامنه کاربرد

مطابق ضوابط بند ۳-۸ این آیین‌نامه، استفاده از این پیوست به‌منظور ارزیابی عملکرد سازه‌های تمامی ساختمان‌ها مجاز است؛ لیکن برای برخی از آن‌ها الزامی می‌باشد.



فصل ۱- گروه‌بندی ساختمان‌ها

v4

۷-۱ گروه‌بندی ساختمان‌ها بر حسب نظم کالبدی

ساختمان‌هایی که به لحاظ خصوصیات کالبدی شامل: شکل هندسی، توزیع جرم و توزیع سختی در پلان و در ارتفاع دارای یکی از مشخصات زیر باشند "نامنظم" و در غیر این صورت "منظم" محسوب می‌شوند.

۱-۷-۱ نامنظمی در پلان

الف-نامنظمی هندسی: در مواردی که پس‌رفتگی هم‌زمان در دو جهت در یکی از گوشه‌های ساختمان بیشتر از ۲۰ درصد طول پلان در آن جهت باشد.

ب-نامنظمی پیچشی: در مواردی که حداکثر تغییر مکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن $A_j = 1/0$

v5

به فصل سوم منتقل شده است.

فصل ۲ – حرکت زمین

فصل دوم

حرکت زمین

۱-۲ تعریف

حرکت زمین که در تحلیل سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد، باید حداقل دارای شرایط «زلزله طرح» مطابق تعریف فصل اول باشد. آثار حرکت زمین به یکی از صورت‌های «طیف بازتاب شتاب» و یا «تاریخچه زمانی شتاب» مشخص می‌شود. برای «طیف بازتاب شتاب» می‌توان از «طیف طرح استاندارد» و یا از «طیف طرح ویژه ساختگاه»، مطابق ضوابط بندهای ۵-۲ و ۸-۲ استفاده نمود و برای «تاریخچه زمانی شتاب» باید ضوابط بند ۹-۲ رعایت شود.

برای تعیین اثر حرکت زمین برای زلزله طرح مطابق هر یک از روش‌های فوق، شتاب طیفی زلزله بیشینه مورد نظر با میرایی ۵٪ بر روی سنگ بستر در زمان‌های تناوب کوتاه (S_s) و یک ثانیه (S_1)، شکل طیف پاسخ طرح استاندارد (S_a) مطابق ضوابط بندهای ۲-۲ تا ۵-۲ و شکل طیف طرح ویژه ساختگاه مطابق ضوابط بند ۸-۲ تعیین می‌شود.

فصل دوم

حرکت زمین

۱-۲ تعریف

حرکت زمین که در تحلیل سازه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد، باید حداقل دارای شرایط «زلزله طرح» مطابق تعریف بند (۱-۲) باشد. آثار حرکت زمین به یکی از صورت‌های «طیف بازتاب شتاب» و یا «تاریخچه زمانی شتاب» مشخص می‌شود. برای «طیف بازتاب شتاب» می‌توان از «طیف طرح استاندارد» و یا از «طیف طرح ویژه ساختگاه»، مطابق ضوابط بندهای (۲-۵-۲) و (۱-۵-۲) استفاده نمود و برای «تاریخچه زمانی شتاب» باید ضوابط بند (۳-۵-۲) را ملحوظ داشت.

برای تعیین اثر حرکت زمین برای زلزله طرح مطابق هر یک از روش‌های فوق، پارامترهای نسبت شتاب مبنای طرح، A، و ضریب بازتاب ساختمان، B، باید مطابق ضوابط بندهای (۲-۲) و (۳-۲) تعیین شوند.

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.

وبگاه مرجع نقشه‌های پهنه‌بندی استاندارد ۲۸۰۰



وزارت راه و شهرسازی
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

استاندارد ۲۸۰۰

دستورالعمل ضوابط و استانداردها



جمهوری اسلامی ایران
وزارت راه و شهرسازی

خانه

معرفی

روندنامه‌ی ویرایش پنجم

فرایند تدوین

اعضای کمیته

اخبار و اطلاعیه‌ها

تماس با ما



تاریخچه تدوین

درباره ویرایش پنجم

فرآیند تدوین

اعضای کمیته

آخرین اصلاحات استاندارد ۲۸۰۰

اخبار و اطلاعیه

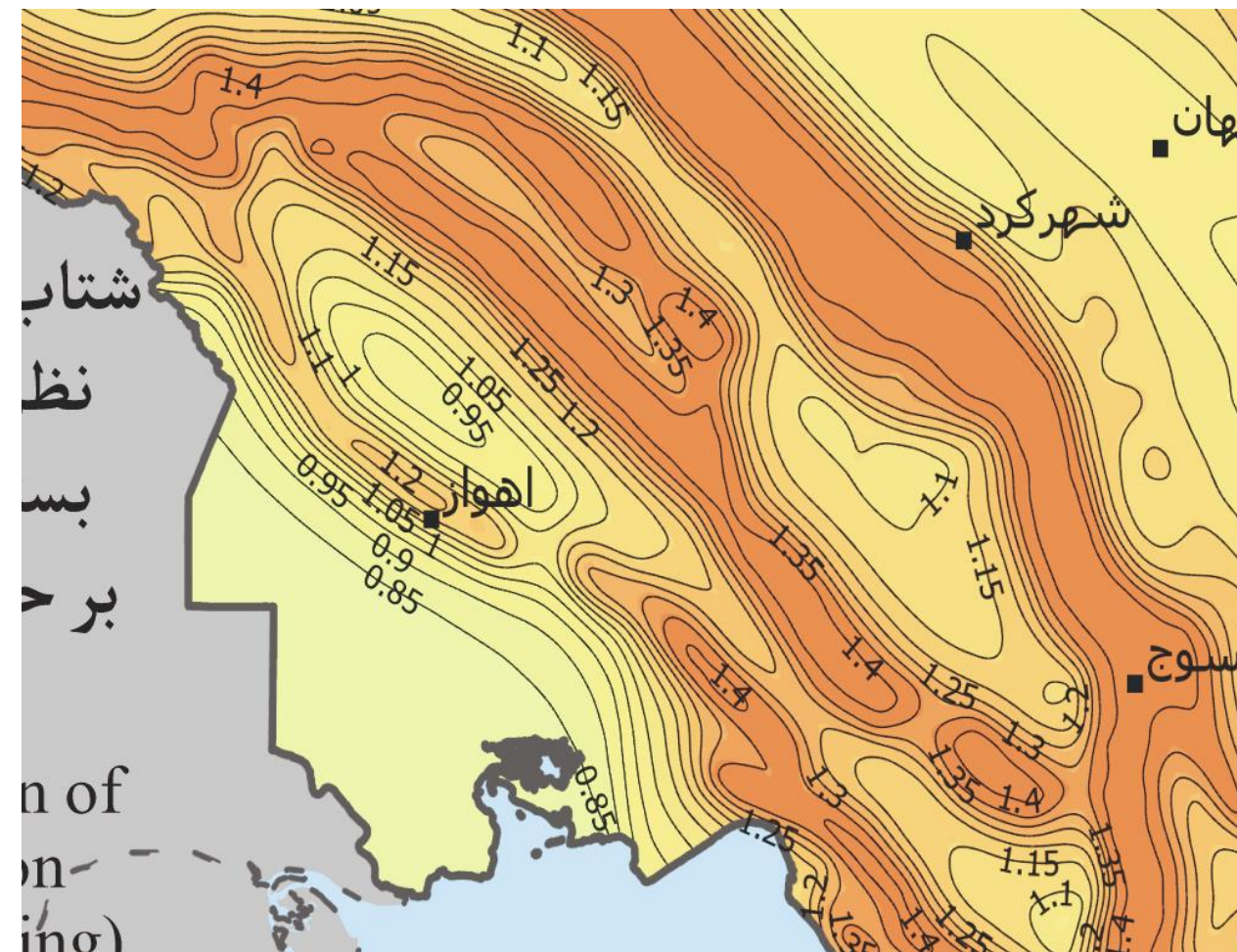
- مواردی در خصوص نقشه‌های شتاب طبیعی
- مواردی در خصوص نسخه الکترونیک ویرایش پنجم آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله
- نقشه‌های شتاب طبیعی - نسخه مصوب اسفند ۱۴۰۴
- انتشار نسخه الکترونیک ویرایش پنجم آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله
- ابلاغ ویرایش پنجم آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله به عنوان ضابطه گروه (۱) توسط سازمان برنامه-
- ابلاغ ویرایش پنجم آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله توسط وزیر راه و شهرسازی
- انتشار پیش نویس ویرایش پنجم آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) برای اعلام نظر-
- تصویب انتشار دستورالعمل ساخت و ساز در پهنه‌های گسلی
- برگزاری اولین جلسه کمیته اجرایی ویرایش پنجم استاندارد ۲۸۰۰
- انتشار اصلاحیه دوم بر روی ویرایش چهارم آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله - مرداد ۹۹

آخرین تاریخ بروزرسانی: ۱۴۰۵/۰۲/۳۱

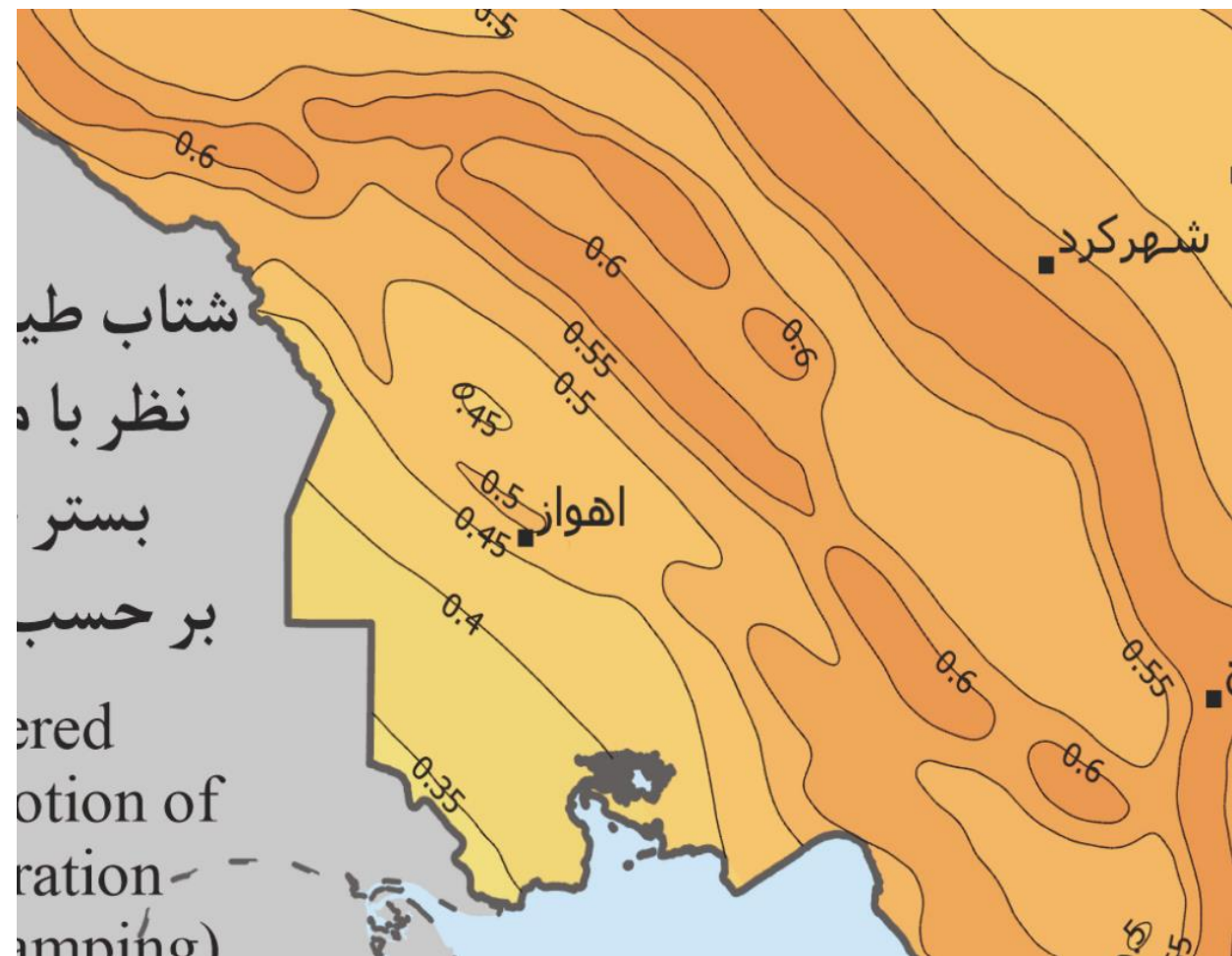
کلیه حقوق مادی و معنوی سایت برای مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی محفوظ می باشد.

فصل ۲ - نقشه‌های پهنه‌بندی شتاب طیفی زلزله سطح MCE در زمان‌های تناوب ۰/۲ و ۱ ثانیه (بر روی سنگ بستر)

www.std2800.ir

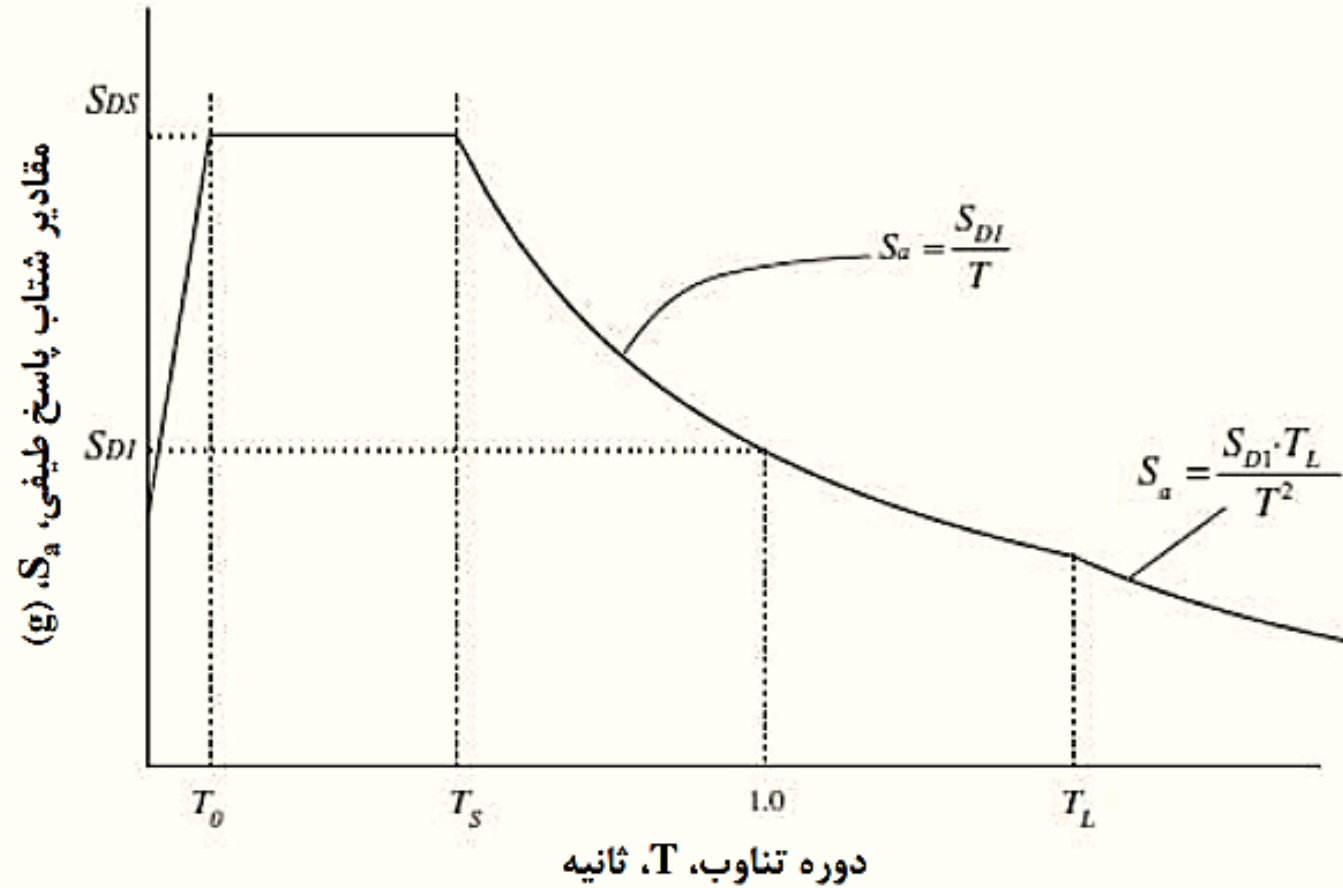


Ss @ 0.2 sec.



S1 @ 1.0 sec.

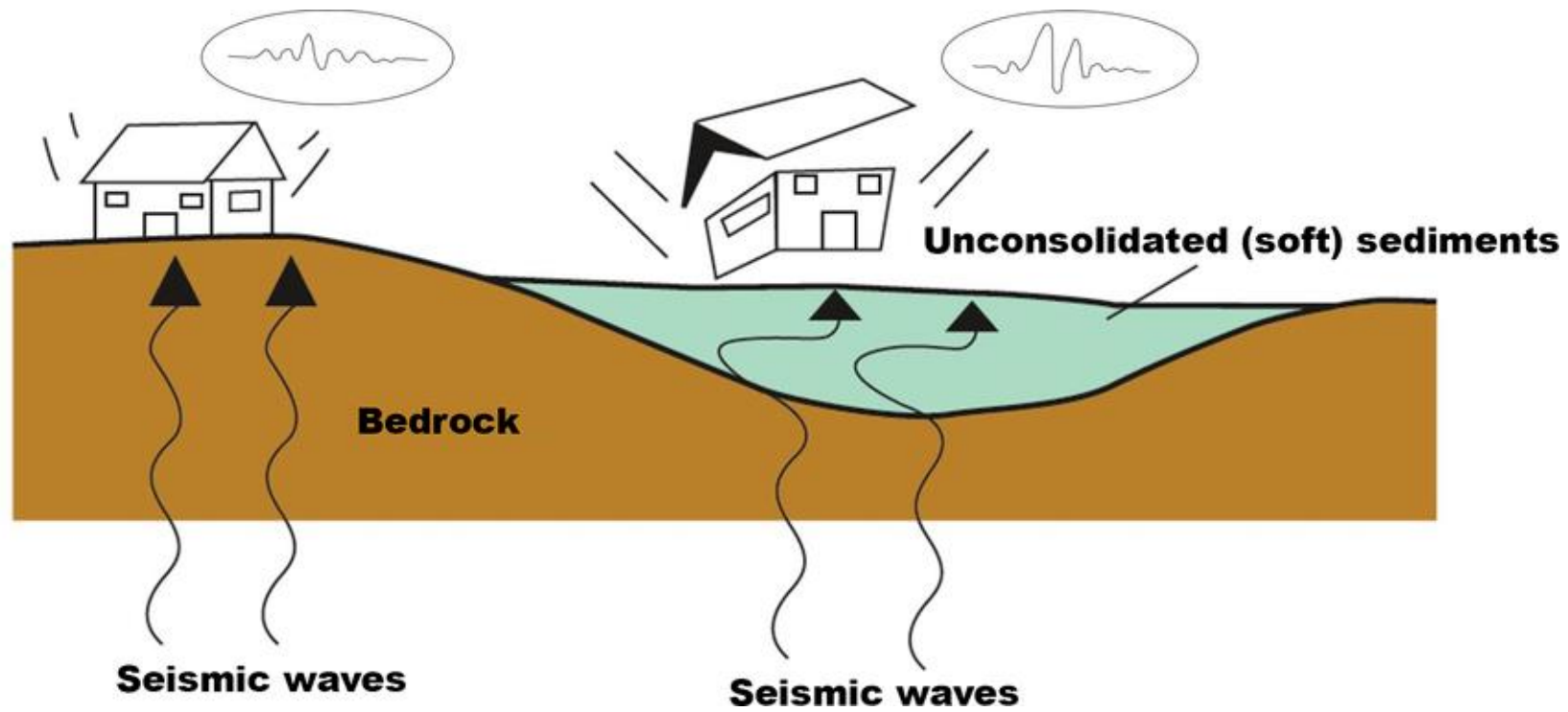
طیف طرح



شکل ۱-۲ طیف طرح استاندارد

پارامترهای شتاب زمان تناوب کوتاه و زمان تناوب ۱ ثانیه ورودی اصلی برای تعیین تقاضای لرزه ای و طیف طراحی هستند.

فصل ۲ - اثرات ساختگاهی



فصل ۲ - شتاب طیفی زلزله سطح MCE در زمان‌های تناوب ۰/۲ و ۱ ثانیه (در سطح زمین با در نظر گرفتن اثرات ساختگاهی)

۲-۳ مقادیر شتاب طیفی زلزله بیشینه مورد نظر در سطح زمین، S_{MS} ، S_{M1}

مقادیر شتاب طیفی زلزله بیشینه مورد نظر با میرایی ۰.۵٪ روی زمین ساختگاه در زمان تناوب کوتاه (S_{MS}) و در زمان تناوب یک ثانیه (S_{M1})، با استفاده از مقادیر شتاب طیفی بند ۲-۲ که روی بستر سنگی برآورد شده، به کمک روابط (۱-۲ الف) و (۱-۲ ب) بدست می‌آیند.

$$S_{MS} = F_s S_s \quad (۱-۲ الف)$$

$$S_{M1} = F_1 S_1 \quad (۱-۲ ب)$$

در این روابط:

S_s = شتاب طیفی (بر حسب شتاب ثقل) زلزله بیشینه مورد نظر با میرایی ۰.۵٪ بر روی سنگ بستر در زمان تناوب‌های کوتاه و S_1 = شتاب طیفی (بر حسب شتاب ثقل) زلزله بیشینه مورد نظر با میرایی ۰.۵٪ بر روی سنگ بستر برای زمان تناوب یک ثانیه هستند که مطابق با بند ۲-۲ تعیین می‌شوند.

ضرایب تاثیر نوع زمین ساختگاه در بازه شتاب ثابت یا بازه زمان تناوب کوتاه طیف (F_s)، و بازه سرعت ثابت (F_1)، با توجه به نوع زمین به ترتیب از جدول (۱-۲) و جدول (۲-۲) بدست می‌آیند. طبقه‌بندی نوع زمین در جدول (۵-۲) آورده شده است.

فصل ۲ - شتاب طیفی زلزله سطح MCE در زمان‌های تناوب ۰/۲ و ۱ ثانیه (در سطح زمین با در نظر گرفتن اثرات ساختمانی)

جدول ۲-۲ ضریب تاثیر نوع ساختمان در زمان تناوب یک ثانیه (F_1)

نوع زمین	مقادیر شتاب طیفی زلزله بیشینه مورد نظر برای زمان تناوب ۱ ثانیه*				
	$S_1 \geq 0.6$	$S_1 = 0.5$	$S_1 = 0.4$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.2$
I**	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۰
II	۱٫۳	۱٫۳	۱٫۳	۱٫۳	۱٫۵
III	۲٫۱	۲٫۱	۲٫۱	۲٫۱	۲٫۲
IV	۲٫۸	۲٫۸	۳٫۲	۳٫۳	۳٫۳
V	۲٫۱	۲٫۱	۲٫۱	۲٫۱	۲٫۲
VI	طیف ویژه	طیف ویژه	طیف ویژه	طیف ویژه	طیف ویژه

* برای مقادیر میانی S_1 از درون‌یابی خطی استفاده شود.

** برای زمین نوع یک، در صورتی که سرعت موج برشی با استفاده از آزمایش‌های ژئوفیزیکی درون‌چاهی مطمئن (حداقل ۳ اندازه‌گیری) تعیین شده است، می‌توان ضریب ۰٫۹ را جایگزین کرد.

جدول ۱-۲ ضریب تاثیر نوع ساختمان در بازه زمان تناوب کوتاه (F_s)

نوع زمین	مقادیر شتاب طیفی زلزله بیشینه مورد نظر برای زمان تناوب های کوتاه*				
	$S_s \geq 1.5$	$S_s = 1.25$	$S_s = 1.0$	$S_s = 0.75$	$S_s = 0.5$
I**	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۰
II	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۱	۱٫۲	۱٫۲
III	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۱	۱٫۲	۱٫۳
IV	۱٫۱	۱٫۱	۱٫۳	۱٫۳	۱٫۶
V	۱٫۲	۱٫۲	۱٫۴	۱٫۴	۱٫۶
VI	طیف ویژه	طیف ویژه	طیف ویژه	طیف ویژه	طیف ویژه

* برای مقادیر میانی S_s از درون‌یابی خطی استفاده شود.

** برای زمین نوع یک، در صورتی که سرعت موج برشی با استفاده از آزمایش‌های ژئوفیزیکی درون‌چاهی مطمئن (حداقل ۳ اندازه‌گیری) تعیین شده است، می‌توان ضرایب ۰٫۹ را جایگزین کرد.

شتاب حداکثر زلزله سطح MCE در سطح زمین

۲-۳-۱ در صورت نیاز، شتاب حداکثر زلزله بیشینه مورد نظر در سطح زمین (PGA_S) با استفاده از رابطه زیر قابل حصول است:

$$PGA_S = PGA * F_{PGA} \quad (۲-۱-پ)$$

در این رابطه PGA معرف مقدار شتاب بیشینه در سنگ بستر و برابر $0.4S_s$ است. ضریب اصلاح شتاب برای اثرات ساختمانی در جدول (۲-۳) ارائه شده است.

جدول ۲-۳ ضریب تاثیر نوع ساختمان بر شتاب بیشینه زمین (F_{PGA})

نوع زمین	مقادیر شتاب بیشینه در سنگ بستر (PGA) *				
	$PGA \geq 0.6$	$PGA = 0.5$	$PGA = 0.4$	$PGA = 0.3$	$PGA = 0.2$
I**	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۰
II	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۱	۱٫۲	۱٫۲
III	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۱	۱٫۳	۱٫۴
IV	۱٫۱	۱٫۲	۱٫۴	۱٫۶	۱٫۶
V	۱٫۲	۱٫۲	۱٫۴	۱٫۶	۱٫۶
VI	طیف ویژه	طیف ویژه	طیف ویژه	طیف ویژه	طیف ویژه

* برای مقادیر میانی PGA از درونیابی خطی استفاده شود.

** برای زمین نوع یک، در صورتی که سرعت موج برشی با استفاده از آزمایش‌های ژئوفیزیکی درون چاهی مطمئن (حداقل ۳ اندازه‌گیری) تعیین شده است، می‌توان ضرایب ۰٫۹ را جایگزین کرد.

فصل ۲ - شتاب‌های طیفی زلزله سطح DBE در زمان‌های تناوب ۰/۲ و ۱ ثانیه در سطح زمین

۲-۴ مقادیر شتاب طیفی زلزله طرح، S_{DS} و S_{D1}

مقادیر شتاب طیفی زلزله طرح در زمان تناوب‌های کوتاه، S_{DS} ، و در زمان تناوب یک ثانیه، S_{D1} ، به ترتیب با استفاده از روابط (۲-۲-الف) و (۲-۲-ب) بدست می‌آیند.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (۲-۲-الف)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (۲-۲-ب)$$

فصل ۲ - طیف طرح

۵-۲ طیف طرح استاندارد، S_a

طیف طرح استاندارد آیین‌نامه، بیانگر نحوه پاسخ سازه به حرکت زمین با توجه به نوع زمین ساختگاه آن است. این طیف مطابق با شکل (۱-۲) و با استفاده از روابط زیر تعیین می‌شود:

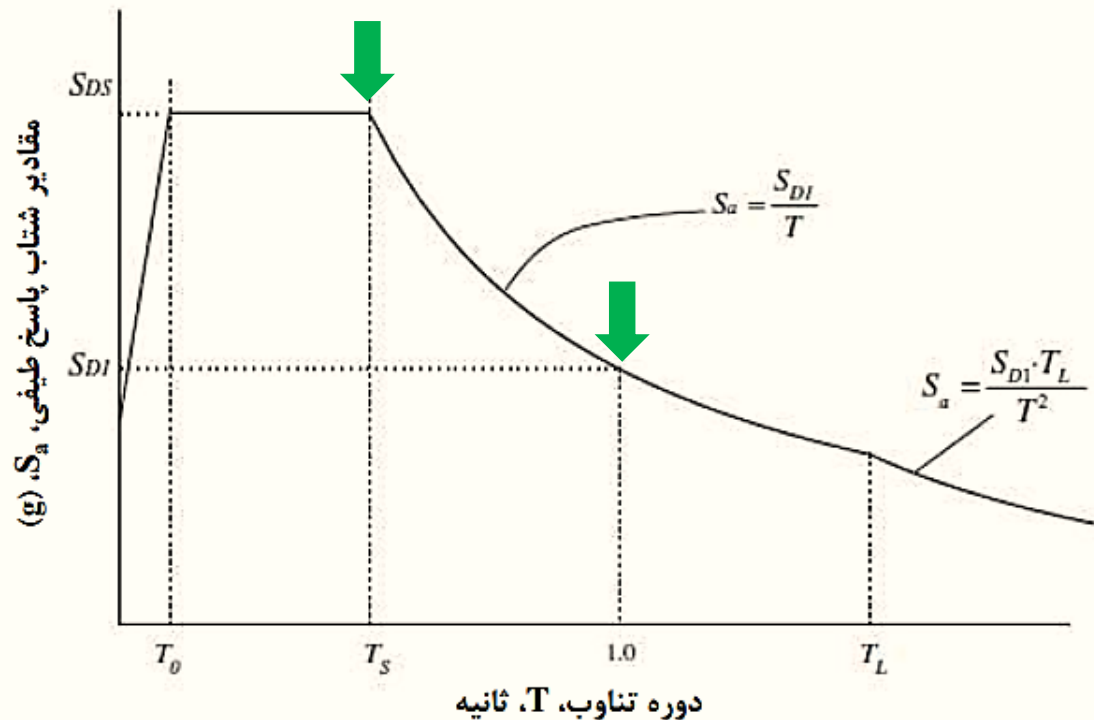
$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right)$	$0 \leq T < T_0$	(الف-۳-۲)
$S_a = S_{DS}$	$T_0 \leq T \leq T_s$	(ب-۳-۲)
$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$	$T_L \geq T > T_s$	(پ-۳-۲)
$S_a = S_{D1} \left(\frac{T_L}{T^2} \right)$	$T > T_L$	(ت-۳-۲)

در این روابط:

T : زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه به ثانیه است. این زمان طبق بند ۳-۹-۲ تعیین می‌شود.

T_0 : برابر است با $0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$
 T_s : برابر است با $\frac{S_{D1}}{S_{DS}}$

S_{DS} و S_{D1} به ترتیب مقادیر شتاب طیف طرح (بر حسب شتاب ثقل) با نسبت میرایی ۵٪ در زمان تناوب کوتاه (۰٫۲ ثانیه) و در زمان تناوب ۱ ثانیه، روی زمین ساختگاه می‌باشند. T_L معرف زمان تناوب گوشه طیف در تناوبهای بلند و مقدار آن مستقل از شرایط ساختگاهی یا مقادیر S_{DS} و S_{D1} ، برابر ۶٫۰ ثانیه است.



شکل ۱-۲ طیف طرح استاندارد

۵-۲-۱ طیف زلزله بیشینه مورد نظر، S_{aM}

در صورت لزوم طیف زلزله بیشینه مورد نظر، $1/5$ برابر طیف طرح این آیین‌نامه اختیار شود.

v5

۲-۶ طبقه‌بندی نوع زمین

۲-۶-۱ زمین ساختگاه از نظر مشخصات لایه‌های زمین به شرح جدول (۲-۵) طبقه‌بندی می‌شود. در این جدول:

$\bar{v}_s$: میانگین سرعت موج برشی در لایه‌های مختلف خاک تا عمق ۳۰ متری از تراز پایه

$\bar{N}_{1(60)}$: میانگین N_{60} در لایه‌های مختلف خاک تا عمق ۳۰ متری

$N_{1(60)}$: تعداد ضربات نفوذ استاندارد (اصلاح شده برای نسبت انرژی دستگاه)

$\bar{C}_u$: میانگین C_u در لایه‌های مختلف خاک‌های چسبنده اشباع تا عمق ۳۰ متری

C_u : مقاومت برشی زهکشی‌نشده در خاک‌های چسبنده اشباع

تعیین نوع زمین در این جدول، باید بر اساس مقدار سرعت موج برشی $\bar{v}_s$ صورت گیرد. در صورت نداشتن دسترسی به مقدار میانگین سرعت موج برشی، در خاک‌های دانه‌ای (با اندازه کوچک‌تر از شن متوسط) می‌توان از تعداد ضربات نفوذ استاندارد $\bar{N}_{1(60)}$ و در خاک‌های چسبنده اشباع از مقاومت برشی زهکشی نشده $\bar{C}_u$ استفاده نمود.

۲-۶-۲ برای تعیین میانگین سرعت موج برشی، $\bar{v}_s$ می‌توان از رابطه (۲-۱۲) یا از رابطه معتبر دیگری استفاده کرد:

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n (d_i / v_{si})} \quad (2-12)$$

در این رابطه، d_i و v_{si} به ترتیب ضخامت و سرعت موج برشی هر لایه، n تعداد لایه‌ها تا عمق ۳۰ متری از تراز پایه و $\sum_{i=1}^n d_i = 30m$ است.

v4

۲-۴ طبقه‌بندی نوع زمین

۲-۴-۱ زمین‌ساختگاه‌ها از نظر نوع سنگ و خاک به شرح جدول (۲-۳) طبقه‌بندی می‌شوند. در این جدول:

$\bar{v}_s$: متوسط سرعت موج برشی در لایه‌های مختلف خاک تا عمق ۳۰ متری از تراز پایه

$\bar{N}_{1(60)}$: متوسط $N_{1(60)}$ در لایه‌های مختلف خاک تا عمق ۳۰ متری

$N_{1(60)}$: تعداد ضربات نفوذ استاندارد (اصلاح شده برای فشار مؤثر سربار و انرژی)

$\bar{C}_u$: متوسط C_u در لایه‌های مختلف خاک تا عمق ۳۰ متری

C_u : مقاومت برشی زهکشی‌نشده در خاک‌های چسبنده

تعیین طبقه‌بندی نوع زمین، در این جدول، باید بر اساس مقدار سرعت موج برشی $\bar{v}_s$ صورت گیرد، لیکن در صورت دسترسی نداشتن به آن می‌توان در خاک‌های دانه‌ای با اندازه کوچک‌تر از شن متوسط از تعداد ضربات نفوذ استاندارد $\bar{N}_{1(60)}$ و در خاک‌های چسبنده از مقاومت برشی زهکشی نشده $\bar{C}_u$ استفاده نمود.

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

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

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

فصل ۲ - طبقه‌بندی نوع زمین

v5

جدول ۲-۵ 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، با حداکثر ۵ متر مصالح ضعیف‌تر تا تراز پایه	-	-	>750
II	خاک خیلی متراکم یا سنگ سست، شامل شن و ماسه خیلی متراکم، رس بسیار سخت	>250	>50	$375-750$
III	خاک متراکم یا نسبتاً متراکم، شامل شن و ماسه متراکم تا نسبتاً متراکم یا رس سخت	$70-250$	$15-50$	$175-375$
IV	خاک متوسط تا نرم، شامل خاک غیرچسبنده با تراکم متوسط تا سست، یا خاک چسبنده سفت تا نرم	$20-70$	<15	$100-175^*$
V	پروفیل خاک متشکل از لایه‌های آبرفتی با سرعت موج برشی $\bar{V}_s$ در محدوده خاک‌های گروه III و IV و ضخامت بین ۵ متر تا ۲۰ متر، بر روی لایه سخت با سرعت موج برشی بزرگتر از ۷۵۰ متر بر ثانیه با حداقل ۳ برابر میانگین سرعت موج برشی لایه فوقانی	---	---	---
VI	نهشته‌های متشکل از حداقل ۱۰ متر خاک‌های رسی همراه با لای نرم و دارای اندیس خمیری بیش از ۴۰ و رطوبت زیاد	$10-20^*$	-	<100

* اعداد فوق برای راهنمایی کلی است و در عمل ممکن است مرز دو طبقه IV و VI کمی متفاوت باشد.

v4

جدول ۲-۳ 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 سیمانته 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

v4

۳-۴-۲ در مواردی که در انطباق مشخصات محل ساختگاه با انواع مندرج در جدول (۳-۲) تردیدی وجود داشته باشد، باید نوع زمینی که ضریب بازتاب بزرگ‌تری به‌دست می‌دهد، انتخاب گردد.

۴-۴-۲ در مواردی که جزئیات خصوصیات خاک به حد کافی برای تعیین نوع زمین محل شناخته‌شده نباشد و داده‌های ژئوتکنیکی خصوصیتی شبیه زمین نوع IV را در محل نشان ندهد و طبق بند (۱-۶) انجام مطالعات ژئوتکنیکی در محل مورد نظر ضروری نباشد و ساختمان مورد نظر با حداکثر چهار سقف (ارتفاع کمتر از ۱۲ متر) و سطح اشغال حداکثر ۳۰۰ متر مربع باشد، می‌توان زمین مورد نظر را نوع III از جدول (۳-۲) انتخاب کرد.

v5

۳-۶-۲ در مواردی که در انطباق نوع زمین محل ساختگاه با انواع مندرج در جدول (۲-۵) تردیدی وجود داشته باشد، باید نوع زمینی که شتاب طیفی بزرگ‌تری به‌دست می‌دهد، انتخاب گردد. همچنین در مواردی که اثرات بزرگ‌نمایی توپوگرافی قابل توجه است و یا زمین بر روی شیب قرارگرفته است، تصحیحات لازم طبق بند ۱-۲-۴-۶ فصل الزامات ژئوتکنیکی اعمال شود.

۴-۶-۲ در کلیه ساختگاه‌ها چنانچه عواملی وجود داشته باشد که منجر به ناپایداری زمین گردد (مانند نهشته‌های متشکل از خاک‌های قابل روانگرایی، رس‌های حساس و هر پروفیل خاک دیگری که در طبقه‌بندی‌های نوع زمین I تا VI جدول (۲-۵) قرار نگیرد) لازم است کنترل‌های مطرح شده در فصل الزامات ژئوتکنیکی مد نظر قرار گیرد و در صورت لزوم طیف ویژه ساختگاه تهیه شود.

یکی از کلیدی‌ترین مفاهیم در ویرایش ۵، مفهوم گروه طراحی لرزه‌ای (SDC) Seismic Design Category است. این مفهوم از ترکیب «اهمیت ساختمان» و «لرزه‌خیزی منطقه» به دست می‌آید.

۲-۷ گروه طراحی لرزه‌ای

گروه طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های مشمول این آیین‌نامه برحسب اهمیت ساختمان و لرزه‌خیزی منطقه طبق جدول (۲-۶) تعیین می‌شود. در این جدول I_e ضریب اهمیت ساختمان است، که طبق بند ۱-۴-۱ فصل ۱ تعیین می‌شود. نمادهای SDC-1، SDC-2 و SDC-3 در این جدول به ترتیب معرف گروه‌های طراحی لرزه‌ای ۱ تا ۳ هستند.

اهمیت متوسط و کم	اهمیت زیاد	اهمیت خیلی زیاد	شرایط	
SDC-1	SDC-2	SDC-3	$I_e \cdot S_{D1} \leq 0.40$ و $I_e \cdot S_{DS} \leq 0.75$	$I_e \cdot S_1 \leq 0.6$
SDC-2	SDC-2	SDC-3	$I_e \cdot S_{D1} > 0.40$ یا $I_e \cdot S_{DS} > 0.75$	
SDC-3	SDC-3	SDC-3	$I_e \cdot S_1 > 0.6$	

فصل ۳ – ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی

فصل سوم

ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی

۳-۱ کلیات

۳-۱-۱ سازه تمامی ساختمان‌های موضوع این آیین‌نامه باید مطابق ضوابط مندرج در این فصل محاسبه شوند. ساختمان‌های با مصالح بنایی کلاف‌دار، مشمول ضوابط این فصل نیستند و برای آن‌ها باید ضوابط مندرج در بند ۳-۱-۲ رعایت شود.

۳-۱-۲ سازه ساختمان علاوه بر نیروهای زلزله باید برای اثر سایر بارهای جانبی نظیر باد، بر اساس ترکیب بارهای مندرج در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، تحلیل و طراحی شود و در هر عضو سازه اثر هر یک که بیشتر باشد ملاک عمل قرار گیرد؛ لیکن رعایت ضوابط ویژه طراحی برای زلزله، مطابق الزامات این فصل و آیین‌نامه‌های طراحی مربوط به سیستم سازه‌ای مورد استفاده، در تمامی اعضا الزامی است.

۳-۱-۳ ساختمان باید دارای سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای مجاز و مشخصی مطابق ضوابط این آیین‌نامه باشد تا در امتدادهای افقی و قائم، نیروهای ناشی از زلزله را تحمل نماید. اجزاء سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان باید بر اساس ضوابط این فصل به نحوی طراحی شوند که سختی، مقاومت و شکل‌پذیری مناسب برای آن‌ها تأمین گردد و سازه پاسخ‌گوی نیازهای مقاومت و تغییرشکل باشد.

۳-۱-۴ پی ساختمان باید مطابق ضوابط این آیین‌نامه به نحوی طراحی شود که قادر به تحمل نیروها و جابجایی‌های تحمیل‌شده در اثر حرکات زمین ناشی از زلزله باشد.

۷-۱ گروه‌بندی ساختمان‌ها بر حسب نظم کالبدی

ساختمان‌هایی که به لحاظ خصوصیات کالبدی شامل: شکل هندسی، توزیع جرم و توزیع سختی در پلان و در ارتفاع دارای یکی از مشخصات زیر باشند "نامنظم" و در غیر این صورت "منظم" محسوب می‌شوند.

۱-۷-۱ نامنظمی در پلان

الف-نامنظمی هندسی: در مواردی که پس‌رفتگی هم‌زمان در دو جهت در یکی از گوشه‌های ساختمان بیشتر از ۲۰ درصد طول پلان در آن جهت باشد.

ب-نامنظمی پیچشی: در مواردی که حداکثر تغییرمکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن $A_j = 1/0$ بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییرمکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد. در این موارد نامنظمی "زیاد" و در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد، نامنظمی "شدید" پیچشی توصیف می‌شود.

نامنظمی‌های پیچشی تنها در مواردی که دیافراگم‌های کف‌ها صلب و یا نیمه‌صلب هستند کاربرد پیدا می‌کند.

۳-۳ نظم کالبدی سازه

ساختمان‌ها به لحاظ خصوصیات کالبدی، مطابق ضوابط این بند به‌عنوان ساختمان منظم یا نامنظم دسته‌بندی می‌شوند. در صورتی که هر کدام از انواع نامنظمی‌های بند ۳-۳-۱ یا ۳-۳-۲ وجود داشته باشد، کل ساختمان در هر دو امتداد به‌عنوان ساختمان نامنظم محسوب می‌شود.

۱-۳-۳ نامنظمی در پلان

در صورتی که ساختمان دارای یک یا چند نوع از نامنظمی‌های زیر باشد، به‌عنوان ساختمان نامنظم در پلان محسوب می‌شود. در شکل (۳-۱)، نمونه‌هایی از این نامنظمی‌ها نشان داده شده است.

الف- نامنظمی هندسی: میزان پس‌رفتگی هم‌زمان در دو امتداد، بیش از ۲۰ درصد طول پلان در آن امتداد باشد.

ب- نامنظمی پیچشی: در مواردی که در طبقه‌ای از ساختمان، تغییرشکل پیچشی نسبت به تغییرشکل جانبی، قابل ملاحظه باشد. این موضوع با استفاده از نسبت نامنظمی پیچشی ساختمان، TIR، بررسی می‌شود. در هر امتداد، TIR، نسبت حداکثر تغییر مکان نسبی در یک محور پیرامونی ساختمان در یک طبقه به متوسط تغییر مکان نسبی دو محور پیرامونی ساختمان در همان طبقه است که بر مبنای روش تحلیل استاتیکی معادل، با احتساب پیچش تصادفی و منظور نمودن $A_j = 1/0$ محاسبه می‌شود. برای محاسبه TIR می‌توان دیافراگم‌ها را صلب در نظر گرفت. چنانچه نسبت TIR بیش از ۱/۲ باشد نامنظمی پیچشی "زیاد" و در مواردی که TIR بیش از ۱/۴ باشد نامنظمی پیچشی "شدید" محسوب می‌شود.

بررسی نامنظمی‌های پیچشی صرفاً در مواردی که دیافراگم‌ها صلب یا نیمه صلب هستند موضوعیت دارد.

فصل ۳ - نظم کالبدی سازه

پ- نامنظمی در دیافراگم: تغییر ناگهانی در سختی دیافراگم به میزان بیش از ۵۰ درصد در یک دهانه نسبت به دهانه مجاور اتفاق افتاده باشد، یا در مواردی که بازشویی با مساحت بیش از ۲۵ درصد مساحت دیافراگم وجود داشته باشد.

ت- نامنظمی جابجایی خارج از صفحه: انقطاعی در مسیر انتقال نیروهای جانبی به دلیل تغییر صفحه حداقل یکی از عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای ایجاد شده باشد.

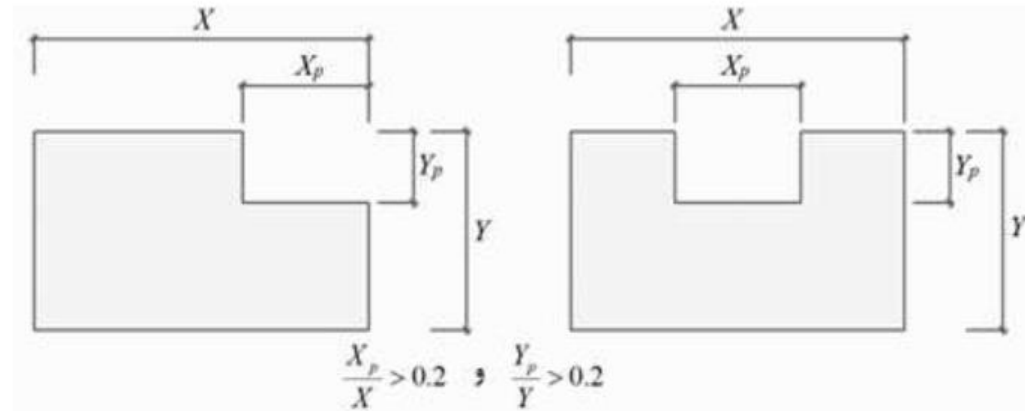
ث- نامنظمی سیستم‌های غیر موازی: بعضی از عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای به موازات محورهای متعامد اصلی سیستم مقاوم لرزه‌ای نباشند.

پ- نامنظمی در دیافراگم: در مواردی که تغییر ناگهانی در مساحت دیافراگم، به میزان مجموع سطوح بازشوی بیشتر از ۵۰ درصد سطح طبقه، و یا تغییر ناگهانی در سختی دیافراگم، به میزان بیشتر از ۵۰ درصد سختی طبقات مجاور، وجود داشته باشد.

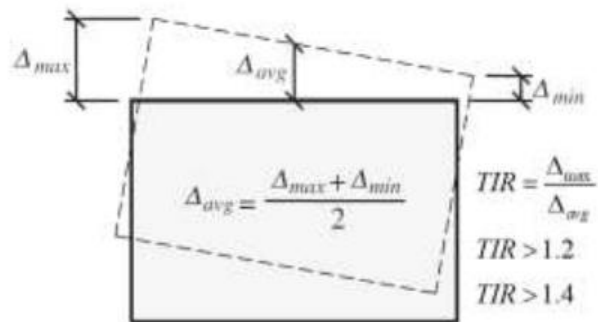
ت- نامنظمی خارج از صفحه: در مواردی که در سیستم باربر جانبی انقطاعی در مسیر انتقال نیروی جانبی، مانند تغییر صفحه، حداقل در یکی از اجزای باربر جانبی در طبقات، وجود داشته باشد.

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

v5



الف - نامنظمی هندسی



$$TIR = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{avg}}$$

$$TIR > 1.2$$

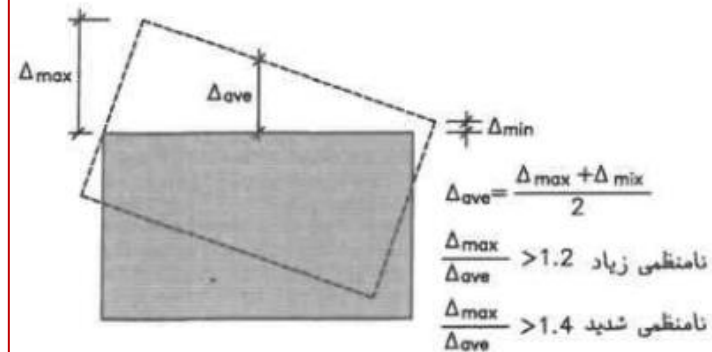
نامنظمی پیچشی زیاد

$$TIR > 1.4$$

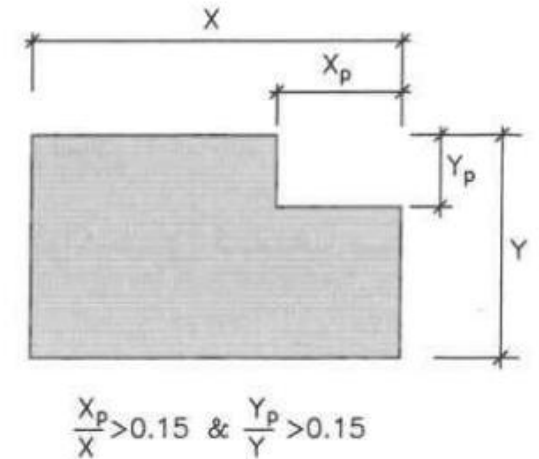
نامنظمی پیچشی شدید

ب - نامنظمی پیچشی

v4



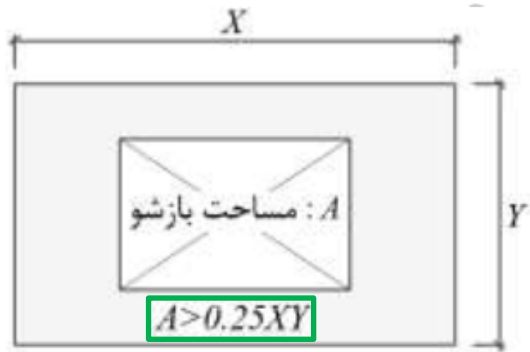
ب - نامنظمی پیچشی



الف - نامنظمی هندسی

v5

v4



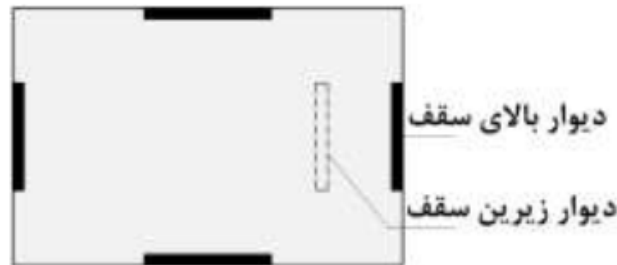
پ-۲- نامنظمی در دیافراگم (مساحت)



پ-۱- نامنظمی در دیافراگم (سختی)

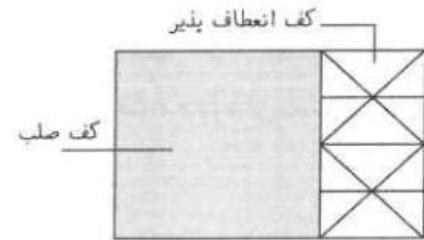


ث - نامنظمی سیستم‌های غیر موازی

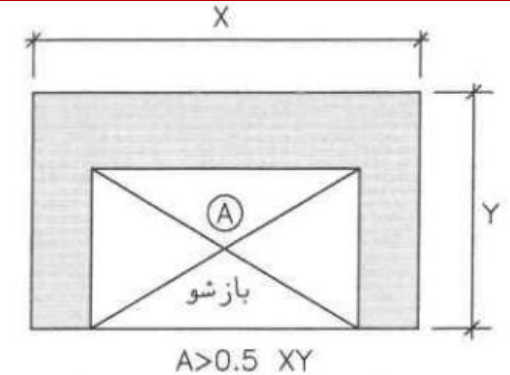


ت - نامنظمی جابجایی خارج از صفحه

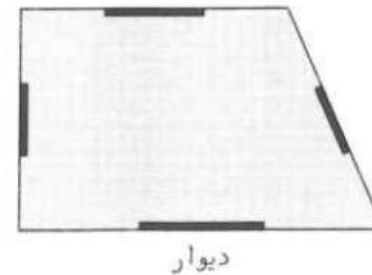
شکل ۱-۳ انواع نامنظمی در پلان



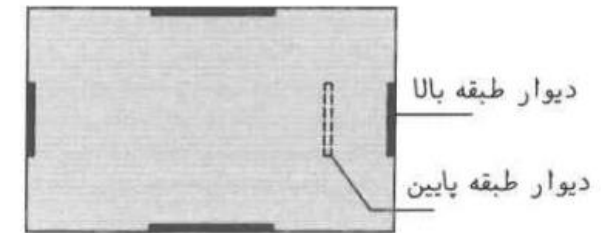
پ-۲ نامنظمی دیافراگم (در سختی)



پ-۱ نامنظمی دیافراگم (در مساحت)



ث - نامنظمی سیستم‌های غیر موازی



ت - نامنظمی خارج از صفحه

۲-۷-۱ نامنظمی در ارتفاع

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

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

طبقات بام و خریشته از این تعریف مستثنا هستند.

پ - نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی: در مواردی که جزئی از سیستم بار بر جانبی در ارتفاع قطع شده باشد، به‌طوری‌که آثار ناشی از واژگونی روی تیرها، دال‌ها، ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی تغییراتی ایجاد کند.

ت - نامنظمی مقاومت جانبی: در مواردی که مقاومت جانبی طبقه از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود کمتر باشد، چنین طبقه‌ای اصطلاحاً "طبقه ضعیف" نامیده می‌شود. در مواردی که مقدار فوق به ۶۵ درصد کاهش یابد، طبقه اصطلاحاً "طبقه خیلی ضعیف" توصیف می‌شود.

ث - نامنظمی سختی جانبی: در مواردی که سختی جانبی هر طبقه کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی‌های جانبی سه طبقه روی خود باشد. چنین طبقه‌ای اصطلاحاً "طبقه نرم" نامیده می‌شود.

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

v5

۲-۳-۳ نامنظمی در ارتفاع

در صورتی‌که ساختمان دارای یک یا چند نوع از نامنظمی‌های زیر باشد به‌عنوان ساختمان نامنظم در ارتفاع محسوب می‌شود. در شکل (۲-۳) نمونه‌هایی از این نامنظمی‌ها نشان داده شده است.

الف - نامنظمی هندسی: بُعد افقی سیستم مقاوم لرزه‌ای در طبقه‌ای بیش از ۱۳۰ درصد آن در طبقات مجاور باشد.

ب - نامنظمی جرمی: جرم طبقه‌ای بیش از ۱٫۵ برابر جرم هر یک از طبقات مجاورش باشد. جرم طبقه با توجه به ضوابط بند ۳-۷-۴ تعیین می‌شود. بام با وزن سبک‌تر از طبقه تحتانی‌اش از این بررسی معاف است.

پ - نامنظمی قطع داخل صفحه عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای: عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای در صفحه خود به میزانی بیش از حدود ارائه شده در شکل (۲-۳-پ) جابجا شده باشند.

ت - نامنظمی مقاومت جانبی: در مواردی که طبقه‌ای از ساختمان، ضعیف یا خیلی ضعیف باشد. چنانچه مقاومت جانبی طبقه از ۸۵ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود کمتر باشد "طبقه ضعیف" و اگر از ۶۵ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود کمتر باشد "طبقه خیلی ضعیف" نامیده می‌شود.

به منظور بررسی این نامنظمی، می‌توان مقاومت جانبی طبقه را با انجام یک تحلیل غیرخطی و با اعمال یک نیروی جانبی به سقف طبقه موردنظر، در شرایطی که کف طبقه، بدون حرکت انتقالی جانبی در نظر گرفته شده است محاسبه نمود. همچنین می‌توان این مقاومت را بر مبنای روش‌های مبتنی بر فرض مکانیزم‌های طبقه‌ای متناسب با رفتار سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان محاسبه نمود.

ث - نامنظمی سختی جانبی: در مواردی که طبقه‌ای از ساختمان، نرم یا خیلی نرم باشد. چنانچه سختی جانبی طبقه، کمتر از ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خود یا کمتر از ۸۰ درصد متوسط سختی جانبی سه طبقه روی خود باشد "طبقه نرم" و اگر مقادیر فوق به ترتیب به ۶۰ درصد و ۷۰ درصد کاهش یابند "طبقه خیلی نرم" نامیده می‌شود.

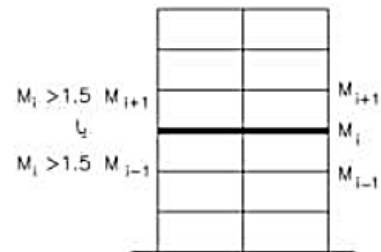


به منظور بررسی این نامنظمی لازم است یک نیروی جانبی با مقدار دلخواه به سقف طبقه موردنظر اعمال گردد و تغییر مکان جانبی ارتجاعی آن طبقه، در شرایطی که صرفاً کف همان طبقه، بدون حرکت انتقالی جانبی در نظر گرفته شده است بر اساس روش تحلیل خطی محاسبه شود. از تقسیم نیروی مذکور به تغییر مکان جانبی ارتجاعی محاسبه شده، سختی جانبی آن طبقه تعیین می‌گردد.

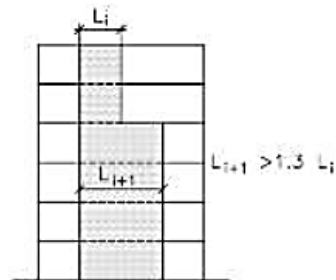
تبصره: در صورتی که تحت اثر نیروی زلزله طرح، نسبت تغییر مکان جانبی نسبی در هیچ‌کدام از طبقات از $1/3$ برابر این مقدار در طبقه فوقانی‌اش بیشتر نباشد می‌توان نامنظمی‌های ارتفاعی از نوع جرمی و سختی جانبی (طبقه نرم و خیلی نرم) را در آن سازه نادیده گرفت. برای انجام این بررسی، در محاسبه تغییر مکان جانبی نسبی طبقات می‌توان از آثار پیچش صرف‌نظر نمود. همچنین در ساختمان‌های بیش از دو طبقه، بررسی نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طبقه زیرین بام به تغییر مکان جانبی نسبی بام ضرورت ندارد.

فصل ۳ - نظم کالبدی سازه

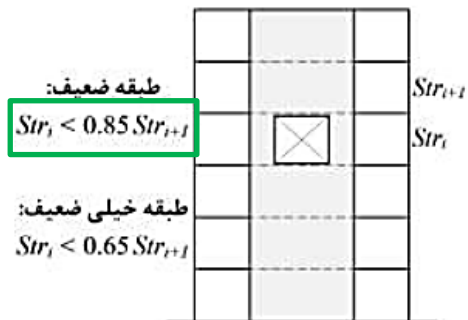
v5



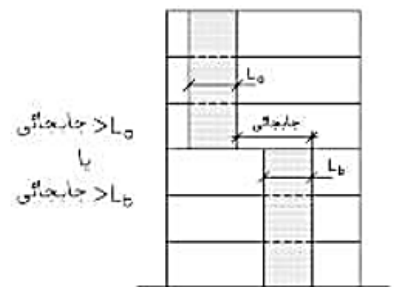
ب - نامنظمی جرمی



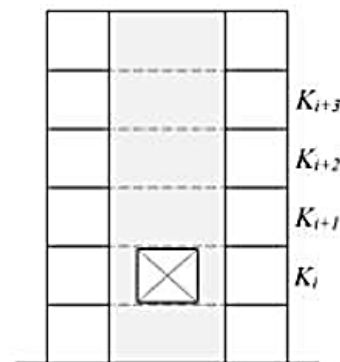
الف - نامنظمی هندسی



ت - نامنظمی مقاومت جانبی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای



پ - نامنظمی قطع داخل صفحه

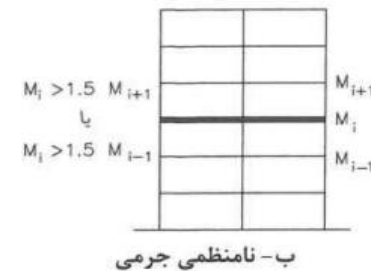


طبقه نرم	طبقه خیلی نرم
$K_i < 0.7 K_{i+1}$	$K_i < 0.6 K_{i+1}$
یا	یا
$K_i < \frac{0.8}{3} (K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3})$	$K_i < \frac{0.7}{3} (K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3})$

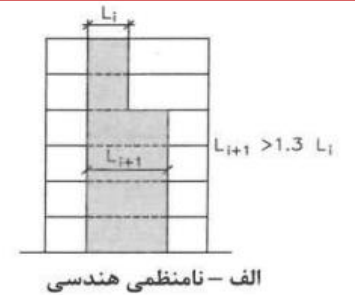
ث - نامنظمی سختی جانبی

شکل ۲-۳ انواع نامنظمی در ارتفاع

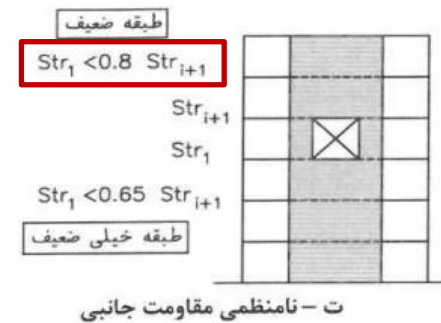
v4



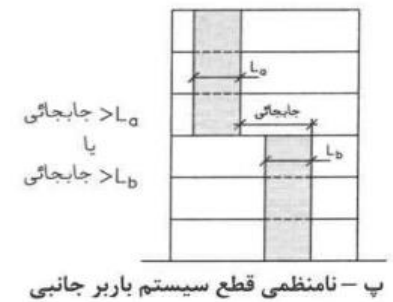
ب - نامنظمی جرمی



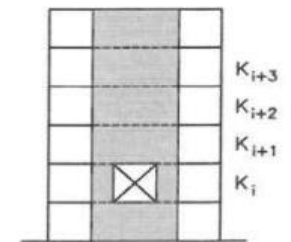
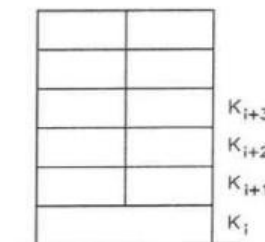
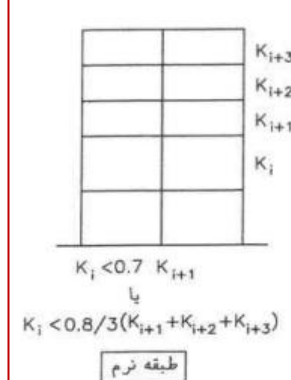
الف - نامنظمی هندسی



ت - نامنظمی مقاومت جانبی



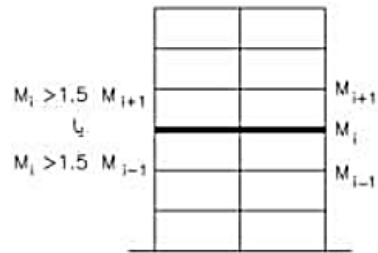
پ - نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی



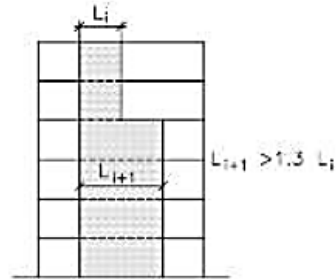
ث - نامنظمی سختی جانبی

فصل ۳ - نظم کالبدی سازه

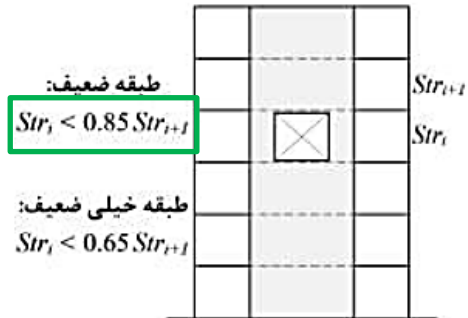
v5



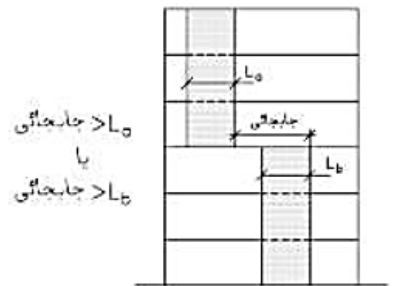
ب - نامنظمی جرمی



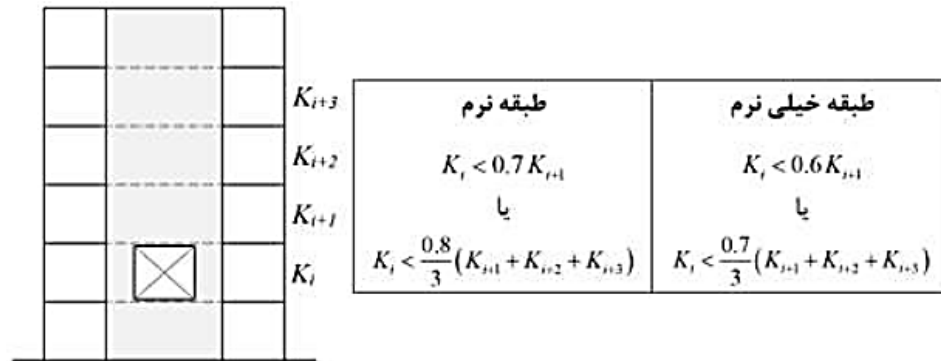
الف - نامنظمی هندسی



ت - نامنظمی مقاومت جانبی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای



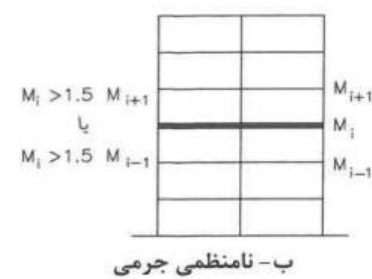
پ - نامنظمی قطع داخل صفحه



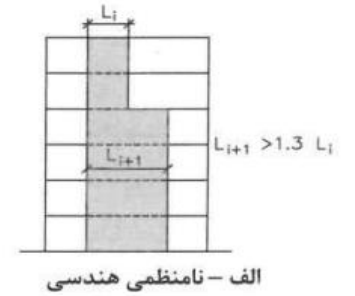
ث - نامنظمی سختی جانبی

شکل ۲-۳ انواع نامنظمی در ارتفاع

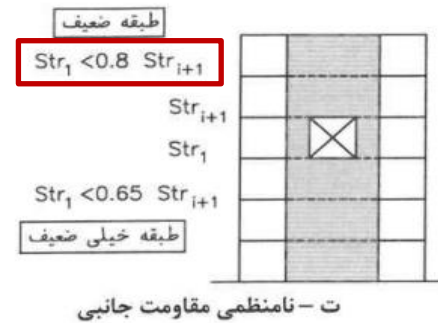
v4



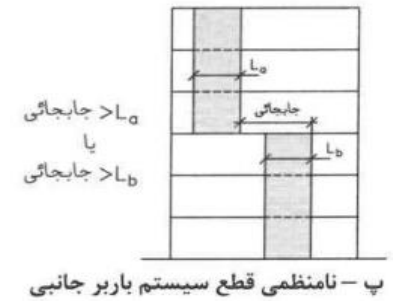
ب - نامنظمی جرمی



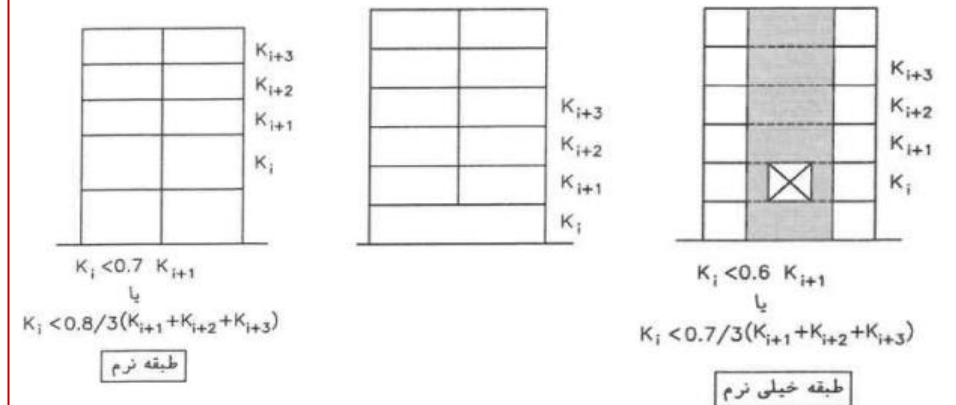
الف - نامنظمی هندسی



ت - نامنظمی مقاومت جانبی



پ - نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی



ث - نامنظمی سختی جانبی

۳-۷-۱ محدودیت در احداث ساختمان‌های نامنظم

الف- احداث ساختمان‌های با نامنظمی "طبقه خیلی ضعیف" در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر مجاز نیست و در مناطق با خطر نسبی کم، ارتفاع آنها نمی‌تواند بیش از سه طبقه و یا ۱۰ متر باشد.

ب- احداث ساختمان‌های با نامنظمی از نوع "طبقه خیلی نرم" و "شدید پیچشی" در مناطق با خطر نسبی متوسط و بالاتر، تنها بر روی زمین‌های نوع I، II و III مجاز است.

۳-۳-۳ محدودیت در احداث ساختمان‌های نامنظم

الف- احداث ساختمان‌های دارای نامنظمی از نوع "مقاومت جانبی با طبقه خیلی ضعیف" در هیچ‌یک از گروه‌های طراحی لرزه‌ای مجاز نیست.

ب- احداث ساختمان‌های دارای نامنظمی از نوع "سختی جانبی با طبقه خیلی نرم"، "مقاومت جانبی با طبقه ضعیف" یا "نامنظمی پیچشی شدید" در گروه طراحی لرزه‌ای ۳، مجاز نیست.

۳-۴ سیستم‌های سازه‌ای و سیستم‌های مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله

۳-۴-۱ طبقه‌بندی ساختمان‌ها بر حسب نوع سیستم سازه‌ای

ساختمان‌ها بر حسب نوع سیستم سازه‌ای به شش گروه زیر طبقه‌بندی می‌شوند:

- الف) سیستم دیوار باربر
- ب) سیستم قاب ساختمانی
- پ) سیستم قاب خمشی
- ت) سیستم دوگانه
- ث) سیستم ستون کنسولی
- ج) سایر سیستم‌های سازه‌ای

۳-۴-۱-۱ سیستم دیوار باربر

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم کف‌ها عمدتاً توسط دیوارهای باربر ثقلی تحمل می‌شوند و مقاومت در برابر نیروهای جانبی زلزله از طریق مقاومت درون‌صفحه دیوارهای برشی تأمین می‌گردد. دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سردنورد که با تسمه‌های فولادی یا صفحات پوششی فولادی مهار شده‌اند، جزء این سیستم محسوب می‌شوند.

فصل ۳ - سیستم‌های سازه‌ای

۳-۴-۱-۲ سیستم قاب ساختمانی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم کف‌ها عمدتاً توسط قاب‌های فضایی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی از طریق دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده تأمین می‌شود.

تبصره: سیستم‌های سازه‌ای متشکل از قاب‌های فضایی و دیوارهای برشی بتن‌آرمه که در آن‌ها بخش کمتری از بارهای قائم توسط دیوارهای برشی تحمل می‌شود، جزء این دسته محسوب می‌گردند.

۳-۴-۱-۲-۱ سازه‌های متشکل از دال بتنی تخت (با یا بدون کتیبه) همراه با ستون که فاقد تیر بوده یا دارای تیر با ارتفاع مقطع برابر یا کمتر از ضخامت دال هستند و نیز سازه‌های متشکل از سقف‌های تیرچه و بلوک با تیرهایی که ارتفاع مقطع آنها برابر یا کمتر از ضخامت سقف است به‌عنوان سیستم قاب ساختمانی محسوب گشته و در آنها کل نیروی جانبی زلزله باید از طریق دیوارهای برشی یا قاب مهاربندی شده تحمل شود. در این‌گونه ساختمان‌ها اگر سیستم مقاوم لرزه‌ای از نوع قاب مهاربندی شده باشد، وجود تیر در دهانه‌های مهاربندی شده الزامی است.

تبصره ۱: در سازه‌های متشکل از سقف‌های تیرچه و بلوک با تیرهایی که ارتفاع مقطع آنها برابر ضخامت سقف است، چنانچه ارتفاع تیر بیشتر از ۳۰۰ میلیمتر باشد، سیستم بر طبق ضوابط بند ۳-۴-۱-۳ می‌تواند قاب خمشی محسوب شوند.

۳-۱-۴-۳ سیستم قاب خمشی

نوعی سیستم سازه‌ای که در آن بارهای قائم کف‌ها توسط قاب فضایی تحمل می‌شوند و مقاومت در برابر نیروهای جانبی زلزله از طریق قاب‌های خمشی تأمین می‌گردد.

۳-۱-۴-۳ سازه‌های متشکل از سقف‌های دال بتنی (با یا بدون کتیبه) همراه با ستون، که فاقد تیر بوده یا دارای تیری با ارتفاع کمتر یا مساوی ضخامت دال هستند به عنوان قاب خمشی محسوب نمی‌شوند. سازه‌های متشکل از سقف‌های تیرچه و بلوک در صورتی قاب خمشی محسوب می‌شوند، که ارتفاع مقطع تیر آنها از ضخامت سقف بیشتر و یا در صورت هم ارتفاع بودن، ارتفاع تیر بیشتر از ۳۰۰ میلی‌متر باشد.

فصل ۳ - سیستم‌های سازه‌ای

۳-۴-۱ روش تحلیل در سیستم دوگانه و یا ترکیبی

در مواردی که برای تحمل بار جانبی زلزله از سیستم سازه‌ای دوگانه و یا ترکیبی استفاده می‌شود، برای اقناع ضابطه بند (۱-۸-۴-پ) باید ۲۵ درصد و ۵۰ درصد برش پایه به‌دست‌آمده از تحلیل طیفی را به قاب‌های خمشی، مهاربندی‌ها و یا دیوارهای برشی اثر داد و اطمینان حاصل کرد که هر یک از آنها قادر به تحمل این بار می‌باشند. برای توزیع این برش در ارتفاع سازه می‌توان از توزیع برش به‌دست‌آمده از تحلیل طیفی و یا از توزیع برش روش تحلیل استاتیکی معادل، بند (۳-۳-۶) استفاده نمود.

۳-۴-۱-۴ سیستم دوگانه

نوعی سیستم سازه‌ای که در آن بارهای قائم کف‌ها توسط قاب فضایی تحمل می‌شوند و مقاومت در برابر نیروهای جانبی زلزله از طریق دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده، همراه با قاب‌های خمشی تأمین می‌گردد. در این سیستم در صورت وجود دیوارهای بتن‌آرمه ممکن است بخشی از بار قائم کف‌ها توسط این دیوارها تحمل شود. در سیستم دوگانه، قاب‌های خمشی باید قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی زلزله باشند.

۳-۴-۱-۴-۱ در مواردی که برای تعیین نیروی جانبی زلزله سیستم دوگانه از روش تحلیل دینامیکی طیفی استفاده می‌شود، به‌منظور اقناع شرط ۲۵ درصد مذکور در بند ۳-۴-۱-۴-۱، باید ۲۵ درصد برش پایه به دست‌آمده از تحلیل طیفی (برش پایه اصلاح شده) به قاب‌های خمشی اثر داده شده و این قاب‌ها به روش استاتیکی معادل تحلیل شوند. نحوه توزیع این برش در ارتفاع را می‌توان بر اساس الگوی توزیع بار در تحلیل طیفی یا تحلیل استاتیکی معادل سیستم دوگانه، تعیین نمود.

۳-۴-۱-۴-۲ در کنترل قاب‌های خمشی برای شرط ۲۵ درصد مذکور در بند ۳-۴-۱-۴-۲، لزومی به کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، در نظر گرفتن آثار مرتبه دوم ($P-\Delta$) و در نظر گرفتن آثار پیچش اتفاقی نیست. در صورتی که سیستم دوگانه، مشمول اعمال ضریب نامعینی باشد، آثار آن نیز باید در این محاسبات لحاظ شود.

۳-۴-۱-۴-۳ در مواردی که قاب‌های خمشی شرط ۲۵ درصد مذکور در بند ۳-۴-۱-۴-۳ برای سیستم دوگانه را اقناع نکنند، سیستم ترکیبی به‌عنوان سیستم دوگانه محسوب نمی‌شود و در آن‌ها باید ضوابط مربوط به ترکیب سیستم‌ها در یک امتداد پلان، مطابق بند ۳-۱۱-۲، رعایت شود.

۳-۴-۱-۶ سایر سیستم‌های سازه‌ای

استفاده از سایر سیستم‌های سازه‌ای و ترکیب آن‌ها غیر از آنچه در این آیین‌نامه مجاز دانسته شده به شرطی بلامانع است که ویژگی‌های آن‌ها در ارتباط با بارهای قائم و نیروی زلزله، مطابق با الزامات یکی از آیین‌نامه‌های معتبر جهانی یا بر اساس آزمایش‌های معتبر تعیین شود و مقادیر پارامترهای لرزه‌ای (R_u ، Ω_o و C_d)، حداکثر ارتفاع مجاز (H_m) و الزامات طراحی آن‌ها به تأیید کمیته اجرایی این آیین‌نامه رسیده باشد.

فصل ۳ - سیستم‌های سازه‌ای

۳-۴-۲ سیستم‌های مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله

در هر یک از سیستم‌های سازه‌ای معرفی شده در بند ۳-۴-۱، سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله (سیستم مقاوم لرزه‌ای) باید یکی از انواع مذکور در جدول (۳-۱) باشد. در طراحی سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای بتن‌آرمه، فولادی و مختلط مندرج در این جدول باید الزامات مباحث نهم و دهم مقررات ملی ساختمان (حسب مورد) و در طراحی سیستم دیوار برشی بنایی مسلح، الزامات مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان رعایت شوند. همچنین در طراحی سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای ردیف‌های ۵، ۶ و ۷ بخش الف (سیستم دیوارهای باربر) جدول (۳-۱) باید ضوابط و دستورالعمل‌های منتشرشده از طرف مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی و سازمان برنامه و بودجه کشور رعایت شود.

پارامترهای لرزه‌ای و حداکثر ارتفاع مجاز سیستم‌های مندرج در جدول (۳-۱) بر اساس الزامات بندهای ۳-۴-۲-۱ تا ۳-۴-۲-۴ تعیین می‌شود.

تبصره: در هریک از سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای، در صورت وجود قاب‌های خمشی می‌توان برخی از قاب‌های خمشی هر امتداد را به‌عنوان بخشی از سیستم مقاوم لرزه‌ای آن امتداد در نظر نگرفت. در این قاب‌ها باید ضوابط بند ۳-۱۶-۴ رعایت گردد.

۳-۱۶-۴ طراحی اجزاء سازه‌ای که جزئی از سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله نیستند

کلیه اجزاء سازه‌ای که جزئی از سیستم مقاوم لرزه‌ای نیستند یا جزئی از سیستم مقاوم لرزه‌ای در نظر گرفته نمی‌شوند، ولی از طریق دیافراگم کف‌ها با سیستم مقاوم لرزه‌ای



فصل ۳ - سیستم‌های سازه‌ای

جدول ۱-۳ مقادیر پارامترهای لرزه‌ای (C_d و Ω_o , R_u) سیستم‌های مختلف مقاوم در برابر نیروی زلزله و حداکثر ارتفاع مجاز آن‌ها (H_m)

H_m (برحسب متر)			C_d	Ω_o	R_u	سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله	سیستم سازه
SDC-3	SDC-2	SDC-1					
۵۰	۵۰	۵۰	۶/۵	۲/۵	۶/۵	۱- دیوار برشی بتن‌آرمه همبند شکل‌پذیر [۱]	الف - سیستم دیوارهای باربر
۵۰	۵۰	۵۰	۵	۲/۵	۵	۲- دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه	
غیرمجاز	۱۰/۵	۱۵	۴	۲/۵	۴	۳- دیوار برشی بتن‌آرمه معمولی [۲]	
۱۰/۵	۱۰/۵	۱۵	۳	۲/۵	۴	۴- دیوار برشی بنایی مسلح	
۱۰/۵	۱۵	۲۰	۳/۵	۲	۴	۵- دیوار متشکل از قاب سبک فولادی سردنورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی	
۱۰/۵	۱۵	۲۰	۴	۳	۵/۵	۶- دیوار متشکل از قاب سبک فولادی سردنورد و صفحات پوشش فولادی یا چوبی سازه‌ای	
غیرمجاز	۱۰/۵	۱۵	۳	۲	۳	۷- دیوار بتن پاششی سه‌بعدی	
۵۰	۵۰	۵۰	۶/۵	۲/۵	۶/۵	۱- دیوار برشی بتن‌آرمه همبند شکل‌پذیر [۱] و [۳]	ب - سیستم قاب ساختمانی
۵۰	۵۰	۵۰	۵	۲/۵	۶	۲- دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه [۳]	
غیرمجاز	۱۰/۵	۱۵	۴	۲/۵	۴/۵	۳- دیوار برشی بتن‌آرمه معمولی [۲]	
۱۰/۵	۱۰/۵	۱۵	۳	۲/۵	۴	۴- دیوار برشی بنایی مسلح	
۵۰	۵۰	۵۰	۵	۲	۶	۵- قاب مهاربندی‌شده همگرای فولادی ویژه [۳]	
غیرمجاز	۱۰/۵	۱۵	۳/۵	۲	۳/۵	۶- قاب مهاربندی‌شده همگرای فولادی معمولی	
۵۰	۵۰	۵۰	۴	۲	۶/۵	۷- قاب مهاربندی‌شده واگرای فولادی با تیر پیوند برشی [۳]	
۴۰	۵۰	۵۰	۴	۲	۶	۸- قاب مهاربندی‌شده واگرای فولادی با تیر پیوند خمشی یا خمشی-برشی	

فصل ۳ - سیستم‌های سازه‌ای

جدول ۱-۳ مقادیر پارامترهای لرزه‌ای (C_d و Ω_o , R_u) سیستم‌های مختلف مقاوم در برابر نیروی زلزله و حداکثر ارتفاع مجاز آن‌ها (H_m)

H_m (بر حسب متر)			C_d	Ω_o	R_u	سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله	سیستم سازه
SDC-3	SDC-2	SDC-1					
۵۰	۵۰	۵۰	۵	۲/۵	۶/۵	۹- قاب مهاربندی شده کمانش تاب [۳]	ادامه سیستم قاب ساختمانی
۵۰	۵۰	۵۰	۵/۵	۲	۶	۱۰- دیوار برشی فولادی ویژه	
۵۰	۵۰	۵۰	۴/۵	۲	۵	۱۱- قاب مهاربندی شده همگرای مختلط ویژه	
۵۰	۵۰	۵۰	۴	۲/۵	۶/۵	۱۲- قاب مهاربندی شده واگرای مختلط	
۵۰	۵۰	۵۰	۵	۲/۵	۵/۵	۱۳- دیوار برشی مختلط ویژه	
۵۰	۷۰	۱۰۰	۵/۵	۳	۶/۵	۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه	پ- سیستم قاب خمشی
غیرمجاز	۱۸	۲۱	۴/۵	۳	۴/۵	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴] و [۵]	
غیرمجاز	غیرمجاز	۱۰/۵	۲/۵	۳	۳	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی [۵]	
۸۰	۱۰۰	۱۲۰	۵/۵	۳	۶/۵	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	
غیرمجاز	۲۱	۲۸	۴/۵	۳	۴/۵	۵- قاب خمشی فولادی متوسط [۶]	
غیرمجاز	غیرمجاز	۱۰/۵	۳	۳	۳/۵	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۷]	
۳۵	۳۵	۵۰	۵	۳	۶	۷- قاب خمشی خرابایی فولادی ویژه	
۷۰	۱۰۰	۱۲۰	۵/۵	۳	۶/۵	۸- قاب خمشی مختلط ویژه	
۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰	۷/۵	۳	۷/۵	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوار برشی بتن آرمه همبند شکل پذیر [۱]	ت- سیستم دوگانه
۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰	۵/۵	۲/۵	۷	۲- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوار برشی بتن آرمه ویژه	

فصل ۳ - سیستم‌های سازه‌ای

جدول ۱-۳ مقادیر پارامترهای لرزه‌ای (C_d و Ω_o , R_u) سیستم‌های مختلف مقاوم در برابر نیروی زلزله و حداکثر ارتفاع مجاز آن‌ها (H_m)

H_m (بر حسب متر)			C_d	Ω_o	R_u	سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله	سیستم سازه
SDC-3	SDC-2	SDC-1					
۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰	۵/۵	۲/۵	۷	۳- قاب خمشی فولادی ویژه + قاب مهاربندی شده همگرای فولادی ویژه	ادامه سیستم دوگانه
۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰	۴	۲/۵	۷/۵	۴- قاب خمشی فولادی ویژه + قاب مهاربندی شده واگرای فولادی با تیر پیوند برشی	
۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰	۴	۲/۵	۷	۵- قاب خمشی فولادی ویژه + قاب مهاربندی شده واگرای فولادی با تیر پیوند خمشی یا خمشی-برشی	
۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰	۵	۲/۵	۷	۶- قاب خمشی فولادی ویژه + قاب مهاربندی شده کمانش تاب	
۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰	۶	۲/۵	۷	۷- قاب خمشی فولادی ویژه + دیوار برشی فولادی ویژه	
۲۱	۳۵	۵۰	۵	۲/۵	۶	۸- قاب خمشی متوسط (فولادی یا بتنی) + دیوار برشی بتن آرمه ویژه	
۲۱	۳۵	۵۰	۵	۲/۵	۶	۹- قاب خمشی فولادی متوسط + قاب مهاربندی شده همگرای فولادی ویژه	
۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰	۵	۲/۵	۶	۱۰- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + قاب مهاربندی شده همگرای مختلط ویژه	
۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰	۴	۲/۵	۷	۱۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + قاب مهاربندی شده واگرای مختلط	
۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰	۶	۲/۵	۷	۱۲- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوار برشی مختلط ویژه	
۱۵	۲۸	۳۵	۴/۵	۲/۵	۵	۱۳- قاب خمشی متوسط (فولادی یا بتنی) + قاب مهاربندی شده همگرای مختلط ویژه	
۱۰/۵	۱۰/۵	۱۰/۵	۲	۱/۵	۲	سازه فولادی یا بتن آرمه ویژه	ث - سیستم ستون کنسولی

فصل ۳ - سیستم‌های سازه‌ای

یادداشت‌های مربوط به جدول ۳-۱:

[۱] در صورتی که سیستم مقاوم لرزه‌ای از نوع دیوار برشی بتن‌آرمه همبند شکل‌پذیر یا قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) توأم با دیوار برشی بتن‌آرمه همبند شکل‌پذیر بوده و ارتفاع ساختمان از روی تراز پایه کمتر از ۱۸ متر باشد، پارامترهای لرزه‌ای دیوار برشی بتن‌آرمه همبند شکل‌پذیر باید مشابه پارامترهای لرزه‌ای دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه در نظر گرفته شود.

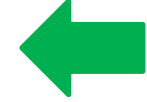
[۲] برای استفاده از دیوار برشی بتن‌آرمه معمولی در گروه طراحی لرزه‌ای ۲، دیوار باید فاقد بازشو بوده، طول آن از ارتفاع طبقه کمتر نبوده و مقدار تنش قائم موجود در آن در اثر بارهای ثقیل قابل انتظار بیشتر از ۱۵٪ مقاومت مشخصه فشاری بتن نباشد.

[۳] در سیستم قاب ساختمانی با دیوار برشی بتن‌آرمه همبند شکل‌پذیر، دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه، قاب مهاربندی‌شده همگرای ویژه، قاب مهاربندی‌شده واگرا با تیرهای پیوند دارای رفتار برشی و قاب مهاربندی‌شده کمانش‌تاب، حداکثر ارتفاع مجاز می‌تواند از ۵۰ متر به ۷۰ متر افزایش یابد، مشروط بر آنکه هر سه شرط زیر برقرار باشد:

الف) ساختمان در گروه طراحی لرزه‌ای ۳ قرار نداشته باشد؛

ب) ساختمان دارای نامنظمی در پلان از نوع پیچشی شدید نباشد؛

پ) در هر امتداد اصلی و در هر طبقه، سهم برش سیستم مقاوم لرزه‌ای هر صفحه قابی، بدون توجه به پیچش اتفاقی، بیش از ۶۰ درصد برش کل آن طبقه نباشد.



[۴] برای استفاده از قاب خمشی بتن آرمه متوسط در گروه طراحی لرزه‌ای ۲ علاوه بر ضوابط مندرج در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، مجموع ظرفیت خمشی اسمی ستونها در بالا و پایین هر اتصال باید بزرگتر یا برابر مجموع ظرفیت خمشی اسمی تیرها در دو سمت اتصال باشد.

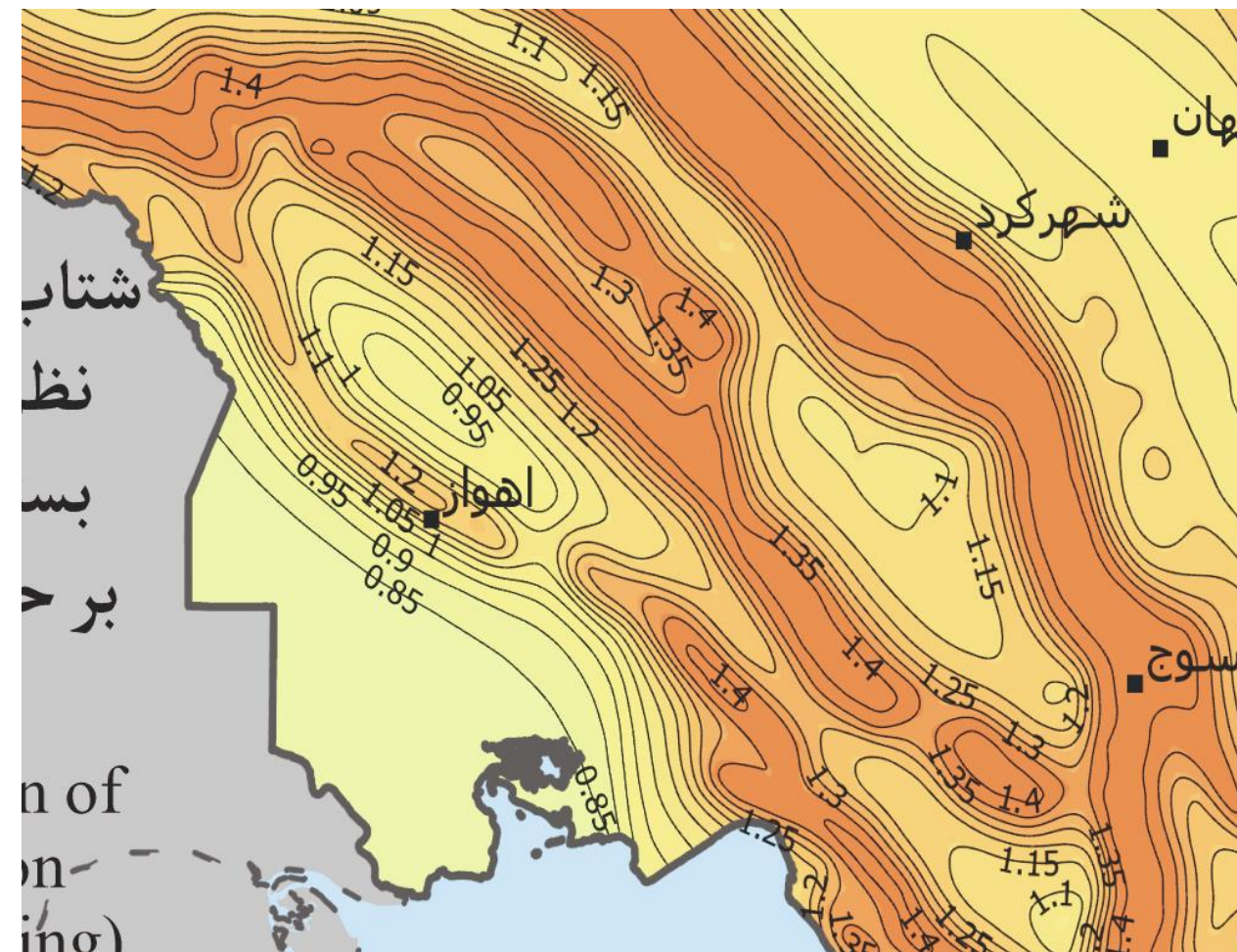
[۵] در قاب خمشی بتن آرمه متوسط یا معمولی حداقل بعد ستون باید ۳۰۰ میلی‌متر باشد. ضمناً حداکثر فاصله تنگ‌ها در نواحی بحرانی باید کمتر از ۶ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی و ۱۵۰ میلی‌متر باشد، ولی لازم نیست این فاصله کمتر از ۱۲۵ میلی‌متر باشد.

[۶] در گروه طراحی لرزه‌ای ۳، قاب خمشی فولادی متوسط را می‌توان تا حداکثر ارتفاع ۱۵ متر از تراز پایه استفاده کرد به شرطی که سیستم سازه‌ای دارای یک طبقه بوده و مقدار بار مرده بام، کمتر از یک کیلو نیوتن بر مترمربع و وزن واحد سطح دیوارهای پیرامونی با ارتفاع بیش از ۱۰/۵ متر از تراز پایه، کمتر از یک کیلو نیوتن بر مترمربع باشد.

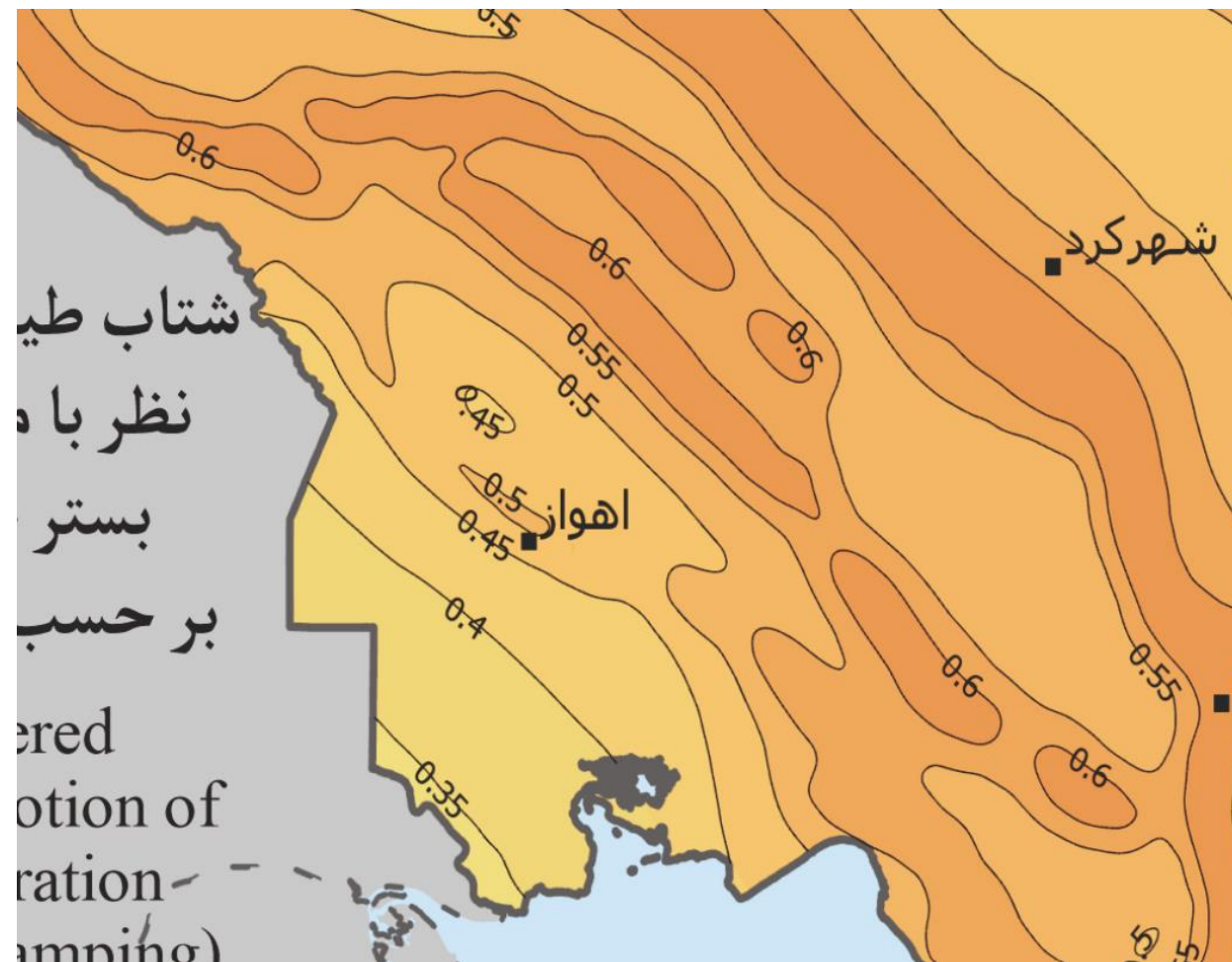
[۷] در گروه‌های طراحی لرزه‌ای ۱ و ۲، قاب خمشی فولادی معمولی را می‌توان تا ارتفاع حداکثر ۲۰ متر از تراز پایه استفاده کرد به شرطی که سیستم سازه‌ای دارای یک طبقه بوده و مقدار بار مرده بام، کمتر از یک کیلو نیوتن بر مترمربع و وزن واحد سطح دیوارهای پیرامونی با ارتفاع بیش از ۱۰/۵ متر از تراز پایه، کمتر از یک کیلو نیوتن بر مترمربع باشد.

فصل ۲ - نقشه‌های پهنه‌بندی شتاب طیفی زلزله سطح MCE در زمان‌های تناوب ۰/۲ و ۱ ثانیه (بر روی سنگ بستر)

www.std2800.ir



Ss @ 0.2 sec.



S1 @ 1.0 sec.

شتاب های طیفی طراحی و گروه بندی لرزه ای برای شهر نمونه

اهواز

$$S_s = 1.1, S_1 = 0.50$$

$$F_s = 1.0, F_1 = 1.00$$

$$S_{MS} = F_s S_s = 1.10$$

$$S_{M1} = F_1 S_1 = 0.50$$

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS} = 0.73$$

$$S_{D1} = 2/3 S_{M1} = 0.33$$

نوع زمین: ۱				
کم	متوسط	زیاد	خیلی زیاد	
0.8	1.0	1.2	1.4	I_e
0.5	0.5	0.5	0.5	S_1
0.73	0.73	0.73	0.73	S_{DS}
0.33	0.33	0.33	0.33	S_{D1}
0.4	0.5	0.6	0.7	$I_e S_1$
0.58	0.73	0.88	1.02	$I_e S_{DS}$
0.26	0.33	0.40	0.46	$I_e S_{D1}$
SDC-1	SDC-1	SDC-2	SDC-3	گروه بندی لرزه ای

اهمیت متوسط و کم	اهمیت زیاد	اهمیت خیلی زیاد	شرایط	
SDC-1	SDC-2	SDC-3	$I_e \cdot S_{D1} \leq 0.40$ و $I_e \cdot S_{DS} \leq 0.75$	$I_e \cdot S_1 \leq 0.6$
SDC-2	SDC-2	SDC-3	$I_e \cdot S_{D1} > 0.40$ یا $I_e \cdot S_{DS} > 0.75$	
SDC-3	SDC-3	SDC-3	$I_e \cdot S_1 > 0.6$	

شتاب های طیفی طراحی و گروه بندی لرزه ای برای شهر نمونه

اهواز

$$S_s = 1.1, S_1 = 0.50$$

$$F_s = 1.0, F_1 = 1.30$$

$$S_{MS} = F_s S_s = 1.10$$

$$S_{M1} = F_1 S_1 = 0.65$$

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS} = 0.73$$

$$S_{D1} = 2/3 S_{M1} = 0.43$$

نوع زمین: ۲				
کم	متوسط	زیاد	خیلی زیاد	
0.8	1.0	1.2	1.4	I_e
0.5	0.5	0.5	0.5	S_1
0.73	0.73	0.73	0.73	S_{DS}
0.43	0.43	0.43	0.43	S_{D1}
0.4	0.5	0.6	0.7	$I_e S_1$
0.58	0.73	0.88	1.02	$I_e S_{DS}$
0.34	0.43	0.52	0.60	$I_e S_{D1}$
SDC-1	SDC-2	SDC-2	SDC-3	گروه بندی لرزه ای

اهمیت متوسط و کم		اهمیت زیاد	اهمیت خیلی زیاد	شرایط	
SDC-1	SDC-2	SDC-3	$I_e \cdot S_{D1} \leq 0.40$ و $I_e \cdot S_{DS} \leq 0.75$	$I_e \cdot S_1 \leq 0.6$	
SDC-2	SDC-2	SDC-3	$I_e \cdot S_{D1} > 0.40$ یا $I_e \cdot S_{DS} > 0.75$		
SDC-3	SDC-3	SDC-3	$I_e \cdot S_1 > 0.6$		

شتاب های طیفی طراحی و گروه بندی لرزه ای برای شهر نمونه

اهواز

$$S_s = 1.1, S_1 = 0.50$$

$$F_s = 1.0, F_1 = 2.10$$

$$S_{MS} = F_s S_s = 1.10$$

$$S_{M1} = F_1 S_1 = 1.05$$

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS} = 0.73$$

$$S_{D1} = 2/3 S_{M1} = 0.70$$

نوع زمین: ۳				
کم	متوسط	زیاد	خیلی زیاد	
0.8	1.0	1.2	1.4	I_e
0.5	0.5	0.5	0.5	S_1
0.73	0.73	0.73	0.73	S_{DS}
0.70	0.70	0.70	0.70	S_{D1}
0.40	0.50	0.60	0.70	$I_e S_1$
0.58	0.73	0.88	1.02	$I_e S_{DS}$
0.56	0.70	0.84	0.98	$I_e S_{D1}$
SDC-2	SDC-2	SDC-2	SDC-3	گروه بندی لرزه ای

اهمیت متوسط و کم	اهمیت زیاد	اهمیت خیلی زیاد	شرایط
SDC-1	SDC-2	SDC-3	$I_e \cdot S_{D1} \leq 0.40$ و $I_e \cdot S_{DS} \leq 0.75$
SDC-2	SDC-2	SDC-3	$I_e \cdot S_{D1} > 0.40$ یا $I_e \cdot S_{DS} > 0.75$
SDC-3	SDC-3	SDC-3	$I_e \cdot S_1 > 0.6$

شتاب های طیفی طراحی و گروه بندی لرزه ای برای شهر نمونه

اهواز

$$S_s = 1.1, S_1 = 0.50$$

$$F_s = 1.1, F_1 = 2.80$$

$$S_{MS} = F_s S_s = 1.21$$

$$S_{M1} = F_1 S_1 = 1.40$$

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS} = 0.81$$

$$S_{D1} = 2/3 S_{M1} = 0.93$$

نوع زمین: ۴				
کم	متوسط	زیاد	خیلی زیاد	
0.8	1.0	1.2	1.4	I_e
0.5	0.5	0.5	0.5	S_1
0.81	0.81	0.81	0.81	S_{DS}
0.93	0.93	0.93	0.93	S_{D1}
0.40	0.50	0.60	0.70	$I_e S_1$
0.65	0.81	0.97	1.13	$I_e S_{DS}$
0.74	0.93	1.12	1.30	$I_e S_{D1}$
SDC-2	SDC-2	SDC-2	SDC-3	گروه بندی لرزه ای

اهمیت متوسط و کم	اهمیت زیاد	اهمیت خیلی زیاد	شرایط
SDC-1	SDC-2	SDC-3	$I_e \cdot S_{D1} \leq 0.40$ و $I_e \cdot S_{DS} \leq 0.75$
SDC-2	SDC-2	SDC-3	$I_e \cdot S_{D1} > 0.40$ یا $I_e \cdot S_{DS} > 0.75$
SDC-3	SDC-3	SDC-3	$I_e \cdot S_1 > 0.6$

سیستم‌های سازه‌ای

سیستم ستون کنسولی



سیستم‌های سازه‌ای

یادداشت‌های مربوط به جدول ۳-۱:

[۱] در صورتی که سیستم مقاوم لرزه‌ای از نوع دیوار برشی بتن‌آرمه همبند شکل‌پذیر یا قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) توأم با دیوار برشی بتن‌آرمه همبند شکل‌پذیر بوده و ارتفاع ساختمان از روی تراز پایه کمتر از ۱۸ متر باشد، پارامترهای لرزه‌ای دیوار برشی بتن‌آرمه همبند شکل‌پذیر باید مشابه پارامترهای لرزه‌ای دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه در نظر گرفته شود.

[۲] برای استفاده از دیوار برشی بتن‌آرمه معمولی در گروه طراحی لرزه‌ای ۲، دیوار باید فاقد بازشو بوده، طول آن از ارتفاع طبقه کمتر نبوده و مقدار تنش قائم موجود در آن در اثر بارهای ثقلی قابل انتظار بیشتر از ۱۵٪ مقاومت مشخصه فشاری بتن نباشد.

[۳] در سیستم قاب ساختمانی با دیوار برشی بتن‌آرمه همبند شکل‌پذیر، دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه، قاب مهاربندی‌شده همگرای ویژه، قاب مهاربندی‌شده واگرا با تیرهای پیوند دارای رفتار برشی و قاب مهاربندی‌شده کمانش‌تاب، حداکثر ارتفاع مجاز می‌تواند از ۵۰ متر به ۷۰ متر افزایش یابد، مشروط بر آنکه هر سه شرط زیر برقرار باشد:

الف) ساختمان در گروه طراحی لرزه‌ای ۳ قرار نداشته باشد؛

ب) ساختمان دارای نامنظمی در پلان از نوع پیچشی شدید نباشد؛

پ) در هر امتداد اصلی و در هر طبقه، سهم برش سیستم مقاوم لرزه‌ای هر صفحه قابی، بدون توجه به پیچش اتفاقی، بیش از ۶۰ درصد برش کل آن طبقه نباشد.

[۴] برای استفاده از قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط در گروه طراحی لرزه‌ای ۲ علاوه بر ضوابط مندرج در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، مجموع ظرفیت خمشی اسمی ستونها در بالا و پایین هر اتصال باید بزرگتر یا برابر مجموع ظرفیت خمشی اسمی تیرها در دو سمت اتصال باشد.

[۵] در قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط یا معمولی حداقل بعد ستون باید ۳۰۰ میلی‌متر باشد. ضمناً حداکثر فاصله تنگ‌ها در نواحی بحرانی باید کمتر از ۶ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی و ۱۵۰ میلی‌متر باشد، ولی لازم نیست این فاصله کمتر از ۱۲۵ میلی‌متر باشد.

[۶] در گروه طراحی لرزه‌ای ۳، قاب خمشی فولادی متوسط را می‌توان تا حداکثر ارتفاع ۱۵ متر از تراز پایه استفاده کرد به شرطی که سیستم سازه‌ای دارای یک طبقه بوده و مقدار بار مرده بام، کمتر از یک کیلو نیوتن بر مترمربع و وزن واحد سطح دیوارهای پیرامونی با ارتفاع بیش از ۱۰/۵ متر از تراز پایه، کمتر از یک کیلو نیوتن بر مترمربع باشد.

[۷] در گروه‌های طراحی لرزه‌ای ۱ و ۲، قاب خمشی فولادی معمولی را می‌توان تا ارتفاع حداکثر ۲۰ متر از تراز پایه استفاده کرد به شرطی که سیستم سازه‌ای دارای یک طبقه بوده و مقدار بار مرده بام، کمتر از یک کیلو نیوتن بر مترمربع و وزن واحد سطح دیوارهای پیرامونی با ارتفاع بیش از ۱۰/۵ متر از تراز پایه، کمتر از یک کیلو نیوتن بر مترمربع باشد.

ضریب نامعینی

v5

۳-۵ ضریب نامعینی سازه، ρ

۳-۵-۱ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم لرزه‌ای آن‌ها دارای نامعینی کافی نیست باید برای نیروی جانبی بیشتری طراحی شوند. برای این منظور، نیروی زلزله هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان که فاقد نامعینی کافی است باید در ضریب ρ ضرب شود. این ضریب می‌تواند در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان، متفاوت در نظر گرفته شود. مقدار این ضریب برای امتدادی که سازه دارای نامعینی کافی نیست باید برای گروه‌های مختلف طراحی لرزه‌ای، مطابق جدول (۳-۲) در نظر گرفته شود.

جدول ۳-۲ مقدار ضریب ρ برای گروه‌های مختلف طراحی لرزه‌ای

گروه‌های طراحی لرزه‌ای ۱ و ۲	گروه طراحی لرزه‌ای ۳
۱/۲	۱/۳

۳-۵-۲ در موارد زیر می‌توان مقدار ضریب ρ را برابر با ۱/۰ در نظر گرفت:

الف- در کلیه ساختمان‌ها می‌توان ضریب ρ را برای هر امتداد برابر با ۱/۰ در نظر گرفت مشروط بر آنکه در آن امتداد در تمامی طبقاتی که میزان برش در آن‌ها از ۳۵ درصد برش پایه بیشتر است اولاً حداقل دو دهانه مقاوم جانبی در هر طرف مرکز جرم در آن امتداد وجود داشته باشد؛ ثانیاً حذف عضوی از سیستم مقاوم لرزه‌ای یا اتصالات آن مطابق جدول (۳-۳) موجب:

v4

۳-۳-۲ ضریب نامعینی سازه، ρ

۳-۳-۲-۱ 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 ۱/۲ افزایش داده شود.

۵-۳ ضریب نامعینی سازه، ρ

۱-۵-۳ ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم لرزه‌ای آن‌ها دارای نامعینی کافی نیست باید برای نیروی جانبی بیشتری طراحی شوند. برای این منظور، نیروی زلزله هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان که فاقد نامعینی کافی است باید در ضریب ρ ضرب شود. این ضریب می‌تواند در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان، متفاوت در نظر گرفته شود. مقدار این ضریب برای امتدادی که سازه دارای نامعینی کافی نیست باید برای گروه‌های مختلف طراحی لرزه‌ای، مطابق جدول (۲-۳) در نظر گرفته شود.

جدول ۲-۳ مقدار ضریب ρ برای گروه‌های مختلف طراحی لرزه‌ای

گروه‌های طراحی لرزه‌ای ۱ و ۲	گروه طراحی لرزه‌ای ۳
۱/۲	۱/۳

۲-۵-۳ در موارد زیر می‌توان مقدار ضریب ρ را برابر با ۱/۰ در نظر گرفت:

الف- در کلیه ساختمان‌ها می‌توان ضریب ρ را برای هر امتداد برابر با ۱/۰ در نظر گرفت مشروط بر آنکه در آن امتداد در تمامی طبقاتی که میزان برش در آن‌ها از ۳۵ درصد برش پایه بیشتر است اولاً حداقل دو دهانه مقاوم جانبی در هر طرف مرکز جرم در آن امتداد وجود داشته باشد؛ ثانیاً حذف عضوی از سیستم مقاوم لرزه‌ای یا اتصالات آن مطابق جدول (۳-۳) موجب:

(۱) کاهش مقاومت جانبی طبقه به میزان بیش از ۳۵ درصد نشود؛

(۲) بر اساس روش تحلیل استاتیکی معادل و با در نظر گرفتن اثر پیچش اتفاقی،

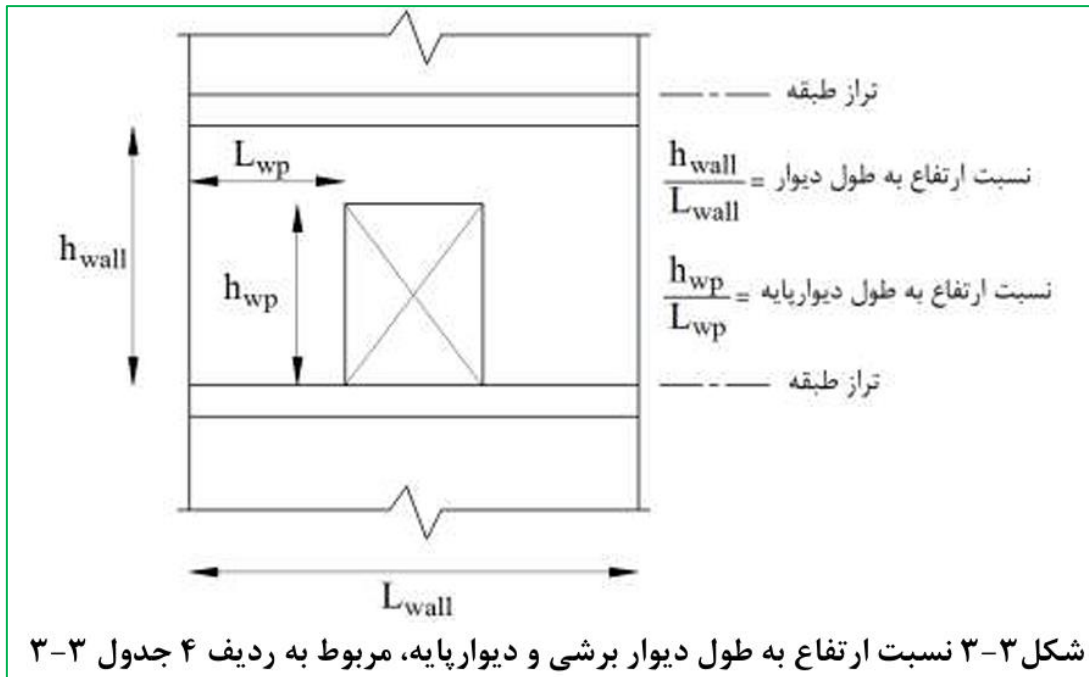
نامنظمی شدید در طبقه ایجاد نگردد.

۲-۲-۳-۳ 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.

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.

v5



v5

جدول ۳-۳ محدودیت‌های مربوط به $\rho=1/0$

نوع عضو مقاوم لرزه‌ای	الزامات	
۱	قاب مهاربندی شده یا دیوار متشکل از قاب سبک فولادی سردنورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی	حذف یک عضو مهاربندی یا اتصالات آن
۲	قاب خمشی	حذف مقاومت خمشی اتصالات دو انتهای یک تیر
۳	قاب خمشی خرابایی فولادی	حذف مقاومت خمشی یک خرابای فولادی
۴	دیوار برشی یا دیوار پایه (شامل دیوار برشی بتن‌آرمه، دیوار برشی فولادی، دیوار برشی مختلط، دیوار برشی بنایی مسلح و دیوار بتن پاششی سه‌بعدی)	حذف یک دیوار برشی یا یک دیوار پایه، با نسبت ارتفاع به طول بیشتر از ۱/۰ یا حذف اتصالات جمع‌کننده آن‌ها (مطابق شکل ۳-۳)
۵	ستون کنسولی	حذف مقاومت خمشی یک ستون در اتصال پایه آن

ب- در ساختمان‌های منظم در پلان، چنانچه در طبقاتی که میزان برش در آن‌ها از ۳۵ درصد برش پایه بیشتر است حداقل دو دهانه مقاوم جانبی در قاب‌های پیرامونی در هر دو امتداد متعامد سازه وجود داشته باشد، می‌توان ضریب p را برای هر دو امتداد برابر با ۱٫۰ در نظر گرفت.

تبصره ۱: در کنترل ضوابط بندهای "الف" و "ب"، تعداد دهانه‌ها برای دیوارهای برشی در هر طبقه بر اساس نسبت طول دیوار بر ارتفاع آن طبقه تعیین می‌شود که منظور از ارتفاع طبقه، ارتفاع کف تا کف طبقه است. اگر این نسبت عدد صحیح نباشد لازم است به طرف پایین گرد شود. در خصوص دیوارهای برشی دارای بازشو لازم است طول دیوار پس از کسر طول بازشوها تعیین گردد.

تبصره ۲: در کنترل ضابطه بند "الف"، چنانچه در امتداد موردنظر، سیستم مقاوم لرزه‌ای صرفاً متشکل از دیوارهای برشی و دیوارپایه‌ها باشد و تمامی دیوارهای برشی و دیوارپایه‌ها دارای نسبت ارتفاع به طول کوچکتر یا مساوی ۱٫۰ باشند، کنترل شرط دوم ضروری نبوده و در صورت اقناع شرط اول می‌توان ضریب p را برای آن امتداد برابر با ۱٫۰ در نظر گرفت.

تبصره ۳: در مواردی که سیستم سازه‌ای از نوع دوگانه یا ترکیب سیستم‌ها در یک امتداد پلان باشد، به منظور انجام کنترل ضابطه بند "الف"، حذف مهاربند یا دیوار برشی و حذف مقاومت خمشی تیرها باید به طور جداگانه انجام شود.

تبصره ۴: در ساختمان‌های دارای نامنظمی پیچشی شدید، هر یک از امتدادهای متعامد ساختمان که موجب این نامنظمی شده باشد مشمول اعمال ضریب p ، مطابق جدول (۳-۲) خواهد بود.

ضریب نامعینی

v4

v5

۳-۲-۳ ساختمان‌ها و یا اجزای زیر مشمول محدودیت‌های مربوط به ضریب نامعینی نمی‌شوند و ρ در آنها باید برابر با ۱/۰ منظور شود:

الف- ساختمان‌های با تعداد طبقات کمتر از ۳ طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متر از تراز پایه 
ب- محاسبه تغییر مکان جانبی ساختمان
پ- محاسبه اثر $P - \Delta$

ت- تعیین نیروی جانبی در اجزای غیرسازه‌ای 
ث- تعیین نیروی جانبی در سازه‌های غیرساختمانی غیر مشابه ساختمان 
ج- تعیین نیروها در دیافراگم‌ها، رابطه (۱۵-۳)
چ- در کلیه اعضای که مشمول طراحی برای زلزله شدید یافته می‌شوند و نیروی زلزله در آنها در ضریب اضافه مقاومت Ω_0 ضرب می‌شود.

الف- محاسبه تغییر مکان‌های جانبی ساختمان، موضوع بند ۳-۱۲؛

ب- محاسبه آثار مرتبه دوم ($P-\Delta$ و $P-\delta$)؛

پ- تعیین نیروی جانبی زلزله برای طراحی دیافراگم، F_{puv} ، مطابق بند ۳-۱۳؛

ت- طراحی جمع‌کننده‌ها، وصله‌ها و اتصالات آن‌ها، هنگامی که نیروی زلزله آن‌ها با استفاده از ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) تشدید می‌شود؛

ث- طراحی اعضا و اتصالات، زمانی که نیروی زلزله آن‌ها با استفاده از ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) تشدید می‌شود؛

ج- طراحی دیوارهای سازه‌ای تحت نیروی عمود بر صفحه و نیز اجزاء مهارکننده آن‌ها؛

چ- نیروی قائم ناشی از زلزله، موضوع بند ۳-۹-۵.

امتداد نیروهای زلزله

v4

۳-۱-۱ کلیه ساختمان‌های موضوع این آیین‌نامه، بجز آن دسته از ساختمان‌های با مصالح بنایی که مقررات مندرج در فصل هفتم در آنها رعایت شده باشد، باید بر طبق ضوابط مندرج در این فصل محاسبه گردند.

۳-۱-۲ محاسبه ساختمان در برابر نیروهای زلزله و باد به تفکیک انجام می‌شود و در هر عضو سازه اثر هر یک که بیشتر باشد، ملاک عمل قرار می‌گیرد. ولی رعایت ضوابط ویژه طراحی برای زلزله، مطابق نیاز سیستم سازه در کلیه اعضاء الزامی است.

۳-۱-۳ بجز مؤلفه‌های افقی نیروی زلزله که برای محاسبه ساختمان در نظر گرفته می‌شود، اثر مؤلفه قائم نیروی زلزله نیز در مواردی که در بند (۳-۳-۹) ذکر شده است، باید منظور گردد.

۳-۱-۴ ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم در برابر نیروی زلزله محاسبه شود. به‌طور کلی می‌توان محاسبه در هر یک از این دو امتداد را جز در موارد زیر به‌طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام داد.

الف- ساختمان‌های نامنظم در پلان

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

v5

۳-۶-۱ هر ساختمان باید مطابق ضوابط این فصل، تحت نیروهای زلزله ناشی از مؤلفه‌های افقی و قائم شتاب حرکت زمین محاسبه شود.

۳-۶-۲ ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم، تحت اثر نیروهای زلزله ناشی از مؤلفه‌های افقی شتاب حرکت زمین محاسبه شود. این محاسبه می‌تواند در هر یک از این دو امتداد، به‌طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام شود؛ لیکن در موارد زیر لازم است امتداد اعمال نیروی زلزله با زاویه مناسبی که حتی‌المقدور بیشترین اثر را ایجاد می‌کند انتخاب شود، یا از جمع آثار ۱۰۰ درصد نیروی زلزله هر امتداد با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن استفاده گردد:

الف- سازه و شالوده ساختمان‌های دارای نامنظمی در پلان از نوع نامنظمی پیچشی زیاد، پیچشی شدید و سیستم‌های غیر موازی؛

ب- تمامی ستون‌هایی که در محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم لرزه‌ای قرار دارند و نیز شالوده این اعضا. در این حالت، چنانچه بار محوری ناشی از نیروی زلزله نظیر با مؤلفه‌های افقی حرکت زمین در ستون، در هر دو امتداد متعامد ساختمان، کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری آن ستون باشد، رعایت این ضابطه برای آن ستون ضرورت ندارد. ظرفیت بار محوری شامل هر دو ظرفیت فشاری و کششی می‌باشد؛

امتداد نیروهای زلزله

v4

v5

دارند. در این موارد چنانچه بارمحوری ناشی از اثر زلزله در ستون، در هریک از دو امتداد مورد نظر، کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری ستون باشد، این ضابطه را می‌توان نادیده گرفت.

در موارد فوق امتداد نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی‌المقدور بیشترین اثر را ایجاد می‌کند، انتخاب شود و یا می‌توان صددرصد 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 می‌شود، الزامی نیست.

۳-۱-۵ نیروی زلزله در هر یک از امتدادهای ساختمان باید در هر دو جهت آن امتداد یعنی به صورت رفت و برگشت در نظر گرفته شود.

پ- تمامی دیوارهای متشکل از قاب سبک فولادی سردنورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی، دیوارهای برشی بتن‌آرمه و بنایی که از تلاقی چند دیوار متقاطع تشکیل شده‌اند و نیز شالوده این اعضا. در این حالت، چنانچه بار محوری ناشی از اثرات زلزله هر دو امتداد افقی ساختمان در کلیه قطعات این دیوارها کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری آنها باشد، رعایت این ضابطه برای آن دیوار ضرورت ندارد. ظرفیت بار محوری شامل هر دو ظرفیت فشاری و کششی است؛

ت- سیستم ستون کنسولی و نیز شالوده آن.

تبصره: در حالتی که از جمع آثار ۱۰۰ درصد نیروی زلزله یک امتداد با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن استفاده می‌شود، منظور نمودن برون مرکزی اتفاقی، موضوع بند ۳-۴-۹-۳، برای امتدادی که ۳۰ درصد نیروی زلزله اعمال می‌شود الزامی نیست.

۳-۶-۳ در هریک از امتدادهای متعامد ساختمان، نیروی افقی زلزله باید در هر دو جهت آن امتداد، یعنی به صورت رفت و برگشت در نظر گرفته شود.

مدل ریاضی ساختمان

v4

v5

۳-۷ ضوابط مدل سازی

۳-۷-۱ مدل سازی سازه

تحلیل سازه تحت نیروهای زلزله باید با استفاده از یک مدل سه بعدی انجام شود. این مدل باید تا حد امکان نمایانگر وضعیت سازه به لحاظ توزیع جرم و سختی باشد. در این مدل باید علاوه بر تمامی اجزاء سیستم مقاوم لرزه‌ای، اجزائی که مقاومت و سختی آن‌ها تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر توزیع نیروها و تغییرشکل‌های سازه دارند نیز در نظر گرفته شوند. در مواردی که دیافراگم کف، مطابق ضوابط بند ۳-۱۳ صلب محسوب نمی‌شود باید در تحلیل سازه، اثر سختی دیافراگم نیز در نظر گرفته شود. همچنین در تحلیل سازه باید اثر ترک‌خوردگی اجزاء بتنی در سختی آن‌ها مطابق با ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و نیز اثر تغییرشکل‌های چشمه اتصال بر جابجایی‌های جانبی سیستم قاب‌های خمشی فولادی، مطابق با ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود. در خصوص نحوه مدل‌سازی تکیه‌گاه سازه در تراز شالوده و نیز در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه باید ضوابط بند ۳-۱۵ رعایت شود.

۳-۱-۶ مدل ریاضی که برای تحلیل سازه در نظر گرفته می‌شود، باید تا حد امکان نمایانگر وضعیت سازه به لحاظ توزیع جرم و سختی باشد. در این مدل باید علاوه بر کلیه اجزای مقاوم جانبی، اجزایی که مقاومت و سختی آنها تأثیر قابل ملاحظه‌ای در توزیع نیروها دارند، در نظر گرفته شوند. در این ارتباط در سازه‌های بتن‌آرمه رعایت اثر ترک‌خوردگی اجزا در سختی آنها الزامی است. اثر ترک‌خوردگی در این سازه‌ها را می‌توان مطابق بند (۳-۵-۵) برای تعیین تغییرشکل‌ها و نیز نیروهای داخلی در تحلیل سازه منظور کرد.

مدل ریاضی ساختمان

v5

v5

۳-۷-۲ میانقاب‌ها

دیوارهای داخلی و خارجی ساختمان باید به نحوی اجرا شوند که مانعی برای حرکت اعضای سازه در هنگام زلزله ایجاد نکنند. برای این منظور، ضوابط فصل ۴ و پیوست (۶) این آیین‌نامه باید رعایت شود. در صورتی که دیوار به‌طور کامل دهانه‌ای از یک قاب فولادی یا بتنی را پوشانده و توسط تیرها و ستون‌ها یا دیوارهای سازه‌ای احاطه شده و با آنها در تماس باشد، میانقاب نامیده می‌شود. چنین دیواری باعث تغییر در سختی، مقاومت و شکل‌پذیری قاب می‌شود. در ساختمان‌های چهار طبقه و کوتاه‌تر که دارای اهمیت خیلی زیاد نباشند، به جای جداسازی لرزه‌ای می‌توان اثرات میانقاب‌ها را مطابق ضوابط پیوست (۵) این آیین‌نامه در مدل‌سازی، تحلیل و طراحی سازه ساختمان لحاظ نمود.

۳-۷-۳ پله‌ها و شیب‌راه‌ها

پله‌ها و شیب‌راه‌ها (رمپ‌ها) باید به گونه‌ای طراحی و جزئیات‌بندی شوند که در هنگام زلزله، عملکرد مناسبی داشته و اختلالی در باربری و شکل‌پذیری مورد انتظار سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان ایجاد ننمایند. برای این منظور لازم است بر مبنای یکی از روش‌های زیر عمل شود:

الف- جداسازی پله‌ها و شیب‌راه‌ها از سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان؛ به‌طوری‌که این اعضا عضو غیرسازه‌ای محسوب شوند و عملکرد سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان، مستقل از سختی آنها باشد. در این حالت باید پله‌ها و شیب‌راه‌ها قادر به تحمل بارهای ثقیلی، علاوه بر تأمین الزامات فصل ۴ و پیوست (۶) این آیین‌نامه باشند.

ب- عدم جداسازی سازه پله‌ها و شیب‌راه‌ها از سازه ساختمان؛ در این حالت، رفتار لرزه‌ای سازه، متأثر از سختی این اعضا بوده و لازم است تأثیر سختی آنها بر پاسخ‌های سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان نیز مد نظر قرار گیرد. برای این منظور لازم است اولاً تحلیل سازه ساختمان و همچنین بررسی نامنظمی‌های آن با استفاده از دو مدل، یک‌بار با در نظر گرفتن سختی این اعضا و یک‌بار هم بدون منظور نمودن سختی آنها انجام و الزامات مربوط به سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای اقناع گردد؛ ثانیاً پله‌ها و شیب‌راه‌ها به‌گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت لازم تحت ترکیب‌های بارگذاری شامل نیروی زلزله تشدید یافته را داشته باشند. برای این حالت، ضریب اضافه مقاومت، Ω_0 نباید از $2/5$ کمتر در نظر گرفته شود.

وزن موثر لرزه‌ای

v5

v4

جدول ۳-۴ درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

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

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

روش‌های تحلیل سازه

v5

۳-۸ روش‌های تحلیل سازه

تحلیل سازهٔ ساختمان‌ها تحت اثر نیروهای زلزله می‌تواند به روش‌های خطی یا غیرخطی انجام شود. روش‌های خطی شامل "تحلیل استاتیکی معادل"، "تحلیل دینامیکی طیفی" و "تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی" است. روش‌های غیرخطی شامل "تحلیل استاتیکی غیرخطی" و "تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی" است. محدودیت‌های مربوط به هر یک از روش‌های مذکور، در بندهای ۳-۸-۱ و ۳-۸-۲ ارائه شده است.

۳-۸-۱ روش‌های تحلیل خطی

روش‌های تحلیل خطی را می‌توان در تمامی ساختمان‌ها با هر تعداد طبقه به کار برد؛ لیکن استفاده از روش استاتیکی معادل، صرفاً در ساختمان‌های زیر مجاز است:

الف- ساختمان‌های حداکثر تا سه طبقه و ۱۰/۵ متر از روی تراز پایه، که دارای نامنظمی در ارتفاع از نوع "سختی جانبی با طبقهٔ خیلی نرم" نیستند؛

ب- ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از روی تراز پایه؛

پ- ساختمان‌های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از روی تراز پایه که:

(۱) دارای نامنظمی در پلان از نوع پیچشی زیاد و شدید نیستند؛

(۲) دارای نامنظمی در ارتفاع از نوع سختی جانبی (اعم از طبقهٔ نرم یا خیلی نرم)،

جرمی و هندسی نیستند.

v4

۳-۲ روش‌های تحلیل سازه

۳-۲-۱ اثر زلزله بر سازه ساختمان‌ها را می‌توان به روش‌های خطی یا غیرخطی تحلیل نمود. روش‌های خطی شامل "تحلیل استاتیکی معادل" و "تحلیل دینامیکی طیفی" و "تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی" است. روش‌های غیرخطی شامل "تحلیل استاتیکی غیرخطی" و "تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی" است. محدودیت‌های مربوط به هر یک از روش‌ها در بندهای زیر ارائه شده است:

۳-۲-۲ روش‌های تحلیل خطی

روش‌های تحلیل خطی را می‌توان در کلیه ساختمان‌ها با هر تعداد طبقه به کار برد. تنها، روش استاتیکی معادل را می‌توان در ساختمان‌های سه طبقه و کوتاه‌تر، از تراز پایه و یا ساختمان‌های زیر به کار گرفت:

الف- ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه

ب- ساختمان‌های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که دارای:

- نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان نباشد

- نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع نباشد

ت- ساختمان‌های منظم با ارتفاع بیشتر از ۵۰ متر از روی تراز پایه که در آن‌ها $T < 3.5T_s$ است. T زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه است که مطابق بند ۳-۹-۲ محاسبه می‌شود و T_s متغیری است که با توجه به طیف طرح، مطابق ضوابط فصل دوم تعیین می‌گردد.

تبصره: تحلیل و طراحی سازه‌های برخی از ساختمان‌های کوتاه را می‌توان با استفاده از روش ساده‌شده استاتیکی معادل انجام داد. موارد کاربرد این روش و جزئیات آن در بند ۳-۱۸ ارائه شده است.

تحلیل غیرخطی (طراحی براساس عملکرد)

۳-۸-۲ روش‌های تحلیل غیرخطی

روش‌های تحلیل غیرخطی را می‌توان در تمامی ساختمان‌ها با هر تعداد طبقه به کار برد؛ لیکن در کنار استفاده از این روش‌ها لازم است سازه علاوه بر اقلان الزامات این تحلیل‌ها، بر اساس یکی از روش‌های تحلیل خطی مذکور در بند ۳-۸-۱ با رعایت محدودیت‌های مربوطه نیز تحلیل و طراحی شود. الزامات مربوط به روش‌های تحلیل غیرخطی در پیوست (۲) این آیین‌نامه ارائه شده است.

تبصره: برای اطمینان از عملکرد موردنظر سازه ساختمان‌های زیر، تحت اثر زلزله، این سازه‌ها باید علاوه بر تحلیل بر مبنای یکی از روش‌های تحلیل خطی و اقلان کلیه ضوابط آن، مطابق یکی از روش‌های تحلیل غیرخطی نیز کنترل شوند:

الف- بیمارستان‌ها و آن دسته از ساختمان‌های ضروری که مرکز اصلی عملیات امداد و نجات در هنگام وقوع زلزله محسوب می‌شوند؛

ب- ساختمان‌های با بیش از ۳۰ طبقه یا با ارتفاع بیش از ۱۲۰ متر از تراز پایه؛

پ- ساختمان‌های با بیش از ۱۵ طبقه یا با ارتفاع بیش از ۵۰ متر از تراز پایه، که دارای نامنظمی در پلان از نوع پیچشی شدید یا نامنظمی در ارتفاع از نوع سختی جانبی با طبقه خیلی نرم هستند.

پیوست (۲)

روشهای تحلیل غیر خطی و ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها

پ ۱-۲ کلیات

در این پیوست، ضوابط تحلیل و ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی به روش‌های استاتیکی غیرخطی و تاریخچه زمانی غیرخطی ارائه می‌شود. در اعمال ضوابط این پیوست لازم است ترکیب‌های بارگذاری، ضرایب ایمنی جزئی و روش‌های تحلیل و طراحی مورد اشاره در همین پیوست، مبنای کار قرار گیرد.

پ ۲-۲ دامنه کاربرد

مطابق ضوابط بند ۳-۸ این آیین‌نامه، استفاده از این پیوست به‌منظور ارزیابی عملکرد سازه‌های تمامی ساختمان‌ها مجاز است؛ لیکن برای برخی از آن‌ها الزامی می‌باشد.



تحلیل استاتیکی معادل

۳-۹-۱-۱ برش پایه؛ V_u

در هر یک از امتدادهای ساختمان، مقدار برش پایه با استفاده از رابطه (۳-۱) تعیین می‌شود.

$$V_u = C.W \quad (۳-۱)$$

در رابطه فوق:

V_u : برش پایه ساختمان در امتداد موردنظر؛

W : وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان در بالای تراز پایه که مطابق بند ۳-۷-۴ محاسبه می‌شود؛
 C : ضریب زلزله امتداد موردنظر که از رابطه (۳-۲) تعیین می‌شود.

$$C = \frac{S_a}{\left(\frac{R_u}{I_e} \right)} \quad (۳-۲)$$

در رابطه فوق:

S_a : شتاب طیفی که مطابق بند ۲-۵ بر مبنای طیف طرح استاندارد و زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه تعیین می‌شود؛

I_e : ضریب اهمیت ساختمان، مطابق بند ۳-۹-۱-۴؛

R_u : ضریب رفتار سیستم مقاوم لرزه‌ای امتداد موردنظر، مطابق بند ۳-۴-۲-۱.

تحلیل استاتیکی معادل

۳-۹-۱-۲ برش پایه حداقل؛ $V_{u \min}$

مقدار برش پایه، V_u ، نباید کمتر از برش پایه حداقل، مطابق ضوابط این بند در نظر گرفته شود. برش پایه حداقل، مطابق رابطه (۳-۳) تعیین می‌شود.

$$V_{u \min} = C_{\min} \cdot W \quad (3-3)$$

در رابطه فوق، $C_{\min}$ ، ضریب زلزله حداقل است که از رابطه (۳-۴) محاسبه می‌شود.

$$C_{\min} = 0.044 S_{DS} \cdot I_e \geq 0.01 \quad (4-3)$$

همچنین، در صورتی که $S_1 \geq 0.6$ باشد، $C_{\min}$ نباید از مقدار حاصل از رابطه (۳-۵) نیز کمتر در نظر گرفته شود.

$$C_{\min} = 0.5 S_1 / (R_u / I_e) \quad (5-3)$$

در روابط فوق، S_1 و S_{DS} ، پارامترهای شتاب طیفی زلزله هستند که به ترتیب بر مبنای بندهای ۲-۲ و ۴-۲ تعیین می‌شوند.

تبصره: در حالتی که در امتدادی از سازه، برش پایه بر مبنای رابطه (۳-۱)، کوچکتر از برش پایه حداقل، مطابق رابطه (۳-۳) باشد و آن امتداد مشمول اعمال ضریب نامعینی، ρ ، شده باشد، اگر حاصل ضرب ضریب ρ در برش پایه، بیش از برش پایه حداقل باشد نیازی به رعایت برش پایه حداقل نخواهد بود و اگر این حاصل ضرب کمتر از برش پایه حداقل باشد باید برش پایه حداقل رعایت شود؛ لیکن در این حالت، در نظر گرفتن ضریب ρ برای آن امتداد ضرورت ندارد. اعضا و اجزائی که مطابق بند ۳-۵-۳، نیروی زلزله آنها معاف از اعمال ضریب ρ است مشمول استفاده از این تبصره نمی‌شوند.

۳-۱-۹-۳ تراز پایه

در طراحی ساختمان‌ها، تراز پایه باید به صورت زیر در نظر گرفته شود:

الف- برای ساختمان‌های بدون زیرزمین یا ساختمان‌های دارای زیرزمین که دیوارهای حائل آن‌ها به سازه ساختمان متصل نباشند باید تراز پایه در سطح فوقانی شالوده در نظر گرفته شود.

ب- برای ساختمان‌های دارای زیرزمین، در صورتی که دیوارهای حائل زیرزمین در کل محیط ساختمان اجرا و به سازه ساختمان متصل باشند و همچنین خاک مجاور دیوارهای زیرزمین، به حد کافی متراکم باشد تراز پایه را می‌توان در محل نزدیک‌ترین سقف به زمین مجاور دیوارهای زیرزمین که از پایین‌ترین تراز زمین مذکور بالاتر نباشد در نظر گرفت، مشروط بر آنکه تمامی شرایط زیر برقرار باشد:

(۱) دیوارهای حائل زیرزمین، بتن‌آرمه باشند؛

(۲) کف طبقه‌ای که به عنوان تراز پایه در نظر گرفته می‌شود و نیز کلیه کف‌های زیر آن از نوع دال بتن‌آرمه یا عرشه فولادی با بتن رویه باشند و به دیوارهای زیرزمین متصل و مهار گردند؛

۳-۱-۳ تراز پایه

تراز پایه، بنا به تعریف، به تراز 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.

تراز پایه

v5

۳) فضای بین دیوارهای حائل زیرزمین و جداره‌های گود در کلیه وجوه ساختمان، با خاک مناسب متراکم‌شده (ترجیحاً خاک‌های دانه‌ای) یا با بتن پُر شده باشد، به‌طوری‌که اتصال کامل و منسجم بین دیوارهای حائل با خاک متراکم طبیعی یا متراکم شده یا تحکیم شده برقرار باشد؛

۴) سختی جانبی سازه در بخش زیر تراز پایه، حداقل ۱۰ برابر سختی جانبی سازه در بخش بالای تراز پایه باشد.

وجود بازشوهای محدود در دیوارهای زیرزمین بلامانع است، مشروط بر آنکه تأثیر زیادی بر سختی دیوارهای زیرزمین و سختی طبقات زیر تراز پایه نداشته باشند.

تبصره ۱: استفاده از دال‌های پیش‌ساخته بدون بتن رویه و سقف‌های متشکل از تیرچه‌های پیش‌ساخته برای دیافراگم‌های زیر تراز پایه مجاز نیست. همچنین دیافراگم این کف‌ها باید بر اساس ضوابط بند ۳-۱۳ طراحی شوند و آثار ناشی از فشار جانبی خاک در طراحی آنها در نظر گرفته شود.

زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه (T)

v4



۳۲ / مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

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 $1/25$ برابر مقادیر به‌دست آورده شده از روابط تجربی بالا بیشتر در نظر گرفته شود.

۳-۳-۳-۳ سختی قطعات بتن آرمه

در محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان‌های بتن آرمه اثر ترک‌خوردگی اعضاء در سختی خمشی آنها باید در نظر گرفته شود. بدین منظور می‌توان سختی مؤثر اعضا را برابر با مقادیر زیر در نظر گرفت:

- در تیرها $I_e = 0.5I_g$

- در ستون‌ها و دیوارها $I_e = I_g$

v5

۳-۹-۲ زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه، T

در هر امتداد، زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه باید بر مبنای مشخصات و ویژگی‌های ارتعاشی سازه و با استفاده از تحلیل مدل سازه تعیین شود؛ لیکن مقدار آن نباید از $1/4$ برابر مقدار محاسبه‌شده برای آن امتداد بر مبنای روابط تجربی، مطابق بند ۳-۹-۲-۱، بیشتر در نظر گرفته شود. به‌جای استفاده از روش تحلیلی، زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه در هر امتداد را می‌توان بر مبنای روابط تجربی و با رعایت تبصره ۲ بند ۳-۹-۲-۱ تعیین نمود.

تبصره: در محاسبه زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه، ضرایب اصلاح سختی اعضای بتن آرمه باید همان مقادیری در نظر گرفته شود که هنگام طراحی آنها تحت نیروها و تلاش‌های ایجادشده در نظر گرفته شده است.

تبصره ۲: در صورتی که در مجاورت یک یا چند وجه ساختمان، زیرزمین وجود داشته باشد باید تراز پایه در سطح فوقانی شالوده در نظر گرفته شود. در این خصوص مقتضی است احتمال ایجاد زیرزمین در آینده نیز بررسی شود.

تبصره ۳: در مواردی که خاک مجاور دیوارهای زیرزمین مستعد روانگرایی یا از نوع رس نرم باشد، تراز پایه باید در زیر این لایه‌های ضعیف خاک در نظر گرفته شود.

تبصره ۴: در مواردی که زمین مجاور ساختمان شیبدار باشد، مبنای تعیین تراز پایه، پایین‌ترین تراز از زمین شیبدار است که در مجاورت دیوارهای زیرزمین قرار دارد.

متذکر می‌گردد در صورت عدم وجود دیوارهای زیرزمین در تمامی محیط ساختمان، باید به اثرات نامطلوب عدم تقارن سازه‌ای ناشی از آن و اثرات نیروهای رانشی غیر متقارن خاک توجه ویژه شود.

زمان تناوب اصلی ساختمان

v4

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75} \quad (3-3)$$

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T = 0.05H^{0.9} \quad (4-3)$$

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

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:

$$T = 0.05H^{0.75} \quad (5-3)$$

v5

۱-۱- قاب‌های خمشی فولادی و مختلط

$$T = 0.072H^{0.8} \quad (6-3)$$

۱-۲- قاب‌های خمشی بتن‌آرمه

$$T = 0.047H^{0.9} \quad (7-3)$$

۲- در مواردی که میانقاب‌ها مانعی در برابر حرکت جانبی قاب‌ها ایجاد ننمایند، مقدار T باید از رابطه ۹-۳ تعیین شود.

ب- قاب‌های مهاربندی شده با مهاربندهای واگرا یا مهاربندهای کمانش‌تاب، در سیستم قاب ساختمانی و سیستم دوگانه

۱- در مواردی که میانقاب‌ها مانعی در برابر حرکت جانبی قاب‌ها ایجاد ننمایند:

$$T = 0.073H^{0.75} \quad (8-3)$$

۲- در مواردی که میانقاب‌ها مانعی در برابر حرکت جانبی قاب‌ها ایجاد ننمایند، مقدار T باید از رابطه ۹-۳ تعیین شود.

پ- سایر سیستم‌های مندرج در جدول (۱-۳)، با یا بدون وجود میانقاب‌ها

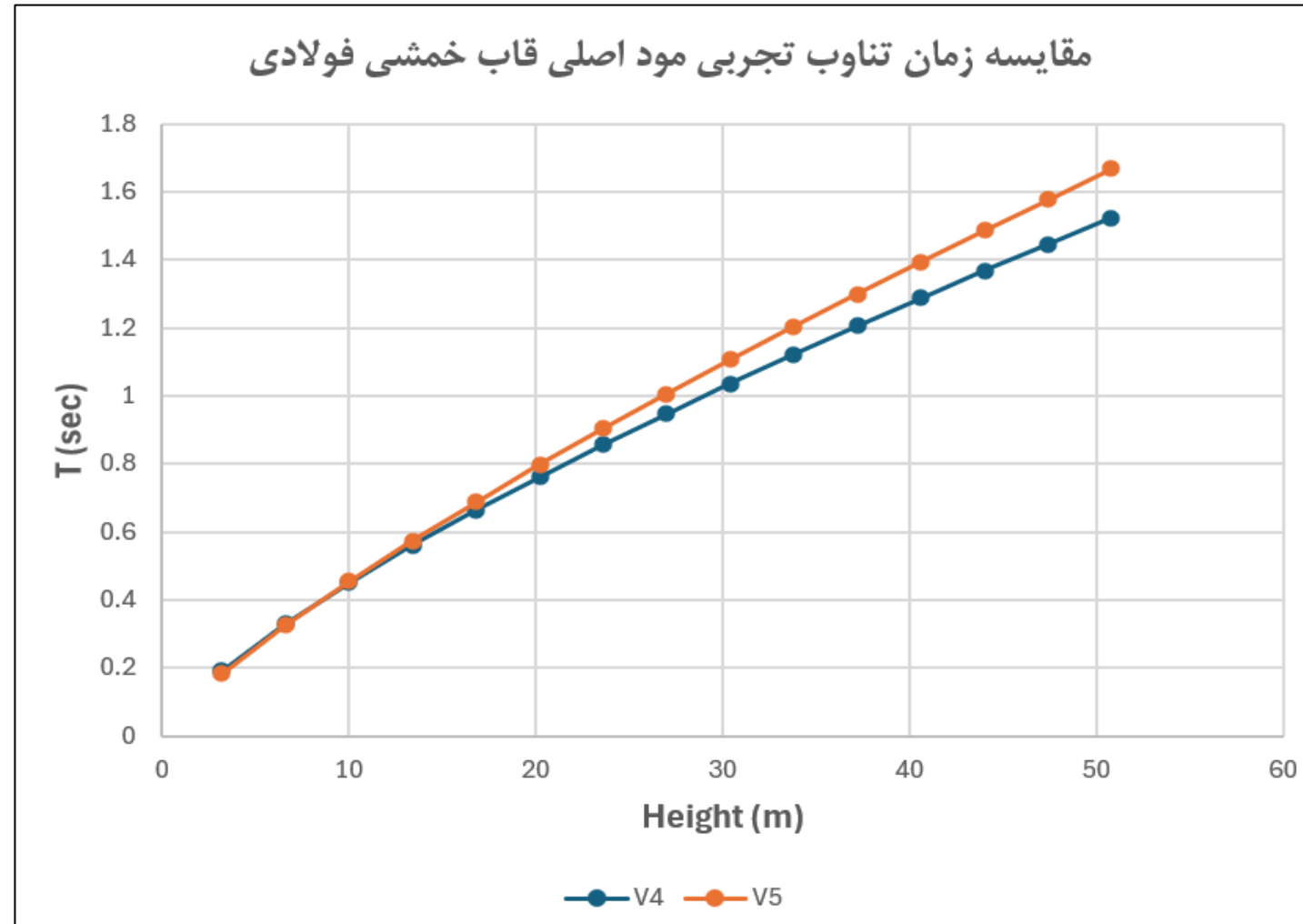
$$T = 0.049H^{0.75} \quad (9-3)$$

تعریف ارتفاع ساختمان در ویرایش ۵

ارتفاع ساختمان: Building Height

ارتفاع قائم از تراز پایه تا بالاترین تراز سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان. در صورتی که سقف بالاترین تراز بصورت شیبدار باشد، این ارتفاع از تراز پایه تا متوسط ارتفاع سقف مذکور محاسبه می‌شود. همچنین، در صورتی که وزن خرپشته بیش از ۲۵ درصد وزن بام باشد باید ارتفاع آن در محاسبه ارتفاع ساختمان در نظر گرفته شود.

زمان تناوب اصلی ساختمان



توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع

۳-۹-۳ توزیع نیروهای جانبی ناشی از زلزله در ارتفاع ساختمان

برش پایه ساختمان، V_u ، که بر مبنای بند ۳-۹-۱ محاسبه شده است باید مطابق رابطه (۳-۱۲) در ارتفاع ساختمان توزیع گردد.

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u \quad (۳-۱۲)$$

در رابطه فوق:

F_{ui} : نیروی جانبی ناشی از زلزله در تراز طبقه i ؛

W_i : بخشی از وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان، موضوع بند ۳-۷-۴، که متعلق به طبقه i است.

در خصوص دیوارها و ستونها باید نصف وزن دیوارها و ستون‌هایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته‌اند مد نظر قرار گیرد؛

h_i : ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه؛

n : تعداد طبقات ساختمان در بالای تراز پایه؛

k : ضریبی است که با توجه به زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه، T ، از رابطه (۳-۱۳) محاسبه می‌شود.

$$k = 0.5T + 0.75 \quad ; \quad 0.5 \leq T \leq 2.5 \text{ sec} \quad (۳-۱۳)$$

مقدار k برای مقادیر T کوچکتر از ۰/۵ ثانیه و بزرگتر از ۲/۵ ثانیه باید به ترتیب، برابر با ۱/۰ و ۲/۰ در نظر گرفته شود.

تبصره: در توزیع برش پایه در ارتفاع ساختمان، لازم است خرپشته نیز همواره به‌عنوان یک طبقه مستقل در نظر گرفته شود.

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.

۳-۷-۳-۳ برون‌مرکزی 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 برون‌مرکزی 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، برون‌مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگ‌نمایی A_j ، طبق رابطه زیر، ضرب شود.

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{\max}}{1/2 \Delta_{\text{ave}}} \right)^2 \quad 1 \leq A_j \leq 3 \quad (9-3)$$

در این رابطه:

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

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

۳-۷-۳-۴ در ساختمان‌های تا ۵ طبقه و یا کوتاه‌تر از هجده متر در مواردی که برون‌مرکزی 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 برون‌مرکزی اتفاقی در طبقات نیست.

۳-۴-۹-۳ پیش‌ش اتفاقی به‌منظور لحاظ نمودن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی و نیز آثار ناشی از مؤلفه پیچشی حرکت زمین در نظر گرفته می‌شود. مقدار این پیش‌ش در هر طبقه را می‌توان از حاصل ضرب نیروی جانبی زلزله آن طبقه، در ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه و در امتداد عمود بر نیروی جانبی زلزله تعیین نمود. به‌عنوان یک روش دیگر برای منظور نمودن پیش‌ش اتفاقی می‌توان مرکز جرم هر طبقه را به میزان ۵ درصد بُعد ساختمان در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی جانبی زلزله جابجا نمود. برای هر امتداد لازم است این جابجایی در هر دو طرف مرکز جرم انجام شود. اثرات پیش‌ش اتفاقی باید برای هر یک از دو امتداد افقی سازه در نظر گرفته شود. در مواردی که مطابق بند ۳-۶-۲، سازه تحت اثر هم‌زمان نیروهای زلزله دو امتداد افقی عمود بر هم محاسبه می‌شود لازم نیست اثر پیش‌ش اتفاقی دو امتداد افقی متعامد ساختمان، به‌طور هم‌زمان در نظر گرفته شوند.

تبصره ۱: اثر پیش‌ش اتفاقی باید در طراحی تمامی ساختمان‌های گروه طراحی لرزه‌ای ۳ در نظر گرفته شود؛ لیکن در گروه‌های طراحی لرزه‌ای ۱ و ۲، لحاظ نمودن اثر پیش‌ش اتفاقی، صرفاً در ساختمان‌های دارای نامنظمی پیچشی زیاد و شدید ضرورت داشته و در سایر ساختمان‌ها می‌توان از اثر آن صرف‌نظر نمود.

تبصره ۲: در مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی پیچشی، موضوع بند ۳-۳-۱-ب می شود، اثر پیچش اتفاقی طبقه باید از طریق ضریب تشدید A_j ، مطابق رابطه (۳-۱۴) افزایش داده شود.

$$A_j = \left(\frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{\text{avg}}} \right)^2 \quad ; \quad 1 \leq A_j \leq 3 \quad (۳-۱۴)$$

در رابطه فوق:

$\delta_{\max}$: حداکثر تغییر مکان جانبی کلی طبقه j که با فرض $A_j = 1.0$ محاسبه شده است؛
 δ_{avg} : متوسط تغییر مکان جانبی کلی دو انتهای ساختمان در طبقه j که با فرض $A_j = 1.0$ محاسبه شده است.

مقادیر $\delta_{\max}$ و δ_{avg} در رابطه (۳-۱۴) بر مبنای روش تحلیل استاتیکی معادل تعیین می شوند. همچنین در این محاسبه می توان دیافراگم ها را صلب در نظر گرفت.

نیروی قائم ناشی از زلزله

۳-۹-۵ نیروی قائم ناشی از زلزله

۳-۹-۵-۱ نیروی قائم ناشی از اثر مؤلفه قائم شتاب زلزله در ساختمان باید در تحلیل کل سازه ساختمان در نظر گرفته شود. مقدار این نیرو مطابق رابطه (۳-۱۵) تعیین می شود.

$$F_{vut} = 0.2 S_{DS} \cdot W_D \quad (۳-۱۵)$$

در رابطه فوق:

F_{vut} : نیروی قائم ناشی از زلزله وارد بر کل سازه ساختمان؛

S_{DS} : پارامتر شتاب طیفی زلزله در زمان تناوبهای کوتاه، مطابق بند ۲-۴؛

W_D : مجموع بارهای مرده، وزن تأسیسات ثابت، وزن دیوارها، تیغه ها و جداکننده ها (صرف نظر از آنکه به عنوان بار مرده یا زنده محسوب می شوند).

این نیروی قائم باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین، به طور جداگانه به سازه اعمال گردد.

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 ساختمان هایی که در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد واقع شده اند.

ب- تیرهایی که دهانه آنها بیشتر از پانزده متر می باشد، همراه با ستون ها و دیوارهای تکیه گاهی آنها.

پ- تیرهایی که بار قائم متمرکز قابل توجهی در مقایسه با سایر بارهای منتقل شده به تیر را تحمل می کنند، همراه با ستون ها و دیوارهای تکیه گاهی آنها. در صورتی که بار متمرکز حداقل برابر با نصف مجموع بار وارده به تیر باشد، آن بار قابل توجه تلقی می شود.

ت- بالکن ها و پیش آمدگی هایی که به صورت طره ساخته می شوند.

۳-۳-۹-۲ مقدار نیروی قائم از رابطه (۳-۱۰) محاسبه می شود. در مورد بالکن ها و پیش آمدگی ها، 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.

$$F_{Vu} = 0.6 A I W_p \quad (۳-۱۰)$$

در این رابطه:

A و I مقادیری هستند که برای محاسبه نیروی برشی پایه منظور شده اند.

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.

نیروی قائم ناشی از زلزله

۳-۵-۹-۲ در مناطقی که در آنها $S_s > 1.15$ یا $S_1 > 0.5$ باشد، به منظور تحلیل و طراحی اعضای زیر، علاوه بر رعایت بند ۳-۵-۹-۱ باید یکبار هم جداگانه نیروی قائم زلزله از طریق رابطه (۳-۱۶) محاسبه و در ترکیب با بارهای ثقلی (با ضرایب باری که در ترکیب با بارهای زلزله مقرر شده است) مبنای طراحی قرار گیرد.

الف- تیرهای با طول دهانه بیش از ۱۵ متر؛

ب- تیرهایی که به عنوان تکیه گاه ستون عمل می کنند،

پ- طره های با طول بیش از ۲ متر؛

ت- دال های بتنی تخت با طول دهانه بیش از ۱۰ متر.

$$F_{vuc} = 0.65 S_{DS} \cdot W_D \quad (۳-۱۶)$$

در رابطه فوق:

F_{vuc} : نیروی قائم ناشی از زلزله، مربوط به اعضای فوق الذکر.

تبصره: عکس العمل حاصل از ترکیب بار مشروح در بند ۳-۵-۹-۲ باید در طراحی اجزائی که بار اعضای فوق الذکر را تحمل می کنند نیز در نظر گرفته شود.

۳-۵-۹-۳ کلیه تیرهای طره ای باید یکبار هم به طور جداگانه برای نیروی زلزله قائم رو به بالا، برابر با $0.2W_D$ ، بدون حضور بارهای مرده، زنده و برف، طراحی شوند.

تحلیل دینامیکی خطی (تحلیل طیفی)

v5

v4

۳-۱-۲ تعداد مودهای نوسان

در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان باید کلیه مودهای نوسان که مجموع جرم مؤثر آنها بیش از ۹۰ درصد جرم کل ساختمان است در نظر گرفته شوند. جرم کل ساختمان بر مبنای ضوابط بند ۳-۷-۴ تعیین می‌شود.

تبصره: به‌عنوان یک روش جایگزین می‌توان از مودهای کافی برای رسیدن به مشارکت جرمی ترکیبی به میزان ۱۰۰ درصد جرم کل ساختمان استفاده نمود. برای این منظور می‌توان کلیه مودهای با زمان تناوب بیشتر از ۰/۰۵ ثانیه را در محاسبات منظور نموده و کلیه مودهای با زمان تناوب کمتر از ۰/۰۵ ثانیه را به‌صورت یک مود جسم صلب با زمان تناوب ۰/۰۵ ثانیه و جرمی برابر با مجموع جرم مؤثر کلیه مودهای با زمان تناوب کوچکتر

۳-۴-۱-۲ تعداد مدهای نوسان

در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان باید تمام مدهای نوسان که مجموع جرم‌های مؤثر در آنها بیشتر از ۹۰ درصد جرم کل سازه است، در نظر گرفته شود.

تحلیل دینامیکی خطی (تحلیل طیفی)

v4

v5

۳-۱-۴-۳ ترکیب اثر مدها

حداکثر بازتاب‌های دینامیکی سازه در هر مود، از قبیل نیروهای داخلی اعضا، تغییر مکان‌ها، نیروهای طبقات، برش‌های طبقات و عکس‌العمل پایه‌ها باید با استفاده از روش‌های آماری شناخته‌شده، مانند روش جذر مجموع مربعات و یا روش ترکیب مربعی کامل ترکیب گردد. در ساختمان‌های نامنظم در پلان و یا در ساختمان‌هایی که پیچش در آنها حائز اهمیت است، روش ترکیب مدها باید در برگیرنده اندرکنش مدهای ارتعاشی نیز باشد. در این موارد می‌توان از روش ترکیب مربعی کامل استفاده نمود.

۳-۱-۱۰-۳ ترکیب اثر مودها

بعد از انجام تحلیل طیفی، مقدار هر یک از پارامترهای طراحی در هر مود، شامل تغییر مکان جانبی کلی و نسبی طبقات، برش پایه، تلاش‌های داخلی هر عضو و عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی باید با استفاده از مشخصات همان مود و نیز طیف طرح و تقسیم مقادیر بر نسبت R_u/I_e تعیین گردد. سپس بازتاب‌های سازه در مودهای مختلف باید با استفاده از روش‌های آماری شناخته‌شده مانند روش جذر مجموع مربعات یا روش ترکیب مربعی کامل، با یکدیگر ترکیب شوند. در اعضایی که برای آنها باید اثرات ناشی از اندرکنش نیروها در نظر گرفته شود می‌توان نسبت تقاضا به ظرفیت ترکیبی را با استفاده از روش‌های آماری ترکیب نمود.

تبصره: در صورتی که زمان تناوب مودهای مورد استفاده برای تحلیل طیفی از یکدیگر فاصله کافی نداشته باشند، به‌طوری که نسبت زمان تناوب دو مود متوالی، بیش از ۰/۶۷ باشد $((T_{n+1}/T_n) > 0.67)$ ، به‌منظور در نظر گرفتن آثار همبستگی بین بازتاب‌های سازه در مودهای ارتعاشی باید از روش‌هایی نظیر روش ترکیب مربعی کامل (CQC) استفاده شود.

۳-۴-۱-۴ اصلاح مقادیر بازتاب‌ها

در مواردی که برش پایه به‌دست آمده از روش تحلیل طیفی کمتر از برش پایه تحلیل استاتیکی معادل، رابطه (۳-۱) باشد، مقدار برش پایه تحلیل طیفی باید به مقادیر زیر افزایش داده شده و بازتاب‌های سازه متناسب با آنها اصلاح گردد. برش پایه استاتیکی معادل عنوان شده در ردیف‌های زیر، مقدار برش پایه بر اساس رابطه (۳-۱) و با استفاده از مشخصات طیف استاندارد است.

الف- در سازه‌های نامنظم، که نامنظمی در آنها از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نباشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۹۰ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند. ولی در سازه‌های نامنظمی که نامنظمی آنها مشمول موارد فوق‌الذکر باشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

ب- در سازه‌های منظم، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۸۵ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود. تبصره: مقادیر برش پایه تعدیل شده در بندهای الف و ب نباید از برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی کمتر در نظر گرفته شود.

۳-۱۰-۱-۴ اصلاح مقادیر بازتاب

۳-۱۰-۱-۴-۱ اصلاح تلاش‌های طراحی

در مواردی که در هر یک از امتدادهای افقی ساختمان، برش پایه حاصل از روش تحلیل طیفی (V_d) کمتر از برش پایه استاتیکی معادل، مطابق رابطه (۳-۱) و با رعایت برش پایه حداقل مطابق بند ۳-۹-۱-۲ باشد، مقدار برش پایه تحلیل طیفی حاصل از بند ۳-۱۰-۱-۳ باید به نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه حاصل از تحلیل طیفی افزایش داده شده و تلاش‌های ایجادشده در اعضا متناسب با آن اصلاح شوند. در صورت استفاده از طیف ویژه ساختگاه، برش پایه حداقل نیز باید بر مبنای طیف مذکور محاسبه شود.

۳-۱۰-۱-۴-۲ اصلاح تغییر مکان‌ها

در مواردی که در هر یک از امتدادهای افقی ساختمان، برش پایه حاصل از روش تحلیل طیفی (V_d) کمتر از برش پایه استاتیکی معادل مطابق رابطه (۳-۱) باشد، تغییر مکان‌های کلی و نسبی حاصل از بند ۳-۱۰-۱-۳ باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه حاصل از تحلیل طیفی ضرب شوند. در این حالت می‌توان از ضابطه بند ۳-۱۲-۵ در محاسبه برش پایه استاتیکی معادل استفاده نمود. در محاسبه برش پایه استاتیکی معادل برای اصلاح تغییر مکان‌ها باید ضوابط بند ۳-۱۲-۴ در خصوص برش پایه حداقل رعایت شود. همچنین در صورت استفاده از طیف ویژه ساختگاه، برش پایه حداقل نیز باید بر مبنای طیف مذکور محاسبه شود.

۳-۴-۱-۵ اثر پیچش

در روش تحلیل طیفی باید اثر پیچش و پیچش اتفاقی را مشابه ضابطه بند (۳-۳-۷) منظور نمود. در مواردی که از مدل‌های سه‌بعدی برای آنالیز سازه استفاده می‌شود، اثر پیچش اتفاقی را می‌توان با جابجا کردن مرکز جرم طبقه به اندازه برون‌مرکزی اتفاقی منظور نمود.

۳-۱۰-۱-۵ اثر پیچش

در روش تحلیل دینامیکی طیفی باید آثار پیچش ذاتی و اتفاقی را مشابه ضوابط بند ۳-۴-۹ در نظر گرفت. برای این منظور می‌توان اثر پیچش اتفاقی تعیین‌شده بر اساس بند ۳-۴-۹-۳ را به صورت یک بارگذاری استاتیکی به نتایج تحلیل دینامیکی اضافه نمود. به جای این روش، اثر پیچش اتفاقی را می‌توان با جابجا کردن مرکز جرم طبقه به اندازه برون‌مرکزی اتفاقی، در مدل تحلیلی منظور نمود. در روش دوم، نیازی به در نظر گرفتن ضریب تشدید پیچش اتفاقی، A_z ، نیست.

تبصره: در صورتی که $TIR > 1.6$ باشد استفاده از روش جابجا کردن مرکز جرم طبقه مجاز نبوده و اثر پیچش اتفاقی باید با استفاده از روش اول فوق‌الذکر اعمال شود.

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:

۳-۵-۹-۱ 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_d و Ω_0 قسمت فوقانی باید برای محاسبات هر دو 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_d و Ω_0 قسمت فوقانی باید برای محاسبات این قسمت مورد استفاده قرار گیرد. برای محاسبات قسمت تحتانی مقادیر R_u ، C_d و Ω_0 مربوط به همین قسمت مورد استفاده قرار می‌گیرد. ولی حالت نیروهای عکس‌العمل ناشی از تحلیل قسمت فوقانی نیز که در نسبت R_u/ρ قسمت فوقانی به R_u/ρ قسمت تحتانی ضرب شده‌اند، باید به مدل سازه قسمت تحتانی اضافه شود. این نسبت در هر حال نباید کوچک‌تر از ۱/۰ باشد.

۳-۱۱-۲ ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع از روی تراز پایه

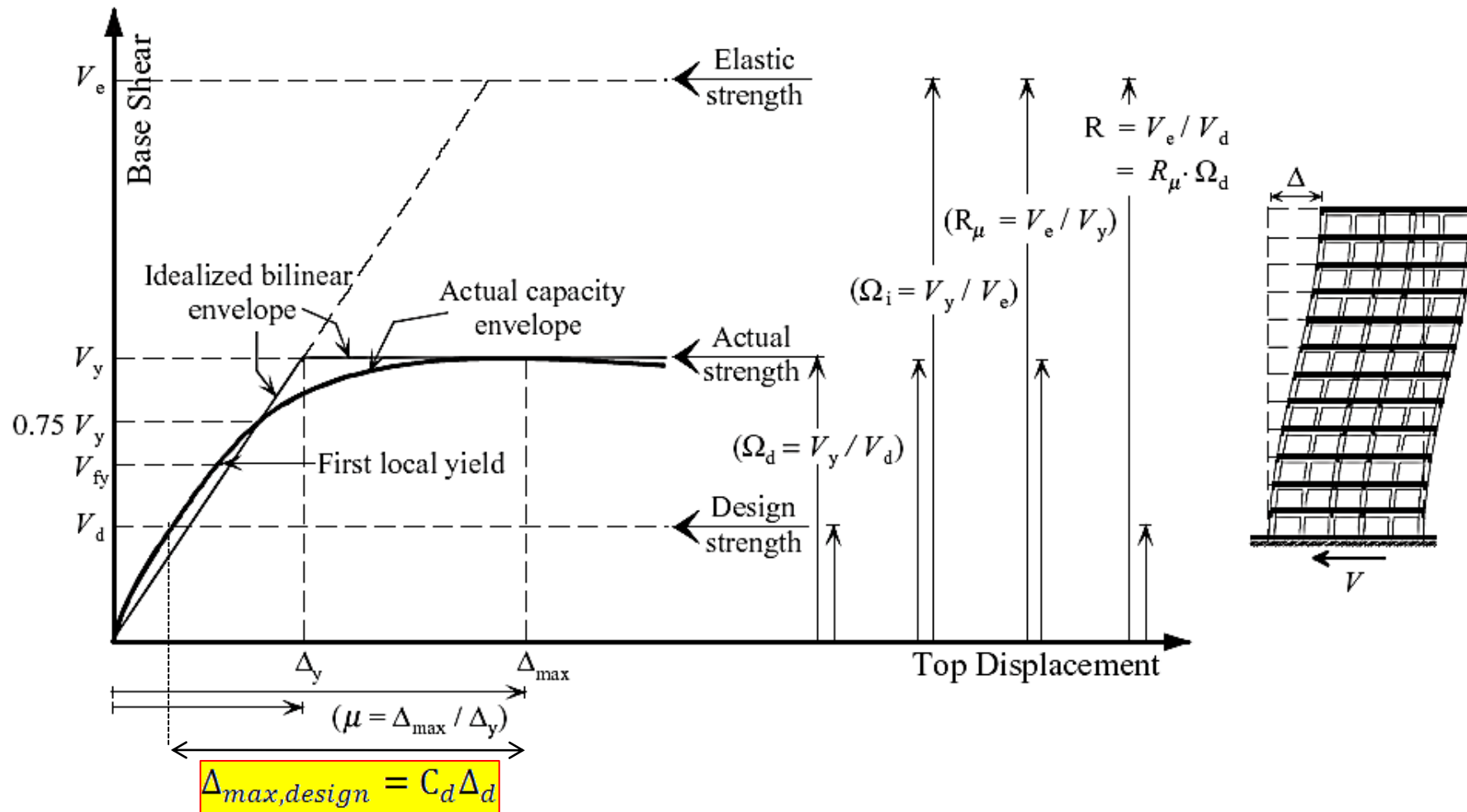
در ساختمان‌هایی که در یک امتداد، در ارتفاع از دو سیستم مقاوم لرزه‌ای مختلف استفاده شده باشد، نیروی جانبی زلزله در امتداد موردنظر در حالت کلی می‌تواند مطابق الزامات بند ۳-۱۱-۲-۱ و در حالت خاص مطابق الزامات بند ۳-۱۱-۲-۲ تعیین شود.

ارتفاع سیستم فوقانی از روی تراز تحتانی این سیستم نباید از حداکثر ارتفاع مجاز مربوط به این سیستم بیشتر باشد. همچنین مجموع ارتفاع سیستم‌های فوقانی و تحتانی از روی تراز پایه نباید از حداکثر ارتفاع مجاز مربوط به سیستم تحتانی بیشتر باشد.

استثناء ۱: در صورتی که سختی جانبی سیستم تحتانی، حداقل ۱۰ برابر سختی جانبی سیستم فوقانی باشد، کنترل حداکثر ارتفاع مجاز هر یک از سیستم‌های تحتانی و فوقانی بر اساس همان سیستم کفایت می‌کند و لزومی به کنترل حداکثر مقدار مجاز برای مجموع ارتفاع سیستم‌های تحتانی و فوقانی نیست.

استثناء ۲: در صورتی که سیستم ترکیبی در ارتفاع، مطابق بند ۳-۱۱-۲-۲، شرایط حالت خاص (تحلیل دو مرحله‌ای) را نداشته و در سیستم فوقانی استفاده از قاب خمشی ویژه یا دوگانه توأم با قاب خمشی ویژه الزامی باشد، قاب خمشی ویژه باید تا تراز پایه ادامه یابد.

پاسخ جانبی ساختمان و کنترل تغییر مکان های جانبی



۳-۵ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

۳-۵-۱ تغییر مکان جانبی نسبی واقعی هر طبقه، که اختلاف بین تغییر مکان‌های جانبی واقعی مراکز جرم کف‌های بالا و پایین آن طبقه است، نباید از مقدار مشخصی که در این بند تعیین شده، تجاوز نماید. این تغییر مکان تنها با استفاده از تحلیل غیرخطی سازه قابل محاسبه است، ولی می‌توان آن را با تقریب خوبی از رابطه زیر به دست آورد:

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

در این رابطه:

Δ_M = تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی و یا تغییر مکان نسبی واقعی طبقه
 C_d = ضریب بزرگنمایی مطابق جدول (۳-۴)

Δ_{eu} = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه زیر اثر زلزله طرح، مطابق رابطه (۳-۱)
 در مواردی که روش طراحی تنش مجاز است، تغییر مکان جانبی نسبی به دست آمده از آن روش باید در ضریب ۱/۴ ضرب شود و سپس با مقدار مجاز Δ_a در بند (۳-۵-۲) مقایسه شود.

۳-۱۲ تغییر مکان جانبی تحت اثر زلزله طرح

۳-۱۲-۱ تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی هر طبقه، Δ_{eu} ، بر مبنای اختلاف بین تغییر مکان‌های جانبی کلی مراکز جرم کف‌های بالا و پایین آن طبقه و بر اساس یکی از روش‌های تحلیل خطی محاسبه می‌شود؛ لیکن در ساختمان‌های دارای نامنظمی پیچشی زیاد و شدید، محاسبه تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی هر طبقه باید بر مبنای بیشترین اختلاف بین تغییر مکان‌های جانبی گره‌های قرار گرفته در یک امتداد قائم در کف‌های بالا و پایین آن طبقه، که در محل محورهای کناری ساختمان قرار دارند انجام شود.

محاسبه Δ_{eu} طبقات باید در حضور بارهای ثقلی قابل انتظار و با در نظر گرفتن آثار $P-\Delta$ مطابق بند ۳-۱۶-۱ انجام شود. بارهای ثقلی قابل انتظار نباید کمتر از $1D+0.5L$ در نظر گرفته شود که، D بار مرده و L بار زنده کاهش نیافته است و مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان تعیین می‌گردند. مقدار L در ترکیب فوق را می‌توان برای بارهای زنده کمتر از ۵ کیلو نیوتن بر مترمربع برابر $0.4L_0$ و برای بارهای زنده ۵ کیلو نیوتن بر مترمربع و بیشتر، برابر $0.8L_0$ در نظر گرفت. L_0 ، حداقل بار زنده گسترده یکنواخت، مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان می‌باشد.

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

$$\Delta_M = \frac{C_d \cdot \Delta_{eu}}{I_e} \quad (۱۹-۳)$$

در رابطه فوق:

Δ_M : تغییر مکان جانبی نسبی غیر ارتجاعی طبقه در امتداد موردنظر، تحت اثر زلزله طرح؛

C_d : ضریب بزرگنمایی تغییر مکان جانبی مطابق جدول (۱-۳)؛

Δ_{eu} : تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی طبقه در امتداد موردنظر، تحت اثر زلزله طرح،

حاصل از تحلیل خطی (بندهای ۳-۹ یا ۳-۱۰-۱-۴-۲ یا ۳-۱۰-۲-۶-۴)؛

I_e : ضریب اهمیت ساختمان، مطابق بند ۳-۹-۴.

تبصره: در مواردی که ساختمان، مشمول موضوع ضابطه "الف" بند ۳-۶-۲ باشد تغییر مکان جانبی نسبی غیر ارتجاعی هر طبقه تحت اثر زلزله طرح، Δ_M ، باید در هر امتداد به صورت ترکیبی، به شرح زیر محاسبه شود:

الف- Δ_M در امتداد محور X ، از جمع جبری C_{dx}/I_e برابر تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی امتداد X طبقه، ناشی از نیروی زلزله امتداد X و ۳۰ درصد C_{dy}/I_e برابر تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی امتداد X طبقه، ناشی از نیروی زلزله امتداد Y محاسبه می‌شود.

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

- در ساختمان‌های تا ۵ طبقه $\Delta_a = 0.025h$

- در سایر ساختمان‌ها $\Delta_a = 0.020h$

در این روابط h ارتفاع طبقه است.

۳-۵-۳ در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{eu} ، برای رعایت محدودیت‌های فوق، مقدار برش پایه در رابطه (۱-۳) را می‌توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T در تبصره بند (۳-۳-۱) تعیین کرد. ولی در ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد محدودیت آن بند در مورد زمان تناوب اصلی باید رعایت شود. در هر حال، رعایت رابطه (۳-۳) از بند (۳-۳-۱) در خصوص حداقل برش پایه در محاسبات تغییر مکان نسبی ضروری است.

کنترل تغییر مکان جانبی ساختمان

v5

ب- Δ_M در امتداد محور Y، از جمع جبری C_{dy}/I_e برابر تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی امتداد Y طبقه، ناشی از نیروی زلزله امتداد Y و ۳۰ درصد C_{dx}/I_e برابر تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی امتداد Y طبقه، ناشی از نیروی زلزله امتداد X محاسبه می‌شود.

C_{dx} و C_{dy} به ترتیب، ضریب بزرگنمایی تغییر مکان جانبی سیستم مقاوم لرزه‌ای امتداد X و امتداد Y ساختمان هستند که مطابق جدول ۳-۱ تعیین می‌شوند.

۳-۱۲-۳ مقادیر تغییر مکان جانبی نسبی طرح طبقه در هر امتداد ساختمان که بر مبنای بند ۳-۱۲-۲ محاسبه می‌شود نباید از تغییر مکان جانبی نسبی مجاز طبقه، Δ_a ، مطابق جدول ۳-۵ بیشتر شود. در این جدول، h ، ارتفاع طبقه موردنظر است.

جدول ۳-۵ مقادیر تغییر مکان جانبی نسبی مجاز طبقه، Δ_a

گروه اهمیت ساختمان			
گروه ۱	گروه ۲	گروه ۳	گروه ۴
۰٫۰۱ h	۰٫۰۱۵ h	۰٫۰۲ h	۰٫۰۲۵ h

تبصره ۱: در حالتی که در هر یک از امتدادهای ساختمان، سیستم مقاوم لرزه‌ای آن امتداد صرفاً از قاب‌های خمشی تشکیل شده و آن امتداد، مشمول اعمال ضریب نامعینی باشد، مقدار تغییر مکان جانبی نسبی مجاز طبقات برای آن امتداد باید برابر با Δ_a/ρ در نظر گرفته شود.

تبصره ۲: در صورتی که سیستم مقاوم لرزه‌ای از نوع دیوار برشی بنایی مسلح باشد، مقدار تغییر مکان جانبی نسبی مجاز طبقات باید مطابق با ضوابط مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

تبصره ۳: چنانچه قاب‌های خمشی از نوع متوسط یا معمولی در هر یک از سیستم‌های قاب ساختمانی، قاب خمشی یا دوگانه وجود داشته باشد، مقادیر تغییر مکان جانبی نسبی مجاز طبقه برای گروه اهمیت ۲ باید به $0.125h$ و برای گروه‌های اهمیت ۳ و ۴ به $0.150h$ محدود گردد.

۳-۱۲-۴ در محاسبه تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، رعایت برش پایه حداقل طبق بند ۳-۹-۱-۲ ضروری است.

۳-۱۲-۵ در محاسبه انواع تغییر مکان‌های جانبی سازه، مقدار برش پایه در رابطه (۳-۱) را می‌توان بر مبنای زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه در امتداد موردنظر، حاصل از تحلیل مدل سازه و بدون منظور نمودن محدودیت ۱/۴ برابر زمان تناوب حاصل از روابط تجربی، موضوع بند ۳-۹-۲ تعیین نمود.

۳-۱۲-۶ در سازه‌های بتن‌آرمه به‌منظور تعیین تغییر مکان‌های جانبی باید اثر ترک‌خوردگی اجزاء در سختی آن‌ها مطابق با ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

۳-۱۲-۷ در ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه و در سایر ساختمان‌ها در صورتی که بیش از پنج طبقه یا بلندتر از ۱۸ متر از تراز پایه باشند، حداقل عرض درز انقطاع بین ساختمان و ساختمان مجاور در هر طبقه ساختمان باید برابر با جذر مجموع مربعات δ_M دو ساختمان در نظر گرفته شود. مقدار δ_M از رابطه (۳-۲۰) تعیین می‌شود.

$$\delta_M = \frac{C_d \cdot \delta_{eu}}{I_e} \quad (۳-۲۰)$$

۳-۵-۳ در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{eu} ، برای رعایت محدودیت‌های فوق، مقدار برش پایه در رابطه (۳-۱) را می‌توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T در تبصره بند (۳-۳-۱) تعیین کرد. ولی در ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد محدودیت آن بند در مورد زمان تناوب اصلی باید رعایت شود. در هر حال، رعایت رابطه (۳-۳) از بند (۳-۳-۱) در خصوص حداقل برش پایه در محاسبات تغییر مکان نسبی ضروری است.

۳-۵-۴ در ساختمان‌های نامنظم پیچشی و یا نامنظم شدید پیچشی، برای محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{eu} ، به جای تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی مراکز جرم ۳-۵-۵ در سازه‌های بتن‌آرمه در تعیین تغییر مکان جانبی نسبی طرح، ممان اینرسی مقطع ترک خورده قطعات را می‌توان، مطابق توصیه آیین‌نامه بتن ایران «آبا» 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 ترک‌خوردگی آنها، منظور کرد. برای زلزله بهره‌برداری مقادیر این ممان اینرسی‌ها را می‌توان تا ۱/۵ برابر افزایش داد و از اثر $\Delta - P$ نیز صرف‌نظر کرد.

کنترل تغییر مکان جانبی ساختمان

v5

v4

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 $(F - \Delta)$ 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.

۳-۵-۷ در زلزله سطح بهره‌برداری، تغییر مکان نسبی باید الزامات بند (۳-۱۱-۲) را اقلان نماید.

تبصره ۱: در مواردی که ساختمان، مشمول موضوع ضابطه "الف" بند ۳-۶-۲ شده باشد، تغییر مکان جانبی کلی غیر ارتجاعی طبقه تحت اثر زلزله طرح باید به صورت ترکیبی، مطابق روش مذکور در تبصره بند ۳-۱۲-۲ محاسبه شود.

تبصره ۲: در مواردی که مشخصات ساختمان مجاور در دسترس نباشد، حداقل فاصله افقی هر طبقه ساختمان از مرز مشترک با زمین مجاور باید برابر با ۷۰ درصد δ_M در آن طبقه ساختمان منظور گردد.

تبصره ۳: در مواردی که ساختمان، شرایط استفاده از روش تحلیل دو مرحله‌ای، موضوع بند ۳-۱۱-۲-۲ را احراز نموده باشد، مبنای محاسبه عرض درز انقطاع، تعداد طبقات و ارتفاع سیستم فوقانی خواهد بود.

تبصره ۴: در ساختمان‌هایی که مشمول محاسبه درز انقطاع مطابق ضوابط این بند نیستند، عرض درز انقطاع باید بر مبنای بند ۱-۶-۱ تعیین شود.

۳-۱۳-۳ دیافراگم‌ها باید برای تلاش‌های داخل صفحه ناشی از نیروی جانبی زلزله مطابق بند ۳-۹ یا ۳-۱۰ و با لحاظ نمودن ضابطه بند ۳-۱۳-۴ طراحی شوند؛ لیکن این نیروی جانبی نباید کمتر از مقدار حاصل از رابطه (۳-۲۲) در نظر گرفته شود.

$$F_{pux} = \left(\frac{\sum_{i=x}^n F_{ui}}{\sum_{i=x}^n W_i} \right) \cdot W_{px} \quad (۳-۲۲)$$

نیروی جانبی دیافراگم که از رابطه (۳-۲۲) محاسبه می‌شود نباید کمتر از مقدار حاصل از رابطه (۳-۲۳) در نظر گرفته شود و نیز لازم نیست بیشتر از مقدار حاصل از رابطه (۳-۲۴) منظور گردد.

$$F_{pux} = 0.2 I_e \cdot S_{DS} \cdot W_{px} \quad (۳-۲۳)$$

$$F_{pux} = 0.4 I_e \cdot S_{DS} \cdot W_{px} \quad (۳-۲۴)$$

۳-۸-۳ دیافراگم‌های صلب و نیمه‌صلب باید برای تلاش‌های برشی و لنگرهای خمشی ناشی از نیروی مؤثر بر دیافراگم‌ها، مطابق رابطه (۳-۱۵) محاسبه شوند.

$$F_{pui} = \left(\frac{\sum_{j=1}^n F_{uj}}{\sum_{j=1}^n W_j} \right) W_i \quad (۳-۱۵)$$

در این رابطه:

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

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

F_{uj} و W_j : به ترتیب، نیروهای وارد به طبقه و وزن طبقه مطابق تعاریف بند (۳-۳-۶)

در رابطه فوق، حداقل مقدار F_{pui} برابر با $0.5 A I W_i$ است و حداکثر آن لازم نیست بیشتر از $A I W_i$ در نظر گرفته شود.

۳-۱۳-۵ در مواردی که وجود عضو جمع‌کننده برای انتقال نیروی جانبی زلزله ضروری باشد، طراحی این عضو و اتصالات آن به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای باید برای بیشترین مقدار حاصل از موارد زیر، هم‌زمان با اثرات نیروهای انتقالی ذکرشده در بند ۳-۱۳-۴ انجام شود:

الف- نیروی اینرسی وارد بر طبقه بر اساس ضوابط بندهای ۳-۹ یا ۳-۱۰ با در نظر گرفتن اثر ضریب اضافه مقاومت Ω_0 ؛

ب- نیروی جانبی زلزله طراحی دیافراگم بر اساس رابطه (۳-۲۲) با در نظر گرفتن اثر ضریب اضافه مقاومت Ω_0 ؛

پ- نیروی جانبی زلزله طراحی دیافراگم بر اساس رابطه (۳-۲۳) و بدون در نظر گرفتن اثر ضریب اضافه مقاومت Ω_0 .

۳-۱۳-۶ برای سازه‌هایی که دارای نامنظمی در پلان از نوع هندسی، پیچشی، دیافراگم و جابجایی خارج از صفحه، یا نامنظمی در ارتفاع از نوع قطع داخل صفحه عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای هستند، به‌منظور طراحی اتصال دیافراگم به جمع‌کننده‌ها و عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای باید نیروهای جانبی زلزله حاصل از بند ۳-۱۳-۳ در تراز هر یک از دیافراگم‌هایی که نامنظمی‌های مذکور در آن‌ها ایجاد شده است، ۲۵ درصد افزایش داده شود؛ لیکن در صورتی که نیروی جانبی زلزله در تراز مذکور، مشمول اعمال ضریب اضافه مقاومت، Ω_0 ، شده باشد نیازی به افزایش ۲۵ درصد فوق نخواهد بود.

۳-۸-۶ در مواردی که تعبیه اجزای "جمع‌کننده" برای انتقال بار از دیافراگم به اجزای مقاوم در برابر بارهای جانبی ضروری باشد، طراحی آنها و اتصالاتشان باید برای زلزله شدید یافته ($\Omega_0 E$) انجام شود.

۳-۸-۷ در کلیه سازه‌های نامنظم در پلان به لحاظ هندسی، دیافراگم و خارج از صفحه بند (۱-۷-۱) و یا نامنظم در ارتفاع به لحاظ قطع سیستم باربر جانبی بند (۱-۷-۲) در پهنه‌های با خطر نسبی متوسط و بالاتر، نیروی طراحی اتصالات دیافراگم به اجزای قائم اجزای جمع‌کننده باید به میزان ۲۵٪ افزایش یابد.

اندرکنش خاک و سازه

v4

۳-۱۱ اثر اندرکنش خاک و سازه

در تحلیل سازه‌ها با روش‌های خطی، تکیه‌گاه سازه در تراز شالوده و خاک را می‌توان ثابت فرض نمود. لیکن چنانچه در نظر گرفتن انعطاف‌پذیری پی سازه مد نظر باشد، لازم است اثر اندرکنش سازه و خاک زیر آن در نظر گرفته شود. در این حالت این اثرها باید با توجه به مشخصات پی و با استفاده از روش‌های معتبر مکانیک خاک در محاسبات منظور گردد.

برای سازه‌های واقع بر روی زمین‌های نوع I، II یا III، اثر اندرکنش سازه و خاک را می‌توان به روش‌های مندرج در پیوست شماره (۵) در تحلیل‌ها در نظر گرفت. در هر حالت شالوده سازه باید به گونه‌ای طراحی شود که بتواند نیروها و تغییر شکل‌های ایجاد شده را متناسب با فرضیات تحلیل تحمل نماید.

v5

۳-۱۵-۲ اثر اندرکنش خاک و سازه

اثر اندرکنش خاک و سازه ساختمان را می‌توان بر اساس روش‌های مندرج در پیوست (۴) این آیین‌نامه در تحلیل در نظر گرفت. مدل‌سازی اثر اندرکنش خاک و سازه در موارد زیر الزامی است:

- الف- ساختمان‌های با ارتفاع بیش از ۷۰ متر از روی پی، واقع بر روی زمین نوع III؛
- ب- ساختمان‌های با ارتفاع بیش از ۵۰ متر از روی پی، واقع بر روی زمین نوع IV؛
- پ- تمامی ساختمان‌های واقع بر روی زمین‌های نوع III و IV که تراز روی پی آن‌ها بیش از ۲۰ متر پایین‌تر از تراز متوسط سطح زمین طبیعی اطراف است.

تبصره: در صورتی که مقدار $h/(v_s.T)$ کمتر از ۰٫۱ باشد نیازی به مدل‌سازی و اعمال اثرات اندرکنش خاک و سازه نیست. در این رابطه، v_s سرعت متوسط موج برشی در خاک ساختمانی است که مطابق پیوست (۴) این آیین‌نامه تعیین می‌شود. T زمان تناوب اصلی کوچکتر نوسان سازه با فرض تکیه‌گاه ثابت در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان است و h' ارتفاع مؤثر سازه است که به صورت مجموع ارتفاع مرکز جرم سازه از تراز پی و عمق مدفون پی، محاسبه می‌شود. ارتفاع مرکز جرم سازه از تراز پی را می‌توان در سازه‌های یک‌طبقه، برابر با ارتفاع سازه و برای سایر سازه‌ها معادل دو سوم ارتفاع کل سازه از تراز پی در نظر گرفت. همچنین عمق مدفون پی، عمق تراز کف پی نسبت به میانگین تراز سطح زمین در محدوده پی است.

۳-۱۵-۳ کاهش آثار ناشی از لنگر واژگونی در تراز پی

در صورتی که تحلیل سازه بر اساس روش استاتیکی معادل انجام شود و سازه به شکل پاندول وارونه یا از نوع سیستم ستون کنسولی نباشد می توان آثار ناشی از لنگر واژگونی نیروهای جانبی زلزله (شامل لنگرها و نیروهای محوری که از طریق عناصر قائم مقاوم لرزه ای به پی وارد می شود) را در تراز فصل مشترک سازه و خاک پی، به میزان ۲۵ درصد کاهش داد. در صورتی که تحلیل سازه بر اساس روش دینامیکی خطی انجام شود می توان آثار مذکور را به میزان ۱۰ درصد کاهش داد.

اجزای سازه‌ای که جزء سیستم باربر جانبی نیستند

v4

v5

۱۰-۳ طراحی اجزای سازه‌ای که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند

در ساختمان‌های بلندتر از ۵ طبقه تمام اجزای سازه‌ای که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند ولی از طریق دیافراگم‌های کف‌ها با سیستم باربر جانبی مرتبط هستند، باید برای اثر ناشی از تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی طرح طبقه، بند (۳-۵-۲)، طراحی شوند. در این محاسبات، در صورت نیاز، اثر $P-\Delta$ باید منظور گردد.

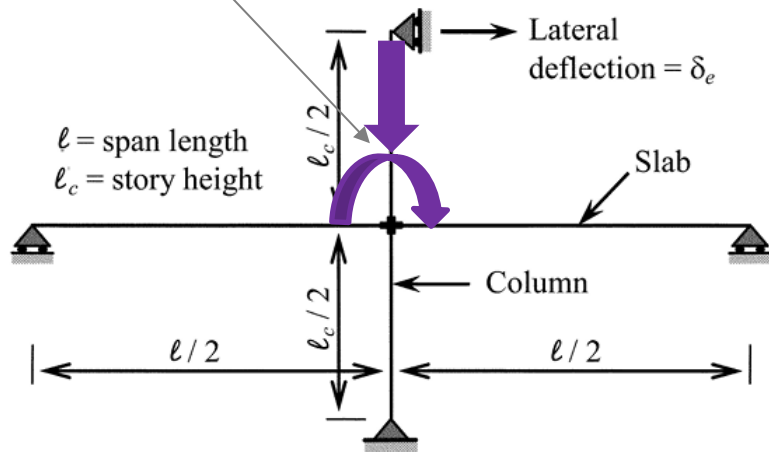


۴-۱۶-۳ طراحی اجزاء سازه‌ای که جزئی از سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله نیستند

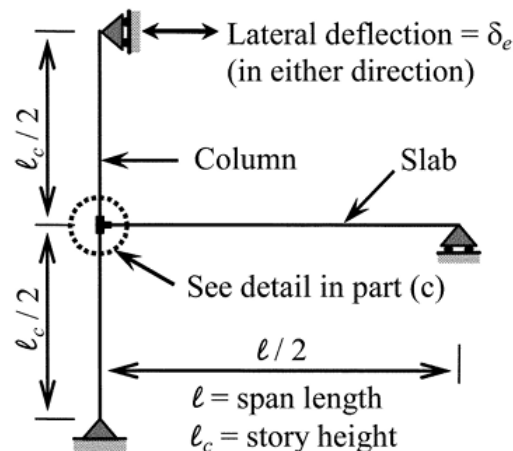
کلیه اجزاء سازه‌ای که جزئی از سیستم مقاوم لرزه‌ای نیستند یا جزئی از سیستم مقاوم لرزه‌ای در نظر گرفته نمی‌شوند، ولی از طریق دیافراگم کف‌ها با سیستم مقاوم لرزه‌ای مرتبط هستند باید دارای سطحی از شکل‌پذیری بر اساس ضوابط مبحث نهم و دهم مقررات ملی ساختمان بوده و قادر به تحمل نیروهای ناشی از بارهای ثقلی و آثار $P-\Delta$ با فرض وقوع تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی طرح طبقه، مطابق بند ۳-۱۲-۲ باشند. در طراحی این اجزاء، آثار نیروی قائم ناشی از زلزله نیز مطابق بند ۳-۹-۲-۵ در نظر گرفته شود.

اجزای سازه‌ای که جزء سیستم باربر جانبی نیستند

From vertical gravity load of above stories
(e.g. $1.2D+0.5L$)



(a) Interior slab-column connection.



(b) Edge or corner slab-column connection.

ACI 421.2

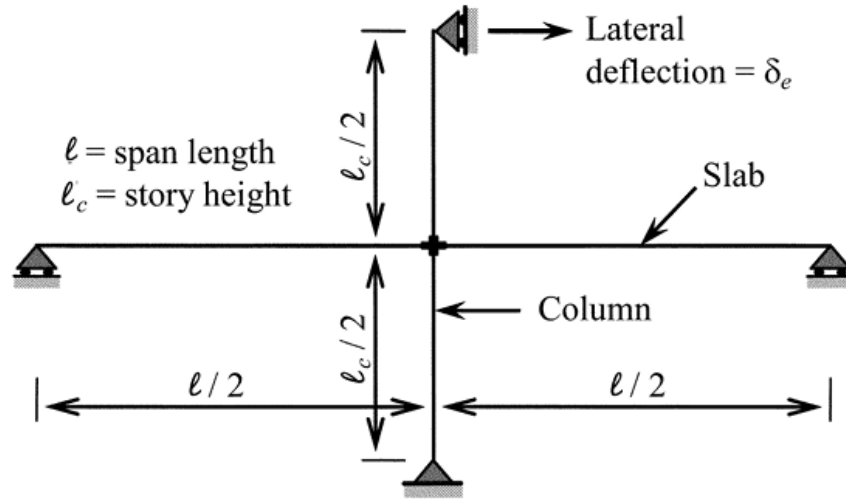
6.2—Simplified elastic analysis

Instead of the analysis suggested in **Section 6.1**, the unbalanced moments transferred between the slab and the columns under the elastic story drift δ_e can be determined by a linear analysis of simplified equivalent frames as shown in Fig. 6.1(a) and (b) for interior and exterior columns (edge or corner), respectively. The slab is assumed to be simply supported at locations of contraflexure lines assumed at midspan. The column is assumed to have hinged supports at contraflexure points assumed approximately at midheight of the story. For the frame models shown in Fig. 6.1, it is assumed that the lengths of spans adjacent to the column are equal ℓ and the story heights above and below the considered level are equal ℓ_c . The moments of inertia of the column and the slab are calculated according to ACI 318, Sections 13.5.1.2 and 13.7.5 (considering torsional members connecting the column to the beam). Figure 6.1(c) indicates the second moment of areas of the frame members.

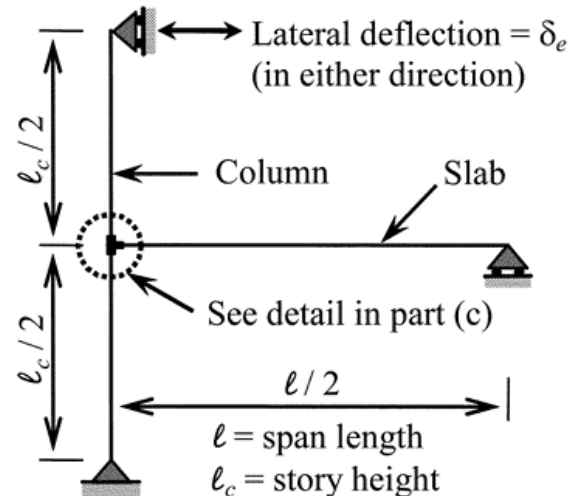
25% to 50% of slab I_g . 50% is recommended.

اجزای سازه‌ای که جزء سیستم باربر جانبی نیستند

ACI 421.2



(a) Interior slab-column connection.



(b) Edge or corner slab-column connection.

The horizontal displacement δ_e is introduced at the upper ends of the columns as shown in the figure. The value of δ_e , representing the elastic story drift, can be estimated by any rational analysis; for example, it can be calculated using an elastic analysis of the lateral-force-resisting system subjected to the lateral forces as specified by IBC 2006 or ASCE/SEI 7. The unbalanced moment due to the horizontal seismic forces transferred between the column and the connected slab is equal to the sum of the end moments at the column ends above and below the flat plate-column connection. Additional unbalanced moments caused by factored vertical forces that can exist during an earthquake should also be considered. The smaller of the total unbalanced moment calculated using this procedure and the upper limit given in Section 6.3 should be used.

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.

۱۷-۳ کنترل سازه برای نیروی زلزله سطح بهره‌برداری

۱۷-۳-۱ ساختمان‌های "با اهمیت خیلی زیاد و زیاد" یا بلندتر از ۵۰ متر یا بیشتر از ۱۵ طبقه باید برای زلزله سطح بهره‌برداری کنترل شوند تا قابلیت بهره‌برداری از آنها بعد از وقوع زلزله باقی بماند. برای این منظور، مشخصات سازه این ساختمان‌ها باید چنان باشد که تحت اثر ترکیب بارها در سطح بهره‌برداری، الزامات زیر را تأمین نمایند:

الف- در سازه‌های فولادی، تلاش‌های ایجاد شده در اعضا، در طراحی به روش مقاومت مجاز نباید از مقاومت اسمی آنها بدون اعمال ضرایب اطمینان و در طراحی به روش ضرایب بار و مقاومت نباید از مقاومت اسمی آنها بدون اعمال ضرایب کاهش مقاومت، تجاوز نماید.

ب- در سازه‌های بتن آرمه، تلاش‌های ایجاد شده در اعضا نباید از مقاومت نهایی اسمی آنها بدون اعمال ضرایب کاهش مقاومت تجاوز کند. ضرایب اصلاح سختی اعضا باید معادل $1/4$ برابر ضرایب ترک‌خوردگی آنها (و حداکثر برابر با $1/0$) که مطابق ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان تعیین می‌شود در نظر گرفته شود.

پ- طراحی سایر سازه‌ها تحت این نیروی زلزله باید مطابق آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های مربوطه صورت گیرد.

زلزله سطح بهره‌برداری

v4

v5

۲-۱۱-۳ 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 به‌کارگیری 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 (۱۶-۳) محاسبه می‌شود.

$$V_{ser} = \frac{1}{6} ABIW \quad (16-3)$$

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

۲-۱۷-۳ در زلزله سطح بهره‌برداری، تغییر مکان جانبی نسبی بهره‌برداری در هر طبقه که از تحلیل خطی سازه، تحت اثر نیروی زلزله مذکور تعیین می‌شود نباید از ۰/۰۰۵ ارتفاع آن طبقه بیشتر باشد. این محدودیت باید برای تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی کف‌های بالا و پایین هر طبقه در امتداد محورهای کناری ساختمان، مد نظر قرار گیرد. در مواردی که نوع و نحوه به‌کارگیری مصالح و سیستم اتصال قطعات غیرسازه‌ای با رعایت مفاد فصل ۴ و پیوست (۶) این آیین‌نامه به گونه‌ای باشد که این قطعات بتوانند تغییر مکان جانبی نسبی بیشتری را تحمل نمایند می‌توان این محدودیت را تا ۰/۰۰۸ ارتفاع طبقه افزایش داد.

۳-۱۷-۳ مشخصات حرکت زمین در زلزله سطح بهره‌برداری باید بر اساس مشخصات زلزله طرح و کاهش مقادیر شتاب طیفی به میزان یک‌ششم تعیین شود. در مقابل، ضریب رفتار (R_u) در محاسبه نیروهای جانبی زلزله برابر با یک منظور می‌گردد. بدین ترتیب، برش پایه استاتیکی در این سطح زلزله از رابطه (۳۰-۳) محاسبه می‌شود.

$$V_{ser} = \frac{1}{6} S_a \cdot I_e \cdot W \quad (30-3)$$

پارامتر S_a و ضرایب I_e و W در بند ۳-۹-۱-۱ معرفی شده‌اند.

۳-۱۹-۴ ترکیب بارها برای طراحی پی

طراحی پی ساختمان باید بر اساس ترکیب بارهای زلزله طرح با سایر بارهای وارد بر ساختمان انجام شود؛ لیکن در محاسبه تلاش‌ها در فصل مشترک خاک و سازه پی، در نظر گرفتن نیروی قائم، E_v ، ناشی از اثر مؤلفه قائم شتاب زلزله در جهت رو به بالا ضروری نیست.

۳-۲۰ افزایش تاب‌آوری

رعایت ضوابط این فصل و حسب مورد پیوست‌های ارجاعی پیشین، برای طراحی سازه تمامی ساختمان‌های موضوع این آیین‌نامه الزامی است. در نتیجه رعایت این ضوابط، تاب‌آوری لرزه‌ای مورد نظر آیین‌نامه در خصوص سازه ساختمان تامین می‌شود. لیکن در صورتی که تراز بالاتری از تاب‌آوری ساختمان مورد نظر باشد، رویکردهای مندرج در پیوست (۱۱) می‌تواند بصورت اختیاری مورد توجه قرار گیرد.

پیوست ۶: طراحی لرزه‌ای اجزاء غیرسازه‌ای معماری

پیش‌نویس ویرایش ۵

پیوست (۶)

طراحی لرزه‌ای اجزاء غیرسازه‌ای معماری

پ ۱-۶ کلیات

در فصل چهارم این آئین‌نامه ضوابط طراحی و مهار لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای ساختمان‌ها بیان شده است. در این پیوست راهکارهایی برای طراحی و مهار لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای معماری ارائه شده است. رعایت جزییات ارائه شده در این پیوست الزامی است ولی مهندس طراح می‌تواند از سایر راهکارها، در صورتی که محاسبات مربوط به طراحی و مهار لرزه‌ای براساس ضوابط فصل چهارم انجام شود و اهداف این پیوست را برآورده نماید، استفاده کند. نمونه‌هایی از جزییات مهار لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای مکانیکی، الکتریکی و بیمارستانی در نشریه ۷۴۳ سازمان برنامه و بودجه کشور ارائه شده است.

پ ۲-۶ انواع اجزای غیرسازه‌ای معماری

اجزای غیرسازه‌ای معماری ساختمان شامل دیوار خارجی، تیغه و دیوار داخلی، جان پناه، راه پله، سقف کاذب، نما و سایر موارد ذکر شده در جدول ۱-۴ این آئین‌نامه می‌شود.

متن نهایی ویرایش ۵

پیوست (۶)

طراحی لرزه‌ای اجزاء غیرسازه‌ای معماری

پ ۱-۶ کلیات

در فصل چهارم این آئین‌نامه ضوابط طراحی و مهار لرزه‌ای اجزاء غیرسازه‌ای ساختمان‌ها بیان شده است. در این پیوست برخی روشهای اجرا و مهار لرزه‌ای اجزاء غیرسازه‌ای معماری ارائه شده است.

پ ۲-۶ انواع اجزاء غیرسازه‌ای معماری

اجزاء غیرسازه‌ای معماری ساختمان شامل دیوار خارجی، تیغه و دیوار داخلی، جان پناه، راه پله، سقف کاذب، نما و سایر موارد ذکر شده در جدول (۴-۱) این آئین‌نامه می‌شود. دیوارهای غیرسازه‌ای موضوع این پیوست شامل دیوارهای بلوکی، دیوارهای پانلی پیش ساخته و نیمه پیش ساخته و دیوارهای ساخته شده از مقاطع فولادی سردنورد است.

پیوست ۶: اجزا غیرسازه‌ای معماری

پ ۶-۴ نحوه جداسازی لرزه‌ای

دیوارهای غیرسازه‌ای بلوکی یا پانلی باید به گونه طراحی شوند که در برابر بارهای لرزه‌ای، باد، ضربه و بارهای ثقلی مقاومت کنند. همچنین باید به گونه‌ای اجرا شوند که با تغییر مکان‌های نسبی ناشی از نیروهای جانبی زلزله و تغییرات درجه حرارت همساز باشند. این دیوارها را می‌توان به دو صورت غیرپیوسته (جداسازی شده از سازه اصلی - بر اساس ضوابط این پیوست) و یا چسبانده شده به قاب (میانقابی - بر اساس ضوابط پیوست (۵) این آیین‌نامه) طراحی و اجرا نمود. دیوارهای غیرپیوسته به دیواری اطلاق می‌شود که در سختی جانبی سازه دخالت نداشته و مزاحمتی برای رفتار آن ایجاد نکنند. در دیوارهای غیرپیوسته لازم است دیوار و اتصالات آن اجازه جابجایی نسبی داخل صفحه را به دیوار بدهند و باید برای اثر نیروهای جانبی خارج صفحه کنترل شوند. علاوه بر تامین شرایط فوق، توصیه می‌شود بندهای زیر در دیوارهای غیرپیوسته رعایت شود:

الف- حداقل فاصله جداسازی دیوار از ستون‌ها برابر با کمترین دو مقدار 0.1 ارتفاع آزاد دیوار و 30 میلی متر باشد و هیچگاه کمتر از 15 میلی متر نباشد.

ب- حداقل فاصله جداسازی دیوار از سقف (دال یا تیر) برابر با بیشترین دو مقدار 25 میلی متر و حداکثر خیز دراز مدت عضو افقی باشد.

پیوست ۶: اجزا غیرسازه‌ای معماری

پ- طول آزاد و ارتفاع آزاد دیوار بر اساس مبانی محاسباتی ارائه شده در فصل چهارم این آیین‌نامه تعیین می‌شود. طول آزاد دیوارهای بلوکی غیرمسلح در پلان نباید از ۴ متر و ارتفاع آزاد آن نباید از $\frac{3}{5}$ متر بیشتر در نظر گرفته شود. در دیوارهای پانلی کارخانه‌ای و دیوارهای مسلح شده به شبکه الیاف، ارتفاع دیوار می‌تواند تا حدی که برش و خمش عمود بر صفحه ناشی از نیروهای بند ۲-۴ پاسخگو باشد، در نظر گرفته شود. مهار خارج از صفحه دیوار در طول و ارتفاع محاسباتی، الزامی است.

→ ???

تبصره: در شرایطی که دیوار غیرسازه‌ای داخلی یا خارجی به عنوان یک دیوار آتش بند (مطابق مبحث سوم مقررات ملی ساختمان) و یا دیوار صدابند (مطابق مبحث هجدهم مقررات ملی ساختمان) نیز مورد استفاده قرار خواهد گرفت، الزامات اجرایی سازه، حریق و آکوستیک باید سازگار با یکدیگر بوده و مانع از اخلاف در عملکرد مورد انتظار نشود. در صورت عدم رعایت الزامات جداسازی لرزه‌ای، اثر این دیوارها باید در مدل سازه‌ای منظور شود.

پ ۵-۶ دیوارهای خارجی

دیوارهای خارجی را می‌توان با ایجاد درز پیوسته از سازه محیطی جدا کرد. برای این دیوارها باید اتصالاتی در نظر گرفته شود که قابلیت حرکت داخل صفحه و مهار خارج از صفحه را به دیوار بدهند. فواصل جداسازی دیوارها از عضو سازه‌ای (دال، تیر، ستون و دیواربرشی) باید توسط مواد تراکم‌پذیر مناسب از قبیل پشم سنگ ضد رطوبت یا پشم سرامیک و با استفاده از جزئیات مناسب پر شوند.

استفاده از دیوارهای پانلی بعنوان دیوارهای خارجی بیمارستان‌ها الزامی است و برای جلوگیری از ایجاد ترک خوردگی در نازک کاری گوشه‌های دیوار در هنگام زلزله، لازم است از اتصالات کشویی سرتاسری در کناره‌ها و تراز سقف استفاده شود. در سایر ساختمان‌های با اهمیت بسیار زیاد نیز استفاده از این راهکار توصیه می‌شود.

دیوارهای خارجی باید برای بارهای اینرسی ایجاد شده در آن‌ها، در جهت داخل صفحه و در جهت عمود بر صفحه طراحی شوند. این دیوارها باید قادر به پذیرش جابجایی‌های

پیوست ۶: اجزا غیرسازه‌ای معماری

جزئیات اتصال دیوارها باید به گونه باشد که دیوار در راستای درون صفحه به صورت صلب با سقف پایین‌تر از آن حرکت کرده و از سقف بالای آن با استفاده از اتصالات کشویی جداسازی شده باشد.

تذکر: دیوار غیرسازه‌ای که تمام ارتفاع طبقه را پوشش نمی‌دهد (دیوار کوتاه) باید از قاب سازه‌ای جدا شود.

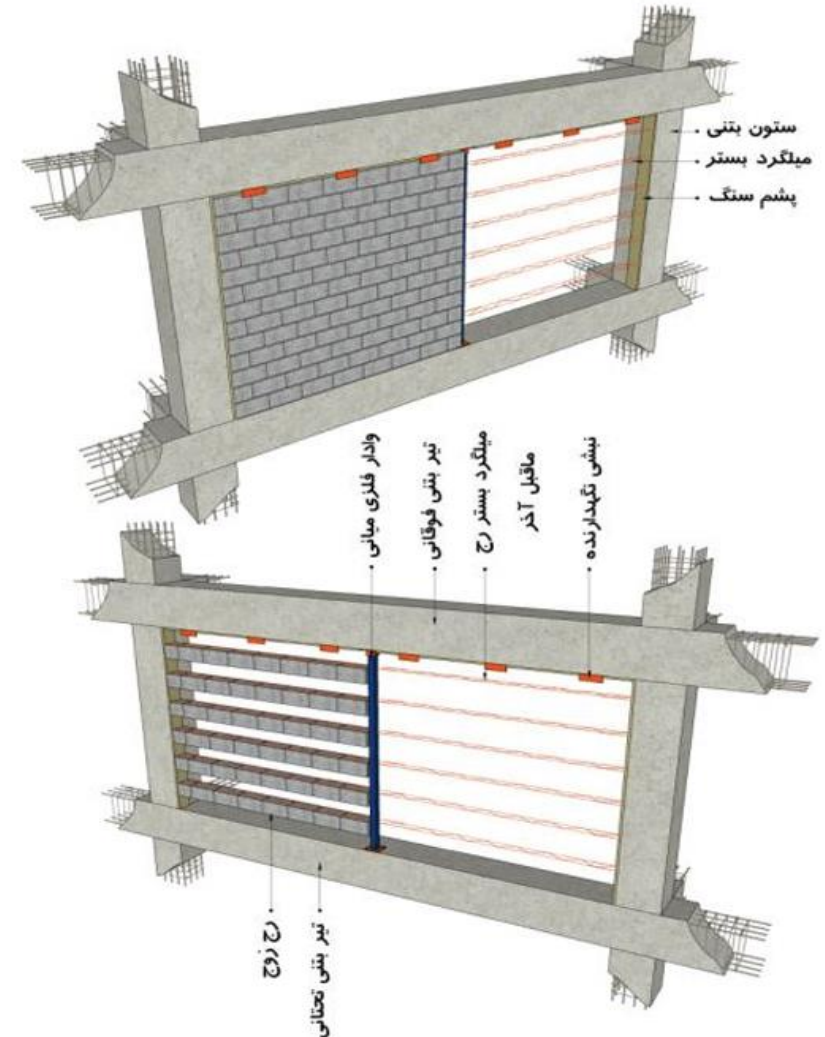
پ ۶-۶ دیوارهای داخلی (تیغه‌ها)

تیغه‌های داخلی باید مانند دیوارهای خارجی از سقف و ستون‌ها جداسازی شوند. جزئیات و ضوابط ذکر شده برای دیوارهای خارجی در مورد این دیوارها نیز صادق می‌باشد.

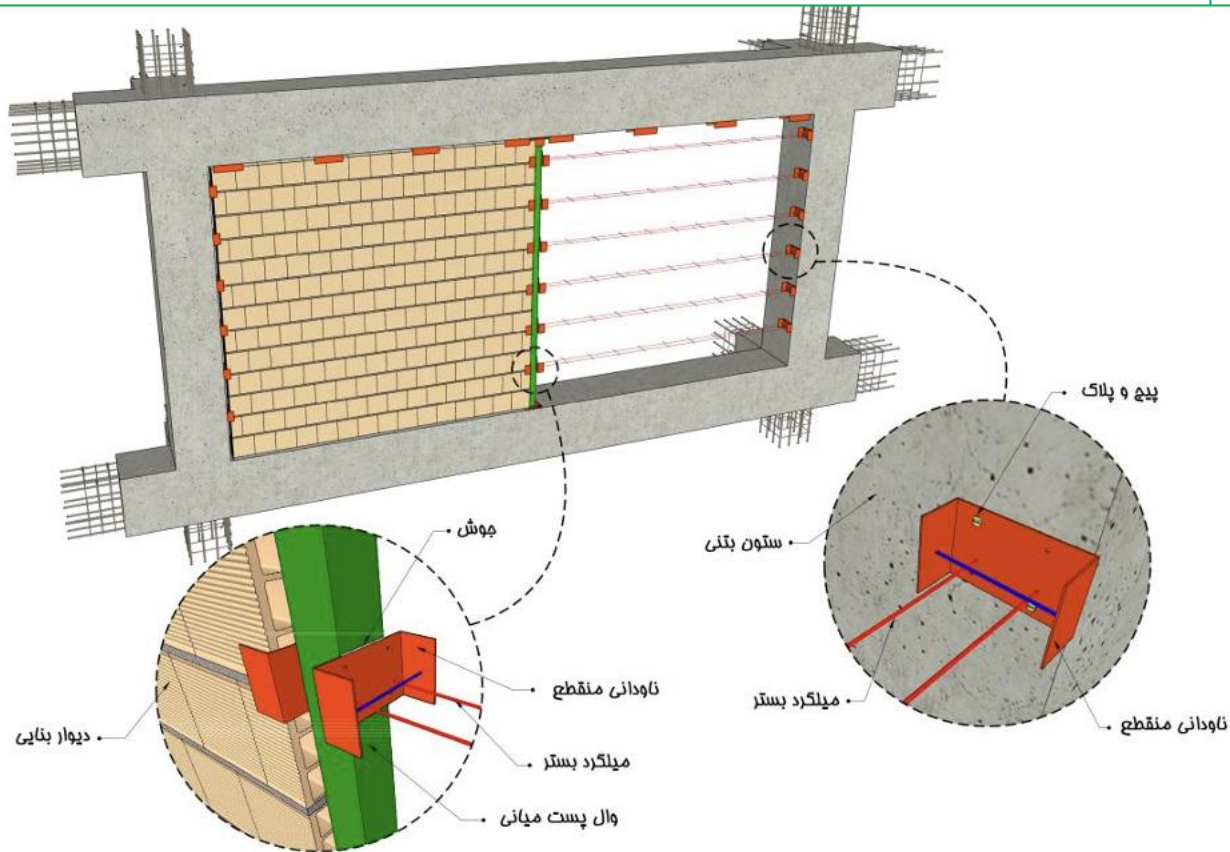
در گروه‌های طراحی لرزه‌ای ۲ و ۳، استفاده از دیوارهای مصالح بنایی غیر مسلح مجاز نمی‌باشد و دیوار مصالح بنایی باید مسلح شود. ضوابط مهار این دیوارها مانند دیوارهای خارجی می‌باشد. همچنین، در بیمارستان‌ها استفاده از دیوارهای داخلی پانلی الزامی است.

پیوست ۶: اجزا غیرسازه‌ای معماری

پیش‌نویس ویرایش ۵ (جزئیات پیشنهادی در نسخه نهایی حذف شده است)



الف - اجرای بست ۷ شکل انتهایی در محل اتصال به ستون



ب - اجرای ناودانی منقطع در محل اتصال به ستون

شکل پ ۱-۶ دیوار خارجی بلوکی دارای ملات سیمانی مسلح شده به میلگرد بستر

پیوست ۶: اجزا غیرسازه‌ای معماری

پ ۶-۷ الزامات اجرایی

اتصال دیوارها به سازه باید به نحوی انجام شود که در اثر خیز تیرهای زیر و بالای دیوار، جابجایی نسبی طبقات و یا عوامل وارد آورنده نیروی خارج از صفحه از جمله زلزله، باد و ضربه، قطعه دیوار پایدار بماند و عملکرد آن حفظ شود و از ایجاد ترک شدید در دیوار جلوگیری نماید. الزامات اجرای دیوارهای پانلی و بلوکی در این بند ارائه شده است:

پ ۶-۷-۳ دیوارهای بلوکی

در اجرای دیوارهای ساخته شده از بلوک، باید جداسازی در جهت داخل صفحه و مهار در جهت خارج از صفحه طبق بند پ ۶-۴ مد نظر قرار گیرد. این دیوارها تحت اثر بارهای خارج از صفحه، بسته به شرایط تکیه گاهی و ابعاد بلوک، مشابه با یک دال یک یا دو طرفه رفتار می کنند. به این ترتیب، تامین مقاومت خمشی خارج از صفحه مورد نیاز این دیوارها، باید با رعایت ضوابط بند ۴-۴-۳ این آیین نامه و با استفاده از وادار، تیرک، شبکه مش الیاف و المانهای مسلح کننده افقی بر اساس الزامات این بند مورد توجه قرار گیرد.

- تسلیح افقی: دیوارهای بلوکی اجرا شده با ملات سیمانی می تواند با استفاده از میلگرد بستر خرابایی یا نردبانی و دیوارهای بلوکی اجرا شده با چسب یا ملات بستر نازک (ضخامت

پیوست ۶: اجزا غیرسازه‌ای معماری

ملات کمتر از ۳ میلی‌متر)، می‌تواند با استفاده از بست‌های نازک فولادی منقطع یا پیوسته مسلح شود. میلگردها و بست‌های مورد استفاده باید به نحو مناسبی در برابر خوردگی محافظت شوند و در صورتیکه میلگردها به صورت خرابایی یا نردبانی باشند، با توجه به اینکه انتقال نیرو بین ملات و میلگرد طولی توسط میلگردهای مورب یا عمود انجام می‌شود، نیازی به آج‌دار بودن میلگرد بستر نیست. حداقل سطح مقطع قطعه مسلح کننده 0.0003 سطح مقطع موثر دیوار در برش خارج از صفحه می‌باشد. حداکثر فاصله قائم قطعات مسلح کننده در ارتفاع دیوار $1/0$ متر می‌باشد که باید قطعه بر اساس آن طراحی و محاسبه شود.

– پایدارسازی در راستای خارج از صفحه با استفاده از وادار: در صورتی که طول دیوار از مقادیر مجاز بر اساس طراحی بر اساس بند ۴-۴-۳ و موارد مندرج در بند ۶-۴-۴-پ بیشتر شود، از عضو قائم با مقطع فولادی یا بتنی (وادار) به عنوان تکیه‌گاه برای مهار خارج از صفحه دیوار و اجزاء مسلح کننده آن استفاده می‌شود. اجرای وادار در مجاورت ستون‌ها و دیوارهای برشی بتنی در تمام سیستم‌های سازه‌ای ممنوع است و حداقل فاصله وادار از ستون $1/0$ متر می‌باشد.

پیوست ۶: اجزا غیرسازه‌ای معماری

وادر باید با اتصال مفصلی به کف سازه‌ای طبقه متصل شود. اتصال وادر در زیر تراز سقف بهتر است در راستای داخل صفحه به صورت کشویی باشد تا امکان جابجایی درون صفحه دیوار فراهم شود. در دیوارهایی که خارج از قاب سازه‌ای قرار دارند باید ابتدا و انتهای دیوار توسط وادر مهار شود، همچنین می‌توان در محل تقاطع دیوارها نیز از وادر استفاده نمود. وادارهای ابتدا و انتهای دیوار و محل‌های تقاطع باید به نحوی باشند تا تحت اثر بارهای محوری ناشی از تغییرشکل تیر سقف تحت اثر خزش، بارهای ثقیل و لرزه‌ای قرار نگیرند. در این حالت، وادر در دو راستا مهار شده است و تحت اثر جابجایی نسبی طبقه قرار می‌گیرد؛ بنابراین همان ضوابط جداسازی که در مجاورت ستون باید رعایت شود در مجاورت این وادارها نیز باید رعایت شود. در دیوارهای خارجی، روی سطح وادر باید به وسیله پشم‌سنگ ضد رطوبت به منظور عایق بندی پوشانده و بر روی آن یک لایه مش الیاف یا رابیتس برای جلوگیری از ترک‌خوردگی نازک‌کاری اجرا شود. در شرایطی که استفاده از وادر بتنی مد نظر باشد، می‌توان از بلوک‌های توخالی به عنوان قالب وادر بتنی استفاده نمود و در حین اجرای دیوار، داخل بلوک‌ها را با ملات پر نمود.

پیوست ۶: اجزا غیرسازه‌ای معماری

– اتصال دیوار به وادار: نحوه اتصال دیوار به وادار بستگی به شرایط تکیه‌گاهی وادار دارد. در شرایطی که وادار در تراز سقف در دو راستا مهار شده باشد، نحوه اتصال دیوار به وادار مانند نحوه اتصال به ستون و با جداسازی می‌باشد؛ اما اگر وادار به صورت کشویی اجرا شود می‌توان دیوار را به واسطه قطعات با اتصالات جوشی یا پیچی و نظایر آن به وادار متصل نمود. دیوار بلوکی در فاصله بین وادارها باید با میلگرد بستر یا تسمه‌های فولادی مسلح شود.

– اتصال وادار به قاب سازه‌ای: در صورت استفاده از وادار، اتصال وادار به قاب سازه‌ای در تراز زیر سقف یا تیر به دو صورت امکان‌پذیر است. یک حالت اجرا استفاده از اتصال کشویی برای وادار، در راستای درون صفحه دیوار، در زیر سقف یا تیر می‌باشد. در این حالت، مجموعه دیوار و وادار همزمان از آزادی در حرکت جانبی برخوردارند. وادارها نباید به نبشی‌های تعبیه شده در تیرها که تنها برای جلوگیری از حرکت خارج از صفحه نصب شده‌اند جوش شوند. با توجه به اتصال کشویی وادار، نیازی به رعایت فاصله جداسازی دیوار در مجاورت وادارها نمی‌باشد و دیوار می‌تواند از بر وادار چیده شود.

پیوست ۶: اجزا غیرسازه‌ای معماری

روش دیگر اتصال وادار به قاب سازه‌ای، استفاده از اتصال تلسکوپی است. اجرای اتصال به صورت تلسکوپی به این دلیل است که وادار، تحت اثر نیروی محوری ناشی از بارهای ثقیلی یا لرزه‌ای، تحت اثر تغییرشکل‌های تیر قرار نگیرد. در این حالت وادار در برابر حرکت جانبی در هر دو راستا مقید می‌شود.

توجه شود که در دیوارهای واقع در خارج قاب، وادارهای دو انتهای دیوار باید با اتصال تلسکوپی اجرا شوند.

– اجرای تیرک‌ها: ارتفاع آزاد دیوارهایی که ارتفاع آنها از مقادیر محاسباتی بر اساس بند ۴-۴-۳ و موارد مندرج در بند پ ۶-۴-پ بیشتر باشد، باید با استفاده از عضو افقی با مقطع فولادی یا بتنی (تیرک) کاهش داده شود. در این حالت برای این که جداسازی دیوار از قاب سازه‌ای به نحو مناسب انجام شود، نحوه اجرای تیرک باید به صورتی باشد که تیرک به صورت کامل بر روی دیوار بنشیند تا بار ثقیلی دیوار فوقانی به صورت خمشی به تیرک منتقل نشود. اتصال انتهای تیرک به ستون نیز باید به صورت نشیمن با قابلیت جابجایی در راستای دیوار باشد. در این حالت نیز حداقل فاصله وادار از ستون ۱/۰ متر می‌باشد.

– اتصال دیوار به اعضای قائم سازه ای: اتصال لبه قائم دیوارها به ستون‌ها و دیوارهای برشی ساختمان یا هر عضو قائم سازه‌ای دیگر در سازه باید به گونه‌ای باشد که ممانعتی در برابر جابجایی نسبی ایجاد نکند. در دیوارهای پانلی و دیوارهای مسلح شده با مش الیاف نیازی به اتصال بین دیوار و اعضای قائم سازه‌ای وجود ندارد و فواصل بین این دو باید با مواد تراکم‌پذیر مانند پشم‌سنگ ضد رطوبت پر شود و بر روی آن، در نازک‌کاری، از یک لایه شبکه الیاف یا رابیتس استفاده شود. استفاده از اتصال کشویی با استفاده از دو نبشی یا ناودانی، اتصال با بست‌های انعطاف پذیر U شکل و شاخک انتهایی برای این امر توصیه می‌شود. نبشی و ناودانی‌های فولادی می‌توانند منقطع یا پیوسته باشند و باید برای نیروی خارج از صفحه طراحی شوند.

پیوست ۶: اجزا غیرسازه‌ای معماری

– اتصال دیوار به زیر سقف: دیوار باید بدون اتصال مستقیم به سقف و با استفاده از مهار خارج از صفحه دیوار با قطعاتی از قبیل نبشی یا ناودانی به نحوی اجرا شود که امکان حرکت آزادانه دیوار در درون صفحه تأمین شود. انتخاب نوع اتصال بستگی به وضعیت دیواری دارد که بین اعضای قائم شامل ستون، دیوار و یا وادار مهار شده است. در سازه‌های بتنی، چنانچه بر اساس نوع سقف امکان پیش‌بینی اتصالات مناسب لغزشی در زمان ساخت عضو سازه‌ای برای بالای دیوار نباشد، می‌توان این اتصال را با کاشت مهار و یا پیچ و رول پلاک پس از اجرای تیر انجام داد. باید توجه شود که در این صورت، مهار یا پیچ باید تا هسته تیر بتنی ادامه داده شود و کاشت و اتصال به پوشش بتن مجاز نیست. نبشی و ناودانی‌های فولادی می‌توانند منقطع یا پیوسته باشند و باید برای نیروی خارج از صفحه طراحی شوند.

پیوست ۶: اجزا غیرسازه‌ای معماری

- اجرای دیوار در دهانه‌های مهاربندی: در دهانه‌های مهاربندی در تمام ساختمان‌ها، دیوار باید در جهت داخل صفحه از قاب سازه‌ای جداسازی شود. اجرای دیوار در محور مهاربند با هرگونه تماس یا اتصال به مهاربند، با توجه به اینکه مانع از عملکرد صحیح و رفتار مناسب مهاربند می‌شود، ممنوع است. دیوار باید خارج از محور مهاربند و با جزییات جداسازی مناسب اجرا شود. در صورت نیاز به عدم نمایان بودن مهاربند، اجرای دو دیوار در دو سمت مهاربند که فاقد هرگونه اتصال و درگیری با مهاربند باشند مجاز است.

پیوست ۶: اجزا غیرسازه‌ای معماری

– تقاطع دیوارهای غیرسازه‌ای با یکدیگر: اجرای هشتگیر در محل تقاطع دیوارهای غیرسازه‌ای بلوکی ممنوع می‌باشد. توصیه می‌شود در محل تقاطع دیوارها، برای جداسازی دیوارها از یکدیگر، از وادار و یا مش الیاف به صورت L شکل استفاده شود.

– اجرای نعل درگاه و نصب پنجره: در شرایطی که دیوارها دارای درب یا پنجره باشند، اجرای نعل درگاه و نصب پنجره یا درب باید با در نظر گرفتن الزامات مربوطه انجام شود. برای بازشوهای بزرگتر از ۲/۰ متر، نیاز به اجرای وادار و نعل درگاه در کنار بازشو می‌باشد. در این حالت در صورتیکه که بازشو نزدیک به ستون باشد، می‌توان از تیرک افقی در بالا و پایین بازشو به عنوان جایگزین وادار قائم مجاور ستون استفاده نمود. در بازشوهای کوچکتر از این اندازه، در صورتی که از چارچوب فلزی مناسب که پاسخگوی بارهای وارده باشد استفاده شود و المان‌های مسلح‌کننده دیوار به قاب متصل شوند (می‌توانند جوش داده شوند)، احتیاجی به تعبیه وادار در کنار بازشو نیست. در غیر این صورت، باید برای این دهانه‌ها نیز وادار تعبیه نمود. استفاده از مش الیاف به همراه ملات سیمانی از بیرون و اندود گچی از داخل ساختمان در کناره‌های بازشو به جای وادار مجاز است.

پیوست ۶: اجزا غیرسازه‌ای معماری

پ ۶-۷-۴ مسلح کردن دیوار با شبکه الیاف

در صورت انتخاب روش مهار لرزه‌ای دیوارها با استفاده از شبکه الیاف، خمش دیوار به صورت یک طرفه و در راستای قائم منظور می‌گردد. بنابراین دیوار نیازی به وادار قائم و افقی (تیرک) ندارد.

در این روش، شبکه مش الیاف باید در دو سمت دیوار و به نحوی که نوارهای مش الیاف روبروی یکدیگر در دو طرف دیوار قرار گیرند، اجرا شود. عرض نوارها، نوع، جنس و مقاومت الیاف در دو طرف دیوار باید برابر باشد. همچنین، اجرای شبکه مش الیاف در لبه‌های دیوار و کنار بازشوها الزامی است.

در صورتی که نازک‌کاری روی دیوار از جنس سیمان انتخاب شده باشد، استفاده از شبکه مش با الیاف شیشه مقاوم به قلیا (AR-Glass) با مقاومت تسلیم بیش از ۱۰۰۰ MPa مجاز است. حداقل مقاومت کششی مشخصه مش الیاف شیشه در عرض ۵ سانتی‌متر و پس از ۲۸ روز قرارگیری در محیط قلیا (سود ۵٪)، باید ۱۲۰۰ نیوتن باشد. توصیه می‌شود مقاومت کششی مشخصه الیاف برای هر پروژه با توجه به شرایط آن پروژه بدست آید اما

پیوست ۶: اجزا غیرسازه‌ای معماری

در هر حال نباید کمتر از مقدار ذکر شده باشد. علاوه بر این، الیاف شیشه مقاوم به قلیا باید حداقل ۱۶ درصد زیرکونیا (ZrO_2) در ذات خود (مغز تا سطح لیف) داشته باشد. همچنین توصیه می‌شود که این الیاف علاوه دارا بودن زیرکونیوم، دارای پوشش‌های محافظتی نیز باشند. ضخامت لایه سیمانی بین ۱۵ تا ۲۰ میلی‌متر و نسبت مناسب سیمان و سنگ‌دانه در لایه سیمانی ۱ به ۲ می‌باشد. استفاده از از پوزولان‌ها به عنوان جایگزین قسمتی از سیمان بلامانع است.

در صورتی که نازک‌کاری از جنس گچ انتخاب شده باشد، استفاده از شبکه مش سایر انواع الیاف شیشه با مقاومت تسلیم حداقل ۱۲۰۰ نیوتن در عرض ۵ سانتی‌متر الیاف و با اجرای پوشش محافظ بر روی آنها مجاز است.

استفاده از شبکه مش الیاف کربن و بازالت برای تسلیح دیوارها منوط به تائید مراجع ذیصلاح می‌باشد.

مش مورد استفاده برای تسلیح دیوار باید دو جهته باشد. در مش دو جهته، در هر دو جهت نخ‌ها از مقاومت کششی بالایی برخوردار می‌باشند. نیروی کششی قابل تحمل توسط راستای عرضی الیاف باید حداقل ۷۰ درصد راستای طولی آن بوده و جنس الیاف دو راستا باید یکسان باشد.

پیوست ۶: اجزا غیرسازه‌ای معماری

فاصله بین چشمه‌ها (یک نخ تا نخ مجاور) در ساختار شبکه‌ای بنا به طراحی می‌تواند متفاوت باشد، اما این فاصله نباید از ۵ میلی‌متر کمتر و از ۱۰ میلی‌متر بیشتر باشد. به عبارت دیگر، تعداد رشته الیاف در عرض ۵ سانتی‌متر باید ۱۰ عدد و کمتر باشد. حداکثر اندازه سنگدانه مورد استفاده در ملاتی که برای نصب و اجرای شبکه مش الیاف مورد استفاده قرار می‌گیرد، نباید از حداقل دو مقدار نصف فاصله باز بین چشمه‌ها و ۲ میلی‌متر بیشتر باشد. در این حالت، مش راستای عمود باعث انتقال بار از طریق ملات به الیاف و عملکرد مناسب الیاف در ملات نازک می‌شود.

پ ۶-۷-۵ جلوگیری از آسیب به سازه‌های بتنی در حین اجرای اتصالات مهار دیوارها
کلیه اتصالات به سازه‌های بتنی باید با استفاده از میخ و پیچ انجام شود و یا در هنگام اجرای اسکلت سازه بتنی صفحات دارای گل‌میخ یا میلگرد جوش شده دارای خم انتهایی در مکان‌ها و مقاطع مورد نظر جایگذاری شوند. محل میخ یا پیچ باید به فاصله‌ای از لبه

پیوست ۶: اجزا غیرسازه‌ای معماری

قطعات اجرا شود که موجب قلوله‌کن شدن پوشش بتنی اعضای سازه نشود. استفاده از میخ‌های کاشت به صورت ضربه‌ای ممنوع است و می‌توان از روش کاشت چرخشی استفاده نمود. زاویه نصب پیچ یا میخ در اجرای اتصالات بر سطوح اعضای سازه باید به صورت قائم باشد.

پیوست ۶: اجزا غیرسازه‌ای معماری

پ ۶-۸ جان‌پناه‌ها

با توجه به ضوابط سازمان آتش‌نشانی حداقل ارتفاع جان‌پناه‌ها ۱/۲ متر توصیه می‌شود. در این حالت می‌توان ستون‌های پیرامونی بام را تا ارتفاع ۱/۳۵ متر بر روی بام ادامه داد. این ارتفاع برای مهار لرزه‌ای جان‌پناه می‌باشد. در فاصله بین ستون‌ها در فواصل محاسباتی بر اساس بند پ ۶-۴-پ نیاز به اجرای وادار (فلزی یا بتنی) یا تقویت دیوار با ملات مسلح شده با مش الیاف به صورت تمام پوشش می‌باشد. دیوار جان‌پناه بین وادارها باید به نحو مناسبی با استفاده از میلگرد بستر یا تسمه، برای تأمین پایداری خارج از صفحه جان‌پناه، مسلح شود. توجه شود که با توجه به عدم وجود جابجایی نسبی در جان‌پناه نیازی به جداسازی دیوار از وال‌پست یا ادامه ستون نیست. همچنین، با توجه به طره بودن وادار در این حالت باید اتصال وال‌پست به کف به صورت گیردار اجرا شود.

در صورتی که امکان ادامه دادن ستون‌ها وجود نداشته باشد یا در صورت وجود پیش‌آمدگی در تراز بام، می‌توان دیوار جان‌پناه را با اجرای وادار در فواصل محاسباتی بر اساس بند پ ۶-۴-پ و تسلیح دیوار در فواصل آن پایدار نمود.

برای پایدارسازی دیوارهای بالکن‌ها نیز از روش‌های مشابه با روش ذکر شده برای پایدارسازی جان‌پناه‌ها می‌توان استفاده نمود. در این حالت باید توجه کرد در صورتی که دیوار در تماس با ستون قرار گیرد باید جداسازی بین ستون و دیوار انجام پذیرد.

پ ۶-۹ نما

جزئیات اجرایی برای نماهای داخلی و خارجی - در صورت عدم مغایرت با ضوابط فصل چهارم این آیین‌نامه - می‌تواند بر اساس ضوابط ارائه شده در آخرین ویرایش از نشریه ۷۱۴ سازمان برنامه و بودجه با عنوان «دستورالعمل طراحی سازه‌ای و الزامات و ضوابط عملکردی و اجرایی نمای خارجی ساختمان‌ها» انجام شود.

پیوست ۶: اجزا غیرسازه‌ای معماری

پ ۶-۱۰ سقف کاذب

سقف‌های کاذب از لحاظ نحوه اتصال به سقف به چهار گروه کلی تقسیم می‌شوند:

دسته الف: سقف‌های کاذبی که با چسب یا اتصالات مکانیکی مستقیماً به سقف متصل هستند؛

دسته ب: صفحات آویخته گچی، فلزی یا چوبی (با ارتفاع آویز کمتر از ۶۰ سانتی‌متر از سقف) که توسط اعضای فلزی یا چوبی به سقف متصل شده‌اند؛

دسته پ: صفحات آویخته گچی، فلزی یا چوبی (با ارتفاع آویز بیشتر از ۶۰ سانتی‌متر از سقف) که توسط اعضای فلزی یا چوبی به سقف متصل شده‌اند و همچنین سقف‌های کاذب تشکیل شده از توری‌های فلزی (رابیتس) با روکش گچی؛

دسته ت: سقف‌های کاذب یکپارچه دارای سازه مستقل نگهدارنده به شکل T که تجهیزات روشنایی و مکانیکی نیز بر روی آن نصب شده‌اند.

به طور کلی، در انتخاب سقف‌های کاذب لازم است بسته به اهمیت ساختمان، موارد زیر مد نظر قرار گیرد:

الف - ساختمان‌های با اهمیت متوسط: سقف‌های کاذب گروه‌های الف، ب و ت نیازی به طرح لرزه‌ای ندارند. سقف‌های کاذب گروه پ، باید قادر به پذیرش تغییرشکل‌های نسبی محاسبه شده طبق بند ۴-۲-۴ این آیین‌نامه باشند.

پیوست ۶: اجزا غیرسازه‌ای معماری

ب- ساختمان‌های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد: سقف‌های کاذب گروه‌های الف و ب و ت باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند ۴-۲ باشند. سقف‌های کاذب گروه پ، باید قادر به پذیرش نیروهای طراحی لرزه‌ای و تغییرشکل‌های نسبی محاسبه شده طبق بندهای ۴-۲-۱ تا ۴-۲-۴ باشند.

علاوه بر این، نکات زیر باید در طراحی لرزه‌ای سقف‌های کاذب رعایت گردد:

- در زیر بالکن‌های طره یا سایه‌بان‌هایی که دچار شتاب قائم بالایی به هنگام زلزله می‌شوند، لازم است که طول آویزهای سقف کاذب حتی الامکان کاهش یابد.

- ارائه جزئیات لرزه‌ای برای سقف‌های کاذب با مساحت کمتر از ۱۵ مترمربع که توسط دیوارها به صورت جانبی در سازه مهار شده‌اند لازم نیست.

- برای سقف‌های کاذب دسته (ت) سنگین، جزئیات لرزه‌ای خاص و تامین مهاربندی بیشتری مورد نیاز است. مهاربندی لرزه‌ای برای سقف‌های سنگین آویخته به صورت معمول

شامل یک میله فشاری قائم و مهارهای سیمی کششی قطری می‌باشد. در برخی موارد، می‌توان به جای مهاربندی سیمی و میله‌های فشاری از اعضای خمشی استفاده کرد.

پ ۶-۱۱ راه‌پله‌ها

پله‌ها و شیب‌راه‌ها (رمپ‌ها) باید به گونه‌ای طراحی و جزئیات‌بندی شوند که در هنگام زلزله، عملکرد مناسبی داشته و اختلالی در باربری و شکل‌پذیری مورد انتظار سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان ایجاد ننمایند. برای این منظور، لازم است بر مبنای یکی از روش‌های زیر عمل شود:

الف- عدم جداسازی سازه پله‌ها و شیب‌راه‌ها از سازه ساختمان؛

ب- جداسازی پله‌ها و شیب‌راه‌ها از سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان.

در شرایطی که عدم جداسازی سازه پله‌ها و شیب‌راه‌ها از سازه ساختمان مد نظر باشد، باید ملاحظات بند ۳-۷-۳ رعایت شود.

در شرایطی که جداسازی این اجزاء از سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان مد نظر باشد، روش‌های پیشنهادی زیر می‌تواند مورد توجه قرار گیرد:

پیوست ۶: اجزا غیرسازه‌ای معماری

- اجرای تیر و اتصال دال راه پله در تراز پاگرد میان طبقه باعث ایجاد ستون کوتاه در ستون‌های مجاور راه پله می‌شود. برای 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 شود که به ستون‌های اطراف متصل نبوده و انتهای آن با ستون‌های اطراف فاصله‌ای حداقل به اندازه $0/01$ ارتفاع طبقه دارد. نهایتاً، دال پله و پاگردها در تراز نیم طبقه به تیر قرار گرفته بر روی ستونک‌ها متصل شوند. لازم به ذکر است، تیر نشیمن قرار گرفته در تراز طبقه که ستونک‌ها بر روی آن قرار دارند بایستی تحت پیچش ایجاد شده ناشی از بارهای ثقیل و لرزه‌ای طراحی شود. به عنوان یک روش جایگزین می‌توان از ستون‌های فولادی یا بتنی به صورت آویز از سقف استفاده نمود.

- روش دیگر برای کاهش اندرکنش پله و سازه، جداسازی آن در تراز پاگرد میان طبقه و تراز پاگرد پایین هر طبقه می‌باشد. به این ترتیب از ایجاد ستون کوتاه در ستون‌های مجاور

پیوست ۶: اجزا غیرسازه‌ای معماری

راه پله و آسیب به دال راه پله به علت جذب نیروی جانبی توسط راه پله جلوگیری می‌شود. جزئیات جداسازی باید متناسب با مبانی محاسباتی و فرآیندهای اجرایی دنبال شوند.

- در پله‌های سبک، بهره‌گیری از اتصالاتی با سوراخ‌های لوبیایی برای جداسازی پله از کف‌های متصل و جلوگیری از خرابی ناشی از تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای مفید می‌باشند.

لازم به تاکید است، تأمین خروجی‌های ایمن عاملی بسیار مهم برای ایمنی راه‌پله‌ها در برابر زلزله است. اگر نرده پله‌ها با مصالح ترد مانند مصالح بنایی غیرمسلح، سفال کاری مجوف و ... ساخته شده باشد، می‌بایست دارای درزهای اجرایی لازم بوده تا از آوار و خطرات ناشی از سقوط مصالح در پله‌ها جلوگیری شود. لوله‌ها، چراغ‌ها، چراغ‌های اضطراری یا کانال‌ها باید دارای مهاربند باشند تا از خطر سقوط و ایجاد آوار در پله‌ها جلوگیری شود.

با تشکر