



جمهوری اسلامی ایران
وزارت راه و شهرسازی



مکتبه تحقیقات راه، هنر و شهرسازی

بِسْمِ اللّٰہِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ

آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله
استاندارد ۲۸۰۰
(ویرایش ۴)

کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله

شماره نشر: خ - ۲۵۳

چاپ اول: ۱۳۹۳

عنوان و نام پدیدآور	: آینن‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ / کمیته دائمی بازنگری آینن‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله.
وضعیت ویراست	: اول است [۴]
مشخصات نشر	: تهران: مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، ۱۳۹۳
مشخصات ظاهری	: ض، ۳۴۰ ص: مصور، جدول، نمودار. + ۱ ورق نقشه تا شده (رنگی).
فروش	: مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی؛ شماره نشر: ض - ۲۵۳
شابک	: ۹۷۸-۶۰۰-۱۱۲-۲۸۰۸
وتصیت فهرست‌نویسی	: فیبا
موضوع	: ساختمان‌ها - ایران - اثر زلزله - آینن‌نامه
موضوع	: ساختمان‌سازی - صنعت و تجارت - استانداردها
شناسه افزوده	: مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، کمیته دائمی بازنگری آینن‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله.
شناسه افزوده	: مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی
ردیبدنی کنگره	: الف ۱۳۹۳/۱۸۷ TA۶۵۸/۴۴/۱
ردیبدنی دیوبی	: ۹۹۳/۸۵۲۰۲۸۵۵:
شماره کتابشناسی ملی	: ۳۶۶۳۳۴:

مصوبه شماره ۹۳/۸۰۵ چاپ کتاب، شورای علمی انتشارات مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی



مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

آینن‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله - استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش ۴)

کمیته دائمی بازنگری آینن‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله

شماره نشر: ض - ۲۵۳ چاپ اول: ۱۳۹۳

ناشر: مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

تنظیم برای چاپ: نسرین مقدس

شمارگان: ۱۰۰۰۰ نسخه

بهای: ۱۲۰۰۰ ریال

لیتوگرافی، چاپ و صحافی: اداره چاپ و انتشارات مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

کلیه حقوق چاپ و انتشار اثر به ناشر تعلق دارد.

مسئلولیت صحت دیدگاه‌های علمی بر عهده کمیته دائمی بازنگری آینن‌نامه می‌باشد.

نشانی: تهران، بزرگراه شیخ فضل... نوری، رویروی فاز ۲ شهرک فرهنگیان، خیابان نارگل،

خیابان شهید علی مردمی، خیابان حکمت صندوق پستی: ۱۳۱۴۵-۱۶۹۶

تلفن: ۸۸۲۰۵۹۴۲-۶ دورنگار: ۸۸۲۰۵۹۴۱

پست الکترونیکی: president@bhrc.ac.ir صفحه الکترونیکی: <http://www.bhrc.ac.ir>

ISBN: 978-600-113-128-8

شابک: ۹۷۸-۶۰۰-۱۱۳-۱۲۸-۸



جمهوری اسلامی ایران

وزارت راه و شهرسازی

وزیر

تاریخ: ۹۳/۰۸/۲۴

شماره: ۴۴۳۱۳/۱۱۰/۰۱

بسمه تعالیٰ

به استناد ماده ۳۳ قانون نظام مهندسی و کنترل ساختمان- مصوب ۱۳۷۴- آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (ویرایش چهارم) که به شرح متن پیوست توسط این وزارتخانه- مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی- بازنگری و تدوین شده و در جلسه مورخ ۱۳۹۳/۰۶/۲۳ کمیته دائمی بازنگری آیین نامه مذکور و نیز کمیته ملی استاندارد مربوط به آن مورد تأیید قرار گرفته است، تمامی ساخت و سازها در سراسر میهن اسلامی باید بر اساس آن انجام گیرد.
شهرداری‌ها، بخشداری‌ها، دهیاری‌ها و سایر مراجع صدور پروانه و کنترل و نظارت بر اجرای ساختمان‌ها و همچنین مالکان، کارفرمایان و مجریان ساختمان‌ها و صاحبان حرفه‌های مهندسی ساختمان می‌باشد این آیین نامه را رعایت و اجرا نمایند.

شایان یادآوری است که همزمان مفاد ویرایش سوم این آیین نامه نیز تا پایان شهریور ماه سال ۱۳۹۴ معتبر خواهد بود.

این آگهی جایگزین تصویب نامه شماره ۵/۱۰۰/۰۲ مورخ ۱۱۳۰۹/۱۰۰/۰۲ می‌شود.

عباس آخوندی

به نام آنکه جان را فکرت آموخت

پیشگفتار

زلزله از پدیده‌های طبیعی بوده که در طول تاریخ حیات بشر بارها انسان را به وحشت انداخته و باعث تخریب شهرها و روستاه، همراه با تلفات انسانی شده است. در راستای عزم ملی و برنامه‌های دولت برای کاهش خسارات واردۀ این پدیده دهشتناک، نقش مؤثر و سازنده "آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله" در ترویج ساخت و ساز ایمن بر هیچ کس پوشیده نیست.

گذشت چند سال از تصویب و اجرای ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ ایران و وقوع زمین‌لرزه‌های شدید در ایران و سایر نقاط جهان، موجب شد تغییراتی در آیین‌نامه‌های طراحی ساختمان در مقابل زلزله به وجود آید که در این رویکرد، بازنگری و اصلاح ویرایش‌های مختلف این آیین‌نامه‌ها را نیز اجتناب‌ناپذیر می‌سازد. به همین جهت تجدیدنظر و بازنگری این آیین‌نامه در هر پنجسال باید صورت پذیرد و کلیه فعالیت‌های مطالعاتی و بررسی‌های علمی و فنی در این خصوص با هدف «به روزرسانی آیین‌نامه متناسب با روش‌های تحلیل، طراحی و ساخت و ساز کشور با در نظر گرفتن خطرات ناشی از وقوع حوادث، همچنین با بهره‌گیری از پیشرفت‌های علمی، دستاوردهای مطالعاتی - تحقیقاتی بومی و جهانی» طراحی و برنامه‌ریزی شود.

در ویرایش چهارم با گذراندن یک تجربه کاری، سیاست‌های اجرایی زیر برای انجام مراحل مختلف بازنگری در نظر گرفته شد.

۱- ابهام‌زدایی و پاسخ به سؤالات کلیه طراحان و مهندسانی که از سال ۱۳۸۶ با ویرایش سوم این آیین‌نامه محاسبات و تحلیل و طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله را انجام داده‌اند.

۲- استفاده از دستاوردهای مطالعاتی و پژوهشی انجام گرفته توسط محققان و استادان درخصوص مسائل خاص مربوط به وضعیت لرزه‌خیزی و ساخت و ساز کشور

۳- لحاظ کردن تغییرات لازم در مباحث مختلف آیین‌نامه با توجه به افزایش دانش و فناوری علم زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله در سطح جهان با بهره‌گیری از آیین‌نامه‌های معتبر زلزله



رئوس برنامه عمل بازنگری ویرایش چهارم به شرح زیر تنظیم گردید:

- بررسی تحقیقات و مطالعات انجام شده داخلی و جمع‌آوری مطالب آنها
- جمع‌آوری دیدگاه‌های اعضای کمیته اجرایی و کمیته دائمی
- تهیه پیش‌نویس ویرایش چهارم آیین‌نامه توسط کمیته هماهنگی
- نظرخواهی از استادان، محققان و جامعه مهندسی کشور درخصوص پیش‌نویس
- اعمال نظریات اصلاحی در صورت نیاز
- طرح پیش‌نویس تهیه شده در کمیته دائمی برای تصویب
- طرح پیش‌نویس تهیه شده در کمیته ملی استاندارد برای تصویب
- طرح پیش‌نویس تهیه شده در سایر مراجع قانونی برای تصویب

برنامه بازنگری متن آیین‌نامه برای تدوین ویرایش چهارم آن از سال ۱۳۸۸ آغاز گردید. در اجرای این دوره از بازنگری آیین‌نامه، به منظور تدقیق در تصمیم‌گیری پس از برگزاری جلسات متعدد، ارکان اصلی ساختار برای تدوین ویرایش جدید در خصوص چگونگی انجام وظایف رسیدگی به مباحث آیین‌نامه به گونه زیر، مورد تصویب قرار گرفت.

الف-کمیته دائمی بازنگری مشکل از ۳۷ نفر از استادان و متخصصان

ب-کمیته اجرایی مشکل از ۲۱ نفر منتخب کمیته دائمی

پ-کمیته هماهنگی مشکل از ۳ نفر منتخب کمیته اجرایی

ت-کارگروه‌ها (شامل کارگروه‌های: ۱- پنهان‌بندی خطر زلزله، ۲- طیف و طبقه‌بندی زمین، ۳- ناپایداری‌های زمین، ۴- روش‌های تحلیل، ۵- اعضای غیر سازه‌ای، ۶- سازه‌های غیرساختمانی، ۷- ساختمان‌های با مصالح بنایی و ۸- اتصالات فولادی)

محتوای این بازنگری در زمینه‌های مختلف قابل بررسی است. از جمله می‌توان به تغییرات اساسی دراصلاح ساختار مطالب موجود به گونه‌ای رساطر و واضح‌تر، به روز نمودن مطالب علمی بر اساس نتایج تحقیقات علمی و آیین‌نامه‌های معتبر طراحی ساختمان‌ها در مقابل زلزله و رفع نارسایی‌هایی که طی سال‌ها استفاده از ویرایش سوم مشخص شده بود، اشاره نمود.

پس از برگزاری جلسات متعدد کمیته‌های دائمی، اجرایی و هماهنگی، موضوعات بازنگری در تهیه ویرایش چهارم بر اساس بازخوردهای علمی و اجرایی ویرایش سوم و همچنین آخرین دستاوردهای علمی- تحقیقاتی به شرح زیر شناسایی و مستقیم و غیرمستقیم در این ویرایش مورد استفاده قرار گرفت:

- توجه به سادگی و گویایی ضوابط استاندارد

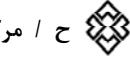
- به روزرسانی پنهان‌بندی خطر نسبی زلزله



- اصلاح طیف پاسخ طراحی
- اصلاح طبقه‌بندی نوع زمین
- اصلاح ضوابط مربوط به مسائل ناپایداری‌های زمین
- ارائه ضوابط لرزه‌ای برای طراحی شالوده‌ها
- ارائه روش‌های ساده‌شده تحلیل برای سازه‌های دارای هندسه ساده در کنار تدقیق روش‌های فعلی
- معرفی روش تحلیل استاتیکی غیر خطی به عنوان یکی از روش‌های تحلیل
- اصلاح و به روزرسانی جدول ضریب رفتار
- معرفی سیستم‌های جدید باربر لرزه‌ای
- اصلاح ضوابط مربوط به زمان تناب
- اصلاح ضوابط مربوط به دیافراگم‌ها و المان‌های جمع‌کننده نیرو
- توجه به وضعیت لرزه‌خیزی و اهمیت ساختمان‌ها در طبقه‌بندی آنها
- ارائه ضوابط لرزه‌ای برای اعضای غیر سازه‌ای نظیر اجزای معماري، مکانيكى و الكتريكى
- ارائه ضوابط تكميلی طرح لرزه‌ای برای سازه‌های غیر ساختمانی
- ارائه ضوابط برای اندرکنش سازه و خاک در طراحی لرزه‌ای
- اصلاح ضوابط مربوط به ساختمان‌های بنائي
- بررسی و اصلاح ضوابط مربوط به اتصالات گيردار تير ا شکل به ستون جعبه‌ای

به منظور دستیابی به اهداف مورد نظر و براساس برنامه‌های مصوب، گردش کار بازنگری ویرایش چهارم آیین‌نامه به شرح زیر تعریف گردید:

- ۱- تشکیل کارگروه‌های تخصصی با توجه به اولویت‌های بازنگری
- ۲- بررسی نتایج کارهای اجرایی در جلسات گروه‌های کاری، جمع‌بندی و ارائه پیشنهاد به کمیته هماهنگی
- ۳- بررسی نتایج اقدامات انجام گرفته توسط کارگروه‌ها در کمیته هماهنگی
- ۴- جمع‌بندی فعالیت‌های انجام شده مورد تصویب کمیته هماهنگی و ارائه آنها به کمیته اجرایی
- ۵- تهیه پيش‌نويس أوليه ويرايшиش چهارم
- ۶- نظرخواهی گسترده از استادان، محققان، متخصصان و جامعه علمی و مهندسی سراسرکشور در خصوص پيش‌نويس تهيه شده



۷- اعمال اصلاحات لازم بر اساس نظریات و پیشنهادهای واصله مورد تصویب در کمیته‌های مربوط

۸- تهیه پیش‌نویس نهایی و تائید و تصویب نهایی آن توسط کمیته اجرایی

۹- تصویب پیش‌نویس نهایی توسط کمیته دائمی

مجموعه حاضر در طول قریب به ۵ سال تلاش مداوم و مستمر و بیش از ۲۰۰۰۰ نفر- ساعت کار کارشناسی توسط بیش از ۷۰ نفر از استادان دانشگاه‌ها، مهندسان صاحب‌نظر در این حرفه و پژوهشگران همکار در مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی در قالب کمیته‌ها و کارگروه‌های تخصصی، تهیه و تدوین گردیده است و اینجانب بر خود واجب می‌دانم از تلاش این افراد، همچنین کسانی که به طور مؤثر در نظرخواهی شرکت نمودند و زمینه ارتقاء کیفی آیین‌نامه حاضر را فراهم آورده‌اند، تشکر و سپاسگزاری نمایم.
بی‌شک تدوین این استاندارد و تلاش برای اجرای فراگیر آن می‌تواند نقش بسزایی در ضابطه‌مند نمودن ساخت و ساز در کشور و در نتیجه کاهش خسارات ناشی از زلزله داشته باشد.

محمد شکرچیزاده

رئیس مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

این آیین‌نامه با حمایت مالی سازمان ملی زمین و مسکن به چاپ رسیده است و بدین‌وسیله از جناب آقای مهندس سید محمد پژمان معاون محترم وزیر راه و شهرسازی، رئیس هیئت مدیره و مدیرعامل آن سازمان و همکاران ایشان تشکر و قدردانی می‌شود.

فهرست اسامی اعضای کمیته‌های بازنگری آینه‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله

(استاندارد ۲۸۰۰ ایران)

(به ترتیب حروف الفبا)

الف: اعضای کمیته دائمی

دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس	دکتر علی اکبر آقاکوچک	۱
دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس	دکتر محمدتقی احمدی	۲
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	دکتر نصرالدین الیاسزاده	۳
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران	دکتر محمدحسن بازیار	۴
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	دکتر علی بیتلله‌ی	۵
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	دکتر طیبه پرهیزکار	۶
دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس	دکتر عباسعلی تسنیمی	۷
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر (هماهنگ کننده کمیته)	دکتر محسن تهرانیزاده	۸
پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله	دکتر محمد کاظم جعفری	۹
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف	دکترسید محسن حائری	۱۰
انجمن مهندسان محاسب ساختمان	مهندس بهمن حشمتی	۱۱
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	مهندس مهدی خوشکردار	۱۲
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه شیراز	دکتر رضا رازانی	۱۳
پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله	دکتر مهدی زارع	۱۴
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران	دکتر مرتضی زاهدی	۱۵
پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله	دکتر عبدالرضا سروقدمقدم	۱۶
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	دکتر محمد شکرچیزاده	۱۷
دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس	دکتر حمزه شکیب	۱۸
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر	مهندس شاپور طاحونی	۱۹
مهندسين مشاور	مهندسين على اصغر طاهرى بهبهاني	۲۰
پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله	دکتر محسن غفوری آشتیانی	۲۱
دانشکده فنی، دانشگاه تهران	دکتر جمشید فرجودی	۲۲
دانشکده فنی، دانشگاه تهران	دکتر اورنگ فرزانه	۲۳

ل / مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی



دانشگاه خوارزمی	دکتر سید محمود فاطمی عقدا	۲۴
سازمان زمین‌شناسی	دکتر منوچهر قریشی	۲۵
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف	دکتر محمد تقی کاظمی	۲۶
دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس	دکتر علی کمک‌پناه	۲۷
دانشکده فنی، دانشگاه تهران	دکتر بهروز گتمیری	۲۸
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	محمدحسین ماجدی اردکانی	۲۹
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	دکتر سیدسهیل مجید زمانی	۳۰
دانشگاه آزاد اسلامی، واحد تهران مرکزی	دکتر علی مژروعی	۳۱
مهندسين مشاور	مهندسان علی‌اکبر معین‌فر	۳۲
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف	دکتر حسن مقدم	۳۳
دانشکده فنی، دانشگاه تهران	دکتر رسول میرقاداری	۳۴
پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله	دکتر فریبرز ناطقی‌الهی	۳۵
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران	دکتر احمد نیکنام	۳۶
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	دکتر سعید هاشمی طباطبایی	۳۷
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	دکتر علی‌اکبر یحیی‌آبادی	۳۸

ب: اعضای کمیته اجرایی

دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس	دکتر علی‌اکبر آقاکوچک	۱
دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس	دکتر محمد تقی احمدی	۲
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	دکتر ناصرالدین الیاس‌زاده	۳
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران	دکتر محمدحسن بازیار	۴
دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس	دکتر عباسعلی تسینیمی	۵
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی	دکتر محسن تهرانی‌زاده	۶
امیرکبیر(مسئول و هماهنگ‌کننده کمیته)		
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه شریف	دکتر سیدمحسن حائری	۷
انجمن مهندسان محاسب ساختمان	مهندس بهمن حشمتی	۸
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	مهندس مهدی خوش‌کردار	۹
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران	دکتر مرتضی زاهدی	۱۰
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	دکتر محمد شکرچی‌زاده	۱۱
دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس	دکتر حمزه شکیب	۱۲



آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله / م

مهندسین مشاور	۱۳	مهندس علی‌اصغر طاهری بهبهانی
دانشگاه خوارزمی	۱۴	دکتر سیدمحمود فاطمی عقدا
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه شریف	۱۵	دکتر محمد تقی کاظمی
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	۱۶	دکتر سید سهیل مجید زمانی
سازمان ملی زمین و مسکن	۱۷	دکتر بهروز محبی مقدم
مهندسين مشاور	۱۸	مهندس علی‌اکبر معین‌فر
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه شریف	۱۹	دکتر حسن مقدم
سازمان ملی زمین و مسکن	۲۰	مهندس محمد مجید نجارزاده
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	۲۱	دکتر سعید هاشمی طباطبائی

پ: اعضای کمیته هماهنگی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر(مسئول و هماهنگ‌کننده کمیته)	۱	دکتر محسن تهرانی‌زاده
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران مهندسين مشاور	۲	دکتر مرتضی زاهدی
	۳	مهندس علی‌اصغر طاهری بهبهانی

فهرست اعضاء و اسامی کارگروه‌های آینین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله

(استاندارد ۱۲۸۰۰ ایران) – ویرایش چهارم

کارگروه اعضاي غير سازه‌اي

- ۱- دکتر محمد تقی کاظمی (مسئول کارگروه)
- ۲- دکتر علی اکبر آفاکوچک
- ۳- دکتر عبدالرضا سروقدمقدم
- ۴- مهندس تیمور هنربخش

کارگروه پنهانه‌بندی

- ۱- مهندس علی اکبر معین‌فر (مسئول کارگروه)
- ۲- دکتر علی بیت‌الله‌ی
- ۳- دکتر فریدون سینائیان
- ۴- دکتر مهدی زارع
- ۵- دکتر منوچهر قریشی
- ۶- دکتر مرتضی طالبیان
- ۷- مهندس ابراهیم مالکی
- ۸- مهندس احمد نادرزاده
- ۹- مهندس محمد حسن نبوی

کارگروه تحلیل

- ۱- دکتر علی اکبر آفاکوچک (مسئول کارگروه)
- ۲- دکتر محمد تقی احمدی
- ۳- دکتر عبدالرضا سروقدمقدم
- ۴- دکتر فیاض رحیم‌زاده
- ۵- دکتر سید‌سهیل مجیدزمانی
- ۶- دکتر حسن مقدم

کارگروه ساختمان‌های با مصالح بنایی

- ۱- دکتر عباسعلی تسنیمی (مسئول کارگروه)
- ۲- دکتر عبدالرضا سروقدمقدم
- ۳- مهندس تیمور هنربخش
- ۴- مهندس شاپور طاحونی
- ۵- دکتر حمزه شکیب
- ۶- دکتر حسن مقدم



کارگروه سازه‌های غیرساختمانی

- ۱- مهندس بهمن حشمتی (مسئول کارگروه)
- ۲- مهندس رحیم واعظی
- ۳- مهندس شاپور طاحونی
- ۴- دکتر محمد تقی احمدی
- ۵- دکتر کیوان صابری

کارگروه طیف طرح و طبقه‌بندی نوع زمین

- ۱- دکتر محسن تهرانی‌زاده (مسئول کارگروه)
- ۲- دکتر محمدحسن بازیار
- ۳- دکتر علی بیتلله‌ی
- ۴- دکتر حمزه شکیب
- ۵- دکتر مهدی زارع
- ۶- دکتر غلامرضا قدرتی امیری

کارگروه فولاد

- ۱- دکتر علی مزروعی (مسئول کارگروه)
- ۲- دکتر محسن تهرانی‌زاده
- ۳- دکتر مرتضی زاهدی
- ۴- مهندس علی اصغر طاهری بهبهانی
- ۵- دکتر اردشیر دیلمی
- ۶- دکتر رسول میرقادری
- ۷- مهندس شاپور طاحونی
- ۸- دکتر علی اکبر آقاکوچک

کارگروه ناپایداری‌های زمین

- ۱- دکتر سیدمحسن حائری (مسئول کارگروه)
- ۲- دکتر سعید هاشمی طباطبائی
- ۳- دکتر عباس قلندرزاده
- ۴- دکتر علی کمک‌پناه
- ۵- دکتر محمدحسن بازیار

فهرست مطالب

اسامی اعضای کمیته‌های بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله - استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش ۴) ... ک	
اعضا و اسامی کارگروه‌های آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله - استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش ۴) ... س	
تعاریف ش	
..... علائم ذ	
فصل اول: کلیات ۱	
..... ۱-۱ هدف ۱	
..... ۲-۱ زلزله‌های مبنای طراحی ۱	
..... ۳-۱ حدود کاربرد ۲	
..... ۴-۱ ملاحظات معماری ۲	
..... ۵-۱ ملاحظات کلی سازه‌ای ۳	
..... ۶-۱ گروه‌بندی ساختمان‌ها بر حسب اهمیت ۵	
..... ۷-۱ گروه‌بندی ساختمان‌ها بر حسب نظم کالبدی ۶	
..... ۸-۱ گروه‌بندی ساختمان‌ها بر حسب سیستم سازه‌ای ۱۱	
فصل دوم: حرکت زمین ۱۳	
..... ۱-۲ تعریف ۱۳	
..... ۲-۲ نسبت شتاب مبنای طرح، A ۱۳	
..... ۳-۲ تعیین ضریب بازتاب ساختمان، B ۱۴	
..... ۴-۲ طبقه‌بندی نوع زمین ۱۸	
..... ۵-۲ حرکت زمین ۲۱	
..... طیف طرح استاندارد ۲۱	
..... طیف طرح ویژه ساختگاه ۲۱	
..... تاریخچه زمانی شتاب، شتاب‌نگاشت ۲۲	
فصل سوم: ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی ۲۵	
..... ۱-۳ ملاحظات کلی ۲۵	
..... ۲-۳ روش‌های تحلیل سازه ۲۶	
..... روش‌های تحلیل خطی ۲۷	
..... روش‌های تحلیل غیرخطی ۲۷	



۳-۳ روش تحلیل استاتیکی معادل نیروی برشی پایه، _u V	۲۷
تراز پایه	۲۹
ضریب نامعینی سازه، _u ρ	۲۹
زمان تناوب اصلی نوسان، T	۳۱
ضریب اهمیت ساختمان، I	۳۳
ضریب رفتار ساختمان، _u R	۳۳
ترکیب سیستم‌ها در پلان	۳۶
ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع	۳۷
توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان	۳۸
توزیع نیروی برشی زلزله در پلان ساختمان	۳۹
محاسبه ساختمان در برابر واژگونی	۴۰
نیروی قائم ناشی از زلزله	۴۱
ضریب اضافه مقاومت، ₀ Ω	۴۱
اثر اندرکنش خاک و سازه	۴۲
۴-۳ روش‌های تحلیل دینامیکی خطی	۴۲
روش تحلیل طیفی	۴۳
روش تحلیل تاریخچه زمانی	۴۴
۵-۳ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات	۴۵
۶-۳ اثر P - Δ	۴۷
۷-۳ مشخصات سازه از تراز پایه تا روی شالوده	۴۸
۸-۳ دیافراگم‌ها و جمع‌کننده‌ها	۴۹
۹-۳ افزایش بار جانبی در اعضای خاص	۵۱
۱۰-۳ طراحی اجزای سازه‌ای که جزئی از سیستم برابر جانبی نیستند	۵۱
۱۱-۳ کنترل سازه برای بار زلزله سطح بهره‌برداری	۵۱
۱۲-۳ ترکیب نیروی زلزله با سایر بارها	۵۳
۱۳-۳ روش ساده‌شده تحلیل و طراحی	۵۳
فصل چهارم: ضوابط طراحی لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای	۵۷
۱-۴ کلیات	۵۷



۵۸	۲-۴ نیروی زلزله
۶۰	۴-۳ تغییر مکان جانبی
۶۱	۴-۴ مهار اجزای غیرسازه ای
۶۲	۴-۵ ضوابط خاص اجزای معماری
۶۵	۴-۶ ضوابط خاص اجزای مکانیکی و برقی
۶۷	فصل پنجم: ضوابط طراحی لزههای سازه های غیر ساختمانی
۶۷	۱-۵ کلیات
۶۷	۲-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه های غیر ساختمانی مشابه ساختمان ها
۶۹	۳-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه های غیر ساختمانی غیر مشابه ساختمان ها و متکی بر زمین
۷۰	۴-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه های غیر ساختمانی غیر مشابه ساختمان ها و متکی بر سازه های دیگر
۷۱	۵-۵ ضوابط خاص طراحی سازه های غیر ساختمانی
۷۵	فصل ششم: الزامات ژئوتکنیکی
۷۵	۱-۶ شناسایی نوع زمین
۷۶	۲-۶ ناپایداری های زمین ناشی از زلزله
۷۷	روانگرایی
۸۰	زمین لغزش
۸۲	فرونشست
۸۲	گسلش
۸۳	۳-۶ بزرگنمایی ناشی از توپوگرافی
۸۴	۴-۶ دیوار نگهبان خاک
۸۷	فصل هفتم: ضوابط ساختمان های با مصالح بنایی کلافدار
۸۷	۱-۷ تعریف
۸۷	۲-۷ هندسه ساختمان
۹۷	۳-۷ باز شو (در - پنجره - گنجه)
۹۹	۴-۷ مصالح
۱۰۰	۵-۷ انواع دیوار مصالح بنایی
۱۰۶	۶-۷ کلافبندی
۱۱۶	۷-۷ سقف



۸-۷	نماسازی
۱۲۶
۹-۷	خرپشته
۱۲۶
۱۲۷
پیوست ۱: درجه‌بندی خطر نسبی زلزله در شهرها و نقاط مهم ایران	
۱۷۵
پیوست ۲: راهنمای انجام تحلیل غیرخطی	
۱۷۷
۱- کلیات
۱۷۷
۲- مشخصات غیرخطی اعضای سازه
۱۷۸
۳- تحلیل استاتیکی غیرخطی
۱۸۳
۴- تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی
۱۸۷
پیوست ۳: اثر $\Delta - P$	
۱۸۹
۱- کلیات، تعاریف و مفاهیم
۱۹۱
۲- محاسبه تغییر مکان نسبی و نیروی برشی معادل طبقه
۱۹۲
۳- روش استفاده از برنامه کامپیوتری
۱۹۳
پیوست ۴: دیافراگم‌ها	
۱۹۵
۱- تعریف و عملکرد
۱۹۶
۲- انواع دیافراگم‌ها از نظر جنس و سیستم ساختمانی
۱۹۶
۳- انواع دیافراگم‌ها از نظر صلبیت و انعطاف‌پذیری
۱۹۷
۴- تغییر شکل دیافراگم‌ها
۱۹۹
۵- نکاتی درباره تحلیل دیافراگم‌ها
۲۰۰
۶- نکاتی درباره طراحی دیافراگم‌ها
۲۰۳
پیوست ۵: اندرکنش خاک و سازه	
۲۰۵
۱- کلیات
۲۰۵
۲- روش تحلیل استاتیکی معادل
۲۱۱
۳- روش تحلیل دینامیکی طیفی

* تعاریف

Aثر P-Delta Effect : $P - \Delta$

اثر ثانوی بارهای قائم بر روی تلاش‌ها و تغییر مکان‌های اجزای قاب است که به علت تغییر شکل‌های ایجاد شده در سازه به وجود می‌آید.

اتصال خورجینی: Khorjini Connection

نوعی اتصال تیر به ستون است که در آن تیرها از دو سمت ستون عبور داده شده و برای ایجاد اتصال از جزئیات خاصی که در نشریه شماره ۳۲۴ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی آورده شده، استفاده می‌گردد.

برش پایه: Base Shear

مجموع نیروهای جانبی زلزله که در ساختمان ایجاد می‌شود. این نیرو به صورت برش در تراز پایه اثر داده می‌شود.

برش طبقه: Story Shear

جمع کل نیروی جانبی زلزله که در طبقات بالاتر از تراز طبقه مورد نظر ایجاد می‌شود. این نیرو به صورت برش در طبقه به وجود می‌آید.

تراز پایه: Base

ترازی است که فرض می‌شود در آن تراز حرکت زمین به سازه منتقل می‌گردد و سازه از این تراز به بالا دارای حرکتی مستقل از زمین است.

تغییر مکان نسبی طبقه: Story Drift

تغییر مکان جانبی یک کف نسبت به کف پایین آن.

جمع‌کننده: Collector

عضوی از دیافراگم است که به موازات نیروی برشی دیافراگم است و نیرو را به دیوارهای برشی و یا قاب‌های مهاربندی شده، منتقل می‌نماید.

حد مقاومت: Strength Limit

ترازی از تلاش‌هاست که در آن فولاد، در قطعات فولادی یا بتون‌آرمه، در کشش به مقاومت

تسلیم می‌رسد. در این تراز تلاش‌های واقعی با اعمال ضرائب اطمینان افزایش داده شده‌اند.

حد تنش مجاز: Allowable Stress Limit

ترازی از تلاش است که در آن نیروهای واقعی بدون اعمال ضرائب اطمینان به سازه اثر داده شده‌اند.

دیافراگم: Diaphragm

کف‌ها، بام‌ها و یا سیستم‌های مهاربندی افقی یا تقریباً افقی هستند که بار جانبی زلزله را با عملکرد میان‌صفحه‌ای به سیستم‌های قائم باربر جانبی منتقل می‌کنند.

دیوار برشی: Shear Wall

دیوار برشی دیواری است که نیروهای جانبی افقی را با عملکرد میان‌صفحه‌ای تحمل کرده و به شالوده منتقل می‌کند.

روانگرائی: Liquefaction

حالتی از زمین‌های ماسه‌ای نامترکم اشبع شده است که در آن به علت حرکت ناشی از زلزله تعادل دانه‌ها بهم خورده و زمین با کاهش شدید مقاومت باربری و نشت زیاد روبرو می‌شود.

سختی طبقه: Story Stiffness

برابر با مجموع سختی جانبی اعضای باربر جانبی آن طبقه است. برای محاسبه این سختی می‌توان تغییر مکان جانبی واحدی را در سقف طبقه مورد نظر وارد کرد و کلیه طبقات زیرین را بدون حرکت در نظر گرفت.

سیستم دیوارهای باربر: Bearing Wall System

سیستمی است که در آن بارهای قائم به طور عمده و بارهای جانبی کلاً توسط دیوارها تحمل می‌شوند. به بند (۱-۸) مراجعه شود.

سیستم قاب ساختمانی: Building Frame System

سیستمی است که در آن بارهای قائم به طور عمده توسط قاب‌های فضایی، بارهای جانبی کلاً توسط دیوارهای برشی و یا قاب‌های مهاربندی شده تحمل می‌شوند. به بند (۲-۸) مراجعه شود.

سیستم قاب خمی: Moment Frame System

سیستمی است که در آن کلیه بارهای قائم توسط قاب‌های فضایی و بارهای جانبی کلاً توسط قاب‌های خمی تحمل می‌شوند. قاب‌های خمی جزوی از قاب‌های فضایی هستند. به بند (۳-۸) مراجعه شود.



سیستم دوگانه یا ترکیبی: Dual System

سیستمی است که در آن بارهای قائم توسط قاب‌های فضایی به‌طور عمدی و بارهای جانبی کلاً توسط قاب‌های خمشی و دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده تحمل می‌شوند. به بند (۴-۸-۱) مراجعه شود.

سیستم کنسولی: Cantileverd System

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

شكل پذیری: Ductility

خصوصیتی از سازه است که در آن اعضاء در تمام یا قسمتی از طول خود، بدون تغییر قابل ملاحظه‌ای در مقاومت، قادر به قبول تغییر شکل‌های عمدتاً پلاستیک می‌باشند.

طبقه: Story

فاصله بین دو کف متواالی. کف زیرین هر طبقه به همین اسم نامیده می‌شود.

طبقه نرم: Soft Story

طبقه‌ای است که سختی جانبی آن کمتر از ۷۰٪ سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۸۰٪ متوسط سختی‌های سه طبقه روی خود باشد.

طبقه خیلی نرم: Extreme Soft Story

طبقه‌ای است که سختی جانبی آن کمتر از ۶۰٪ سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ۷۰٪ متوسط سختی‌های سه طبقه روی خود باشد.

طبقه ضعیف: Weak Story

طبقه‌ای است که مقاومت جانبی آن کمتر از ۸۰٪ مقاومت جانبی طبقه روی آن باشد.

طبقه خیلی ضعیف: Extreme Weak Story

طبقه‌ای است که مقاومت جانبی آن کمتر از ۶۵٪ مقاومت جانبی طبقه روی آن باشد.

قاب خمشی: Moment Frame

قابی است که در آن اتصالات تیر به ستون پیوسته (گیردار) است.

قاب فضایی: Space Frame

قابی است سه بعدی که دارای اتصالات تیر به ستون ساده یا پیوسته است.



قاب مهاربندی شده فولادی: Steel Braced Frame

قابی است به شکل خرپای قائم از نوع همگرا و یا واگرا، که از آن برای مقاومت در برابر نیروهای جانبی استفاده می‌شود.

قاب مهاربندی شده همگرا: Concentrically Braced Frame

قاب مهاربندی شده‌ای است که در آن امتداد اعضای مورب از محل تقاطع تیرها و ستون‌ها می‌گذرند. در این قاب‌ها اعضاء عمدتاً تحت فشار یا کشش قرار دارند.

قاب مهاربندی شده واگرا: Eccentrically Braced Frame

قاب مهاربندی شده‌ای است که در آن حداقل یکی از دو انتهای اعضای مورب در فاصله کمی از محل تقاطع تیر با ستون و یا تیر با عضو مورب دیگر، محور تیر را قطع می‌کند. در این قاب‌ها، تیرها علاوه بر فشار و کشش، تحت خمش و برش قرار می‌گیرند.

مرکز سختی: Center of Rigidity

مرکز سختی (صلبیت) طبقه، نقطه‌ای است که چنانچه برآیند نیروی برشی طبقه در آن نقطه وارد آید، طبقه تنها تغییر شکل جانبی انتقالی داشته باشد و هیچ‌گونه پیچش در آن مشاهده نشود.

مقاومت جانبی: Lateral Strength

ظرفیت باربری نهایی یک عضو برای تحمل نیروهای جانبی.

مقاومت جانبی طبقه: Story Lateral Strength

مجموع مقاومت جانبی اعضای طبقه

نسبت تغییر مکان طبقه: Story Drift Ratio

نسبت تغییر مکان نسبی طبقه به ارتفاع طبقه.

* علائم

شتاب مبنای طرح	A
ضریب بزرگنمایی	A _j
ضریب بازتاب ساختمان	B
ضریب شکل طیف	B ₁
ضریب بازتاب برای قطعات الحاقی	B _P
ضریب زلزله	C
ضریب بزرگنمایی تغییر مکان	C _d
عرض ساختمان	D
اندازه پیش‌آمدگی ساختمان در ساختمان‌های با مصالح بنائی مطابق شکل (۱-۷) فصل ۷	d
ضخامت لایه i خاک	d _i
برون مرکزی اتفاقی طبقه j	e _{aj}
فاصله افقی مرکز سختی طبقه i و مرکز جرم تراز j	e _{ij}
ضریب مورد استفاده در محاسبه ضریب زلزله در روش ساده‌شده تحلیل	F
نیروی جانبی در تراز j	F _j
نیروی جانبی قطعه الحاقی	F _p
نیروی جانبی وارد به دیافراگم در تراز i	F _{pui}
مؤلفه نیروی قائم زلزله	F _{vu}
شتاب ثقل	g
ارتفاع کل ساختمان نسبت به تراز پایه	H
حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان از تراز پایه	H _m
ارتفاع تراز i از تراز پایه	h _i
ضریب اهمیت ساختمان	I
طول ساختمان	L
اندازه پیش‌آمدگی ساختمان در ساختمان‌های با مصالح بنایی مطابق شکل (۱-۷) فصل ۷	l
لنگر پیچشی در طبقه i	M _i
ضریب اصلاح طیف	N
تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا	n
تعداد ضربیات نفوذ استاندارد (اصلاح شده برای فشار مؤثر سریار و انرژی)	N ₁₍₆₀₎
ضریب رفتار سازه	R _u
عددی که بر حسب نوع زمین و میزان خطر لرزه‌خیزی تعیین می‌شود	S
زمان تناوب اصلی نوسان سازه در جهت مورد نظر	T
عددی که بر حسب نوع زمین تعیین می‌شود	T _s

ض / مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی



عددی که بر حسب نوع زمین تعیین می‌شود	T_0
کل نیروی جانبی طرح یا برش طرح در تراز پایه	V_u
حداقل نیروی جانبی طرح یا برش طرح در تراز پایه	V_{min}
میانگین سرعت موج برشی لایه‌های خاک	\bar{V}_s
کل نیروی جانبی یا برش پایه در زلزله سطح بهره‌برداری	V_{ser}
سرعت موج برشی لایه ۱ خاک	V_{si}
وزن مؤثر لرزه‌ای	W
آن قسمت از وزن مؤثر لرزه‌ای که در تراز ۱ واقع شده است.	W_i
وزن دیافراگم و قطعات مرتبط با آن در سطح ۱	W_j
بار مرده به اضافه قسمتی یا کل سربار قطعه	W_p
ضریب نامعینی سازه	ρ
ضریب اضافه مقاومت	Ω_0
تغییر مکان جانبی نسبی غیر خطی طرح	Δ_M
تغییر مکان جانبی نسبی زیر اثر زلزله طرح	Δ_{eu}
تغییر مکان جانبی نسبی مجاز	Δ_a

فصل اول

کلیات

۱-۱ هدف

هدف این آیین نامه تعیین حداقل ضوابط و مقررات برای طرح و اجرای ساختمان‌ها در برابر اثرهای ناشی از زلزله است، به‌طوری که 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، به‌طوری که در زمان کوتاهی قابل مرمت باشند.
- ۳- ساختمان‌های با "اهمیت خیلی زیاد"، در اثر زلزله طرح، تغییر مقاومت و سختی در اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای نداشته باشند، به‌طوری که بهره‌برداری از آنها امکان‌پذیر باشد.
- ۴- کلیه ساختمان‌های بلندتر از ۵۰ متر و یا بیشتر از ۱۵ طبقه و نیز کلیه ساختمان‌های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد در اثر زلزله بهره‌برداری آسیبی نبینند و قابلیت بهره‌برداری خود را حفظ نمایند.

۱-۲ زلزله‌های مبنای طراحی

زلزله‌های مبنای طراحی در این آیین نامه 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 فراغذشت آن در ۵۰ سال ۹۹/۵ درصد باشد. دوره بازگشت این زلزله حدود ۱۰ سال است.

۳-۱ حدود کاربرد

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

۱-۳-۲ 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 (۱-۵-۲)، بدون در نظر گرفتن ضرایب اهمیت ۱ و رفتار R_u ، کمتر نباشد.

۱-۳-۳ 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.

۴-۱ ملاحظات معماري

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 زمین های مجاور ساخته شوند. برای تأمین این منظور، در ساختمان های 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 ساختمان های با بیشتر از هشت طبقه و یا ساختمان های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه، عرض درز انقطاع باید با استفاده از ضابطه بند (۶-۵-۳) تعیین شود.

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

۲-۴-۱ پلان ساختمان باید تا حد امکان به شکل ساده و متقارن در دو امتداد عمود بر هم و بدون پیش آمدگی و پس رفتگی زیاد باشد و از ایجاد تغییرات نامتقارن پلان در ارتفاع ساختمان نیز حتی المقدور احتراز شود.

۳-۴-۱ از احداث طره های بزرگ تر از $1/5$ متر حتی المقدور احتراز شود.

۴-۴-۱ از ایجاد بازشو های بزرگ و مجاور یکدیگر در دیافراگم های کفها خودداری شود.

۴-۴-۱ از قرار دادن اجزای ساختمانی، تأسیساتی و یا کالاهای سنگین بر روی طره ها و عناصر لاغر و دهانه های بزرگ حتی المقدور پرهیز گردد.

۴-۴-۱ با به کار گیری مصالح غیرسازه ای سبک برای مواردی از قبیل کفسازی، سقف کاذب، تیغه بندی، نما و... وزن ساختمان به حداقل رسانده شود.

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

۸-۴-۱ از کاهش و افزایش مساحت زیربنای طبقات در ارتفاع، به طوری که تغییرات قابل ملاحظه ای در جرم طبقات ایجاد شود، حتی المقدور پرهیز گردد.

۱-۵ ملاحظات کلی سازه ای

۱-۵-۱ کلیه عناصر باربر ساختمان باید به نحو مناسبی به هم پیوسته باشند تا در زمان زلزله عناصر مختلف از یکدیگر جدا نشده و ساختمان به طور یکپارچه عمل کند. در این مورد کفها باید به عناصر قائم برابر، قابها و یا دیوارها، به نحو مناسبی متصل باشند،



به طوری که بتوانند به صورت یک دیافراگم عمل نموده و نیروهای زلزله را به عناصر باربر جانبی منتقل نمایند.

۲-۵-۱ ساختمان باید حداقل در هر دو امتداد افقی عمود بر هم و قائم قادر به تحمل نیروهای زلزله باشد و در هر یک از این امتدادها انتقال نیروها به شالوده به طور مناسب صورت گیرد.

۳-۵-۱ عناصری که در طبقات مختلف بارهای قائم را تحمل می‌نمایند، تا حد امکان بر روی هم قرار داده شوند تا انتقال بار این عناصر به یکدیگر با واسطه عناصر افقی صورت نگیرد.

۴-۵-۱ عناصری که نیروهای افقی زلزله را تحمل می‌کنند تا حد امکان به صورتی در نظر گرفته شوند، که انتقال نیروها به سمت شالوده به طور مستقیم انجام شود و عناصری که باهم کار می‌کنند در یک صفحه قائم قرار داشته باشند.

۵-۵-۱ عناصر مقاوم در برابر نیروهای افقی زلزله به صورتی در نظر گرفته شوند که پیچش ناشی از این نیروها در طبقات به حداقل برسد. برای این منظور مناسب است فاصله مرکز جرم و مرکز سختی در هر طبقه در هر امتداد، کمتر از ۵ درصد بُعد ساختمان در آن امتداد باشد.

۶-۵-۱ ساختمان‌ها و اجزای آنها به نحوی طراحی گردند که شکل‌پذیری و مقاومت مناسب در آنها تأمین شده باشد.

۷-۵-۱ در ساختمان‌هایی که در آنها از سیستم قاب خمشی برای مقابله با بار جانبی زلزله استفاده می‌شود، طراحی به نحوی صورت گیرد که تا حد امکان ستون‌ها دیرتر از تیرها دچار خرابی شوند.

۸-۵-۱ اجزای غیر سازه‌ای مانند دیوارهای داخلی و نماها طوری اجرا شوند که تا حد امکان مانع برای حرکت اعضای سازه‌ای در زمان زلزله ایجاد نکنند. در غیر این صورت، اثر اندرکنش این اجزاء با سیستم سازه باید در تحلیل سازه در نظر گرفته شود.

۹-۵-۱ از ایجاد ستون‌های کوتاه، بخصوص در نورگیرهای زیرزمین‌ها، حتی الامکان خودداری شود.



۱۰-۵-۱ از به کارگیری سیستم های مختلف سازه ای در امتدادهای مختلف در پلان و در ارتفاع حتی المقدور خودداری شود.

۱-۶ گروه بندی ساختمان ها بر حسب اهمیت ساختمان ها بر حسب نوع کاربری و میزان آسیب رسانی ناشی از خرابی آنها به چهار گروه اهمیت تقسیم می شوند:

گروه ۱- ساختمان های «با اهمیت خیلی زیاد»
این گروه شامل دو دسته زیر است:

الف- ساختمان های ضروری:

این گروه شامل ساختمان هایی است که قابل استفاده بودن آنها پس از وقوع زلزله اهمیت خاص دارد و وقفه در بهره برداری از آنها غیر مستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات می شود؛ مانند بیمارستان ها و درمانگاه ها، مراکز آتش نشانی، مراکز و تأسیسات آبرسانی، ساختمان های نیروگاه ها و تأسیسات برق رسانی، برج های مراقبت فرودگاه ها، مراکز مخابرات، رادیو و تلویزیون، تأسیسات نظامی و انتظامی، مراکز کمک رسانی و به طور کلی تمام ساختمان هایی که استفاده از آنها در نجات و امداد مؤثر می باشد.

ب- ساختمان های خطرزا:

این گروه شامل ساختمان ها و تأسیساتی است که خرابی آنها موجب انتشار گسترده مواد سمی و مضر در کوتاه مدت و دراز مدت برای محیط زیست می شوند، مانند کارخانه های تولید کننده مواد شیمیایی خاص.

گروه ۲- ساختمان های «با اهمیت زیاد»

این گروه شامل سه دسته زیر است:

الف- ساختمان هایی که خرابی آنها موجب تلفات زیاد می شود، مانند مدارس، مساجد، استادیوم ها، سینما و تئاترها، سالن های اجتماعات، فروشگاه های بزرگ، ترمینال های 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 به طور 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.

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 زیراست:

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.

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.

۱-۱ 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 $A_j = 1/0$



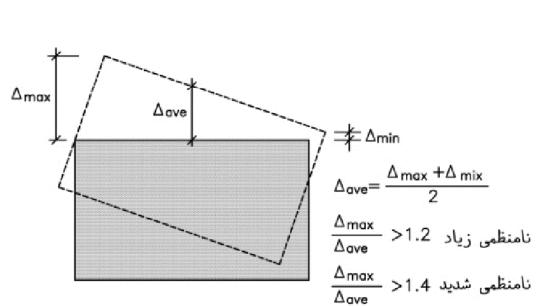
بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییر مکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد. در این موارد نامنظمی "زیاد" و در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد، نامنظمی "شدید" پیچشی توصیف می شود.

نامنظمی های پیچشی تنها در مواردی که دیافراگم های کف ها صلب و یا نیمه صلب هستند کاربرد پیدا می کند.

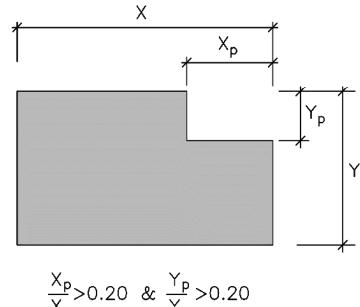
پ- نامنظمی در دیافراگم: در مواردی که تغییر ناگهانی در مساحت دیافراگم، به میزان مجموع سطوح بازشوی بیشتر از ۵۰ درصد سطح طبقه، و یا تغییر ناگهانی در سختی دیافراگم، به میزان بیشتر از ۵۰ درصد سختی طبقات مجاور، وجود داشته باشد.

ت- نامنظمی خارج از صفحه: 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 .

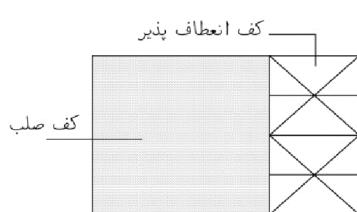
ث- نامنظمی سیستم های غیر موازی: در مواردی که بعضی اجزای قائم باربر جانبی به موازات محورهای متعامد اصلی ساختمان نباشد.



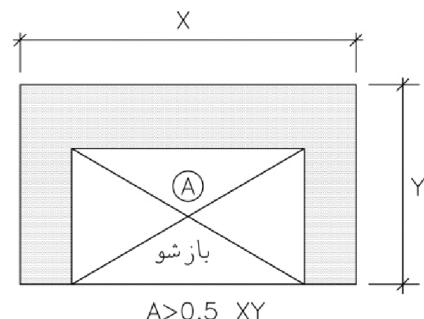
ب - نامنظمی پیچشی



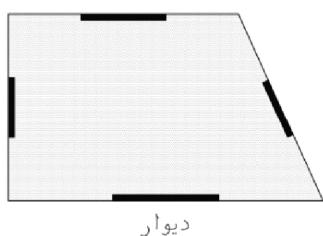
الف - نامنظمی هندسی



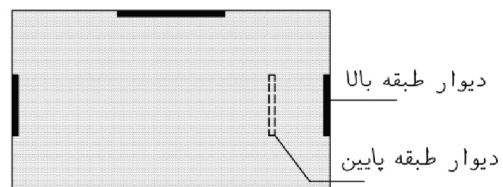
پ - ۲ نامنظمی دیافراگم (در سختی)



پ - ۱ نامنظمی دیافراگم (در مساحت)



ث - نامنظمی سیستم‌های غیرموازی

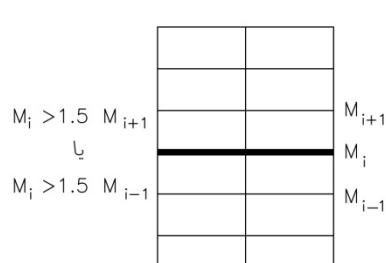


ت - نامنظمی خارج از صفحه

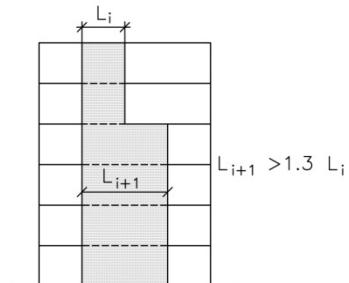


۲-۷-۱ نامنظمی در ارتفاع

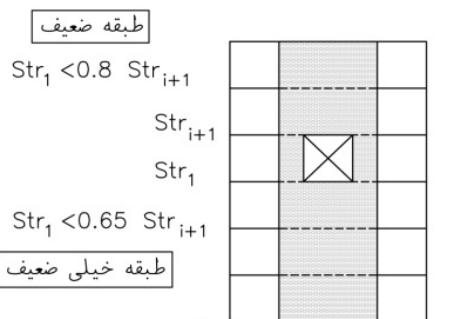
- الف- نامنظمی هندسی: در مواردی که ابعاد افقی سیستم باربر جانبی در هر طبقه بیشتر از ۱۳۰ درصد آن در طبقات مجاور باشد.
- ب- نامنظمی جرمی: در مواردی که جرم هر طبقه بیشتر از ۵۰ درصد با جرم های طبقات مجاور تفاوت داشته باشد.
- طبقات بام و خرپشته از این تعریف مستثنی هستند.
- پ- نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی: در مواردی که جزئی از سیستم بار بر جانبی در ارتفاع قطع شده باشد، به طوری که آثار ناشی از واژگونی روی نیرها، دال ها، ستون ها و دیوارهای تکیه گاهی تغییراتی ایجاد کند.
- ت- نامنظمی مقاومت جانبی: در مواردی که مقاومت جانبی طبقه از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود کمتر باشد، چنین طبقه ای اصطلاحاً "طبقه ضعیف" نامیده می شود. در مواردی که مقدار فوق به ۶۵ درصد کاهش یابد، طبقه اصطلاحاً "طبقه خیلی ضعیف" توصیف می شود.
- 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 سختی های جانبی سه طبقه روی خود باشد. چنین طبقه ای اصطلاحاً "طبقه نرم" نامیده می شود. در مواردی که مقادیر فوق به ترتیب به ۶۰ درصد و ۷۰ درصد کاهش پیدا کنند، طبقه اصطلاحاً "طبقه خیلی نرم" توصیف می شود.



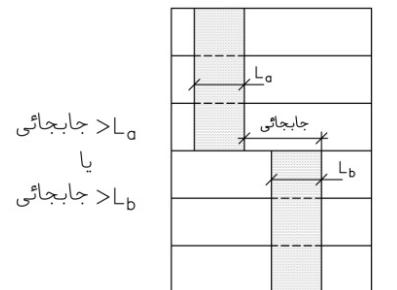
ب - نامنظمی جرمی



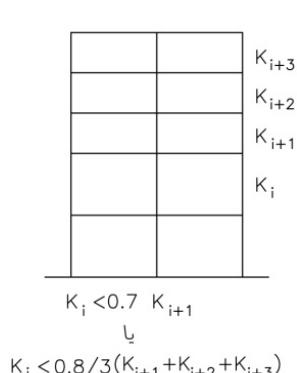
الف - نامنظمی هندسی



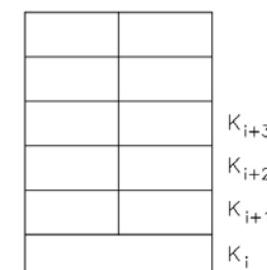
ت - نامنظمی مقاومت جانبی



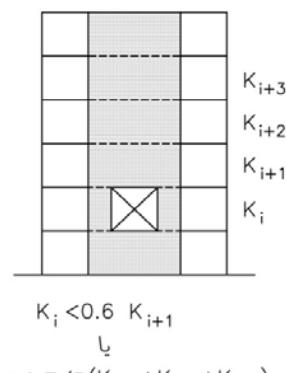
پ - نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی



طبقه نرم



ث - نامنظمی سختی جانبی



طبقه خیلی نرم



۳-۷-۱ محدودیت در احداث ساختمان های نامنظم

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

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

۴-۱ گروه بندی ساختمان ها بر حسب سیستم سازه ای

ساختمان ها بر حسب سیستم سازه ای به شش گروه طبقه بندی می شوند:

۴-۱-۱ سیستم دیوار های باربر

نوعی سیستم سازه ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط دیوارهای باربر تحمل می شوند و مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط دیوارهای باربر که به صورت دیوارهای برشی عمل می کنند، تأمین می گردد. دیوارهای متشكل از قاب های سبک فولادی سرد نورد که با تسممه های فولادی و یا صفحات پوششی فولادی مهار شده اند، جزء این سیستم محسوب می شوند.

۴-۱-۲ سیستم قاب ساختمانی

نوعی سیستم سازه ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط قاب های فضایی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط دیوارهای برشی یا قاب های مهار بندی شده تأمین می شود. قاب های ساختمانی در این سیستم می توانند دارای اتصالات ساده و یا گیردار باشند، ولی در تحمل بارهای جانبی مشارکت نخواهند داشت. قاب های گیردار باید قادر به تحمل اثر ناشی از اثر $P-\Delta$ باشند.

۴-۱-۳ سیستم قاب خمسی

نوعی سیستم سازه ای است که در آن بارهای قائم توسط قاب های فضایی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی نیز توسط قاب های خمسی تأمین می گردد. سازه های با قاب های خمسی کامل، و سازه های با قاب های خمسی در پیرامون و یا در قسمتی از پلان و قاب های با اتصالات ساده در سایر قسمت های پلان نیز در این گروه جای دارند.



۴-۸-۱ سیستم دوگانه یا ترکیبی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن:

الف- بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های ساختمانی تحمل می‌شوند.

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

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

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

تبصره ۲: در مواردی که قاب‌های خمشی الزام بند (پ) را اقناع نکنند، سیستم دوگانه جزء سیستم قاب ساختمانی محسوب می‌شود، و در مواردی که دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده الزام بند فوق را اقناع نکنند، ضریب رفتار R در آن باید برابر ضریب رفتار در سیستم قاب خمشی با شکل‌پذیری متناظر در نظر گرفته شود.

۴-۸-۲ سیستم ستون کنسولی

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

۴-۸-۳ سایر سیستم‌های سازه‌ای

در این آیین‌نامه استفاده از سیستم‌های سازه‌ای، غیر از آنچه در بالا عنوان شده، به شرطی مجاز است که ویژگی‌های آنها در ارتباط با بارهای قائم و زلزله توسط یکی از آیین‌نامه‌های معتبر جهانی، به تأیید کمیته اجرایی این آیین‌نامه رسیده باشد.

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 (۲-۱) 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 بندۀای (۱-۵-۲) و (۲-۵-۲) استفاده نمود و برای «تاریخچه زمانی شتاب» باید ضوابط بند (۲-۵-۳) را ملاحظه 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 بندۀای (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 عنوان شده در این جدول در پیوست (۱) مشخص شده است.

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

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

۳-۲ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین با توجه به نوع آن است. این ضریب با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$B=B_1 N \quad (1-2)$$

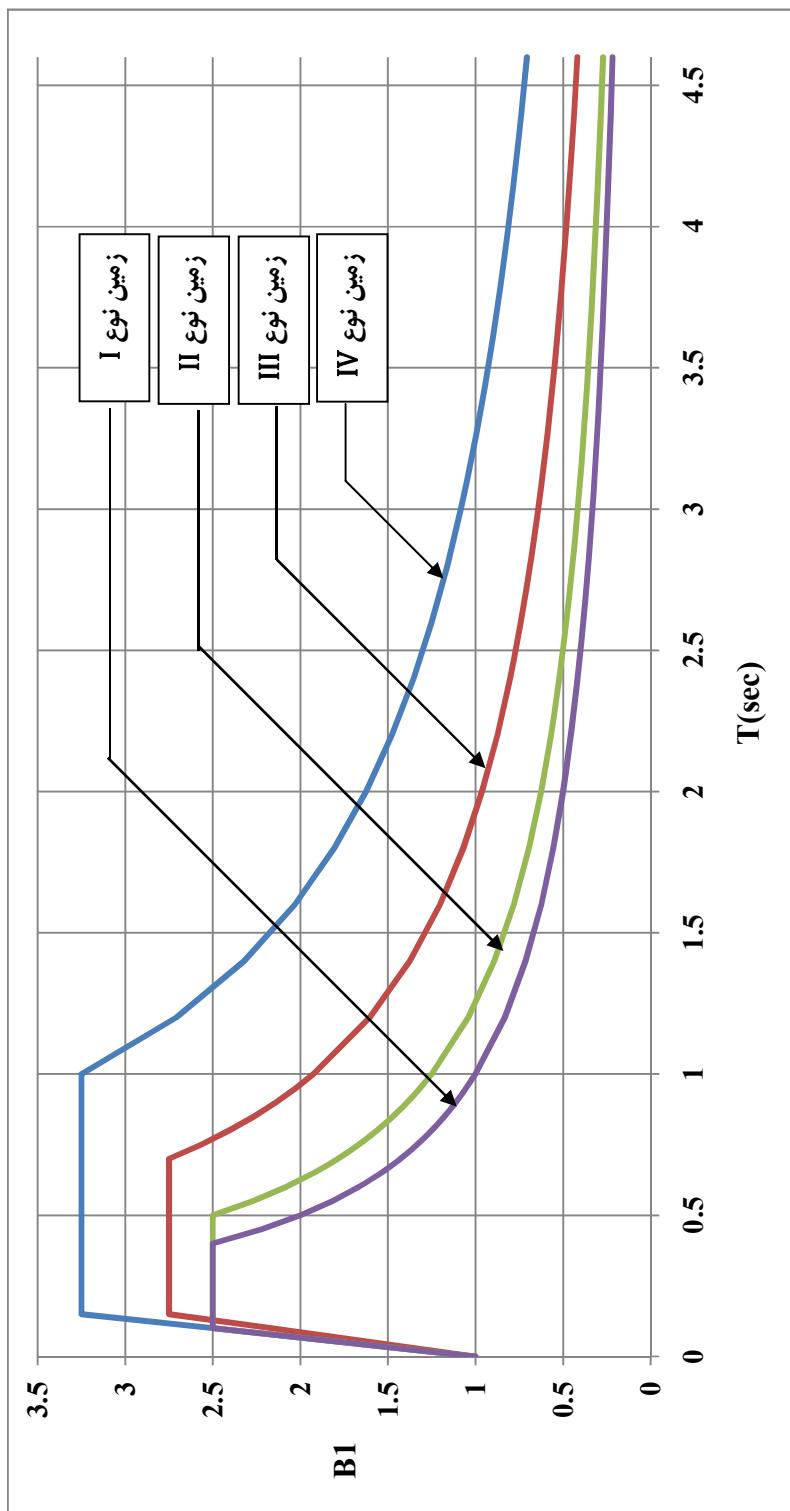
در این رابطه B_1 ضریب شکل طیف و N ضریب اصلاح طیف است.

۱-۳-۲ ضریب شکل طیف، B_1 ، با درنظر گرفتن بزرگ‌نمایی خاک در پریویدهای مختلف و میزان لرزه خیزی منطقه مشخص می‌شود. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از شکل‌های (۱-۲-الف) و (۱-۲-ب) تعیین می‌گردد.

$$\begin{array}{ll} B_1=S_0+(S-S_0+1)(T/T_0) & 0 < T < T_0 \\ B_1=S+1 & T_0 < T < T_s \\ B_1=(S+1)(T_s/T) & T > T_s \end{array} \quad (2-2)$$

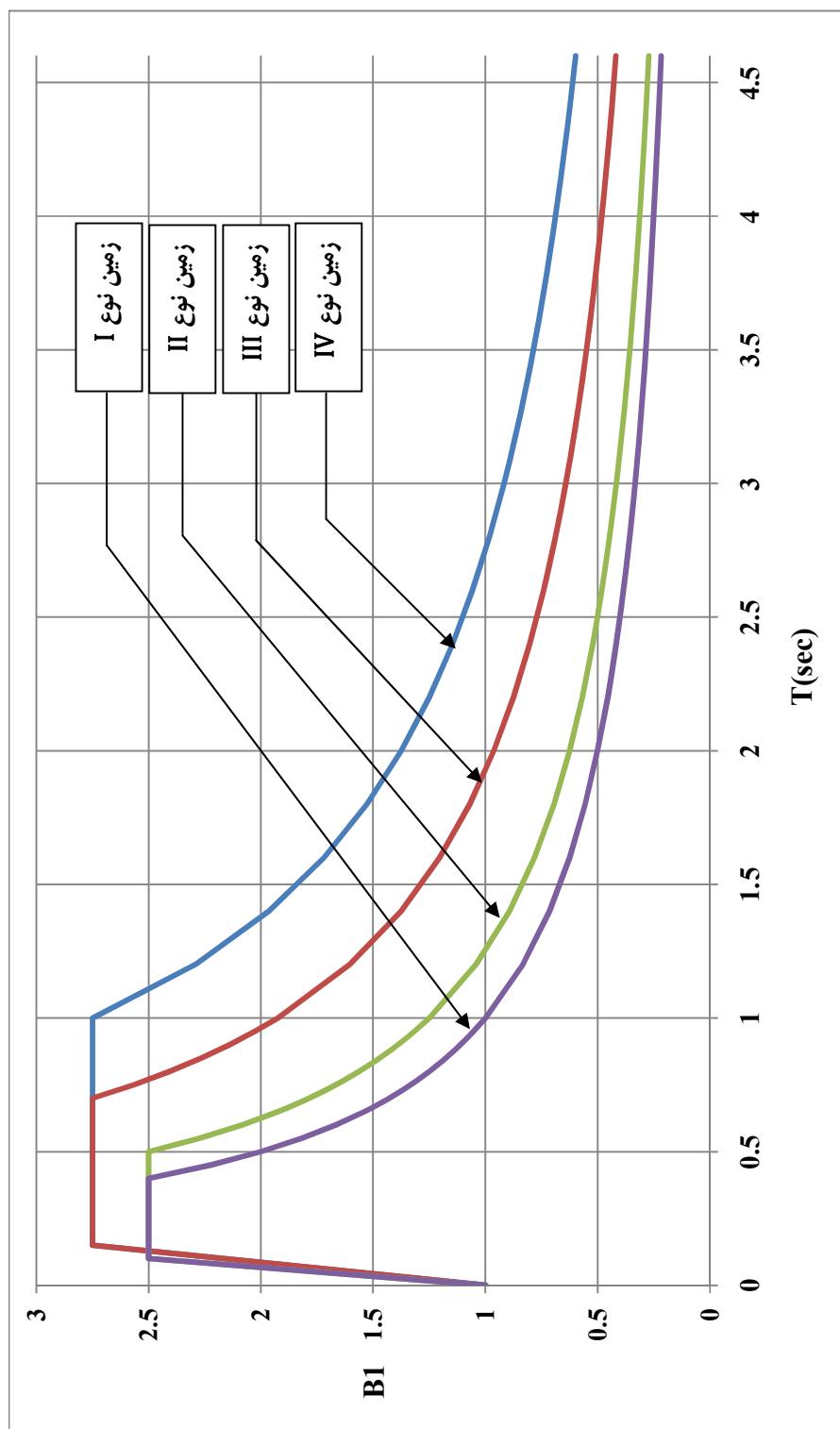
در این روابط:

T : زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان به ثانیه است. این زمان طبق بند (۳-۳) تعیین می‌شود.
 S, T_s, T_0 و S_0 : پارامترهایی هستند که به نوع زمین و میزان خطر لرزه خیزی منطقه وابسته‌اند.
 مقادیر این پارامترها در جدول (۲) و انواع زمین‌ها در بند (۴) مشخص شده‌اند.



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

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





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

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

۲-۳-۲ ضریب اصلاح طیف، N ، به شرح زیر تعیین می شود:

الف- برای پهنه های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$N = 1$$

$$T < T_s$$

$$N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1$$

$$T_s < T < 4 \text{ sec} \quad (3-2)$$

$$N = 1.7$$

$$T > 4 \text{ sec}$$

ب- برای پهنه های با خطر نسبی متوسط و کم

$$N = 1$$

$$T < T_s$$

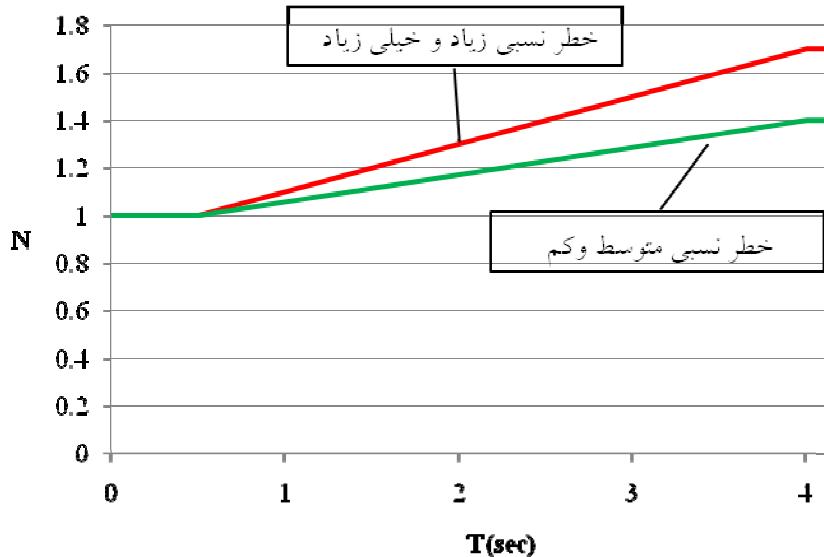
$$N = \frac{0.4}{4 - T_s} (T - T_s) + 1$$

$$T_s < T < 4 \text{ sec} \quad (4-2)$$

$$N = 1.4$$

$$T > 4 \text{ sec}$$

روابط فوق برای خاک نوع II در شکل (۲-۲) نشان داده شده اند.



شکل ۲-۲ ضریب اصلاح طیف، N، خاک نوع II

۴-۲ طبقه‌بندی نوع زمین

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

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

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

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

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

: مقاومت برشی زهکشی نشده در خاک‌های چسبنده C_u

تعیین طبقه‌بندی نوع زمین، در این جدول، باید براساس 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.



جدول ۳-۲ طبقه بندی نوع زمین

پارامترها			توصیف لایه بندی زمین	نوع زمین
$\bar{C}_u (kPa)$	$\bar{N}_{I(60)}$	$\bar{V}_s (m/s)$		
-	-	>750	سنگ و شبه سنگ، شامل سنگ های آذرین، دگرگونی و رسوبی و خاک های سیمانته بسیار محکم با حداکثر ۵ متر مصالح ضعیفتر تا سطح زمین	I
>250	>50	375-750	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. سنگ های آذرین و رسوبی سست، مانند توف و یا سنگ متورق و یا کاملاً هوارده	II
70-250	15-50	175-375	خاک متراکم تا متوسط ، شامل شن و ماسه متراکم تا متوسط یا رس های سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر	III
<70	<15	<175	خاک متوسط تا نرم، لایه های خاک غیر چسبنده یا با کمی خاک چسبنده با تراکم متوسط تا کم، لایه های خاک کاملاً چسبنده نرم تا محکم.	IV

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

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

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

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 به دست می‌دهد، انتخاب گردد.

۴-۴-۲ در مواردی که جزئیات خصوصیات خاک به حد کافی برای تعیین نوع زمین محل شناخته شده نباشد و داده های ژئوتکنیکی خصوصیاتی 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.

۴-۴-۵ در موارد زیر برای تعیین نوع زمین انجام مطالعات ویژه ساختگاه الزامی است:
الف- برای ساختگاه هایی که دارای خصوصیاتی غیر از زمین های نوع I تا IV هستند.
برای این نوع ساختگاه ها، امکان ناپایداری زمین تحت نیروی زلزله نیز بایستی مد نظر قرار گیرد.

ب- در ساختگاه هایی که زمین آنها متشکل از رس یا لای نرم دارای رطوبت زیاد با حداقل ضخامت ۱۰ متر و $P1 > 40$ (دامنه خمیری خاک) می‌باشد.

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

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



۵-۲ حرکت زمین

اثر حرکت زمین در ساختگاه به یکی از روش های زیر تعیین می شود:

۵-۲-۱ طیف طرح استاندارد

این طیف منعکس کننده اثر حرکت زمین برای زلزله طرح در آئین نامه است و از حاصل ضرب مقادیر ضریب بازتاب ساختمان B در پارامترهای: نسبت شتاب مبنای A، ضریب اهمیت ۱ موضوع بند (۴-۳-۳) و عکس ضریب رفتار R_{u1} موضوع بند (۵-۳-۳) و با در نظر گرفتن محدودیت رابطه (۳-۳) به دست می آید. در تعیین این طیف نسبت میرانی ۵ درصد در نظر گرفته شده است.

طیف طرح استاندارد را می توان در کلیه ساختمان ها بجز مواردی که در بند (۲-۵-۲) عنوان شده، به کار برد.

۵-۲-۲ طیف طرح ویژه ساختگاه

این طیف با استفاده از مشخصات زلزله های منطقه ساختگاه و با توجه به ویژگی های زمین شناسی، تکتونیکی، لرزه شناسی، میزان خطر پذیری و مشخصات خاک در لایه های مختلف ساختگاه، و با به کار گیری نسبت میرانی ۵ درصد تعیین می گردد. در صورتی که نوع ساختمان و سطح زلزله مورد نظر نسبت میرانی متفاوتی را ایجاد کند، می توان آن را مبنای تهییه طیف قرار داد. مقادیر محاسبه شده این طیف باید در ضریب اهمیت ۱ و عکس ضریب رفتار R_{u1} ضرب گردد.

مقادیر طیف طرح ویژه ساختگاه باید کمتر از ۸۰ درصد مقادیر طیف طرح استاندارد اختیار شود.

طیف طرح ویژه را می توان در کلیه ساختمان ها به کار برد، ولی استفاده از آن در ساختگاه هایی که مطابق بند (۵-۴-۲) مطالعات ویژه ساختگاه برای آنها الزامی است و نیز در مورد ساختمان هایی که طبق بند (۲-۲-۳) مشمول استفاده از روش تحلیل دینامیکی می شوند و در آنها یکی از شرایط زیر موجود است، الزامی است.

الف- ساختمان های با ارتفاع بیش از ۱۵۰ متر از تراز پایه و یا دارای زمان تناوب اصلی نوسان T، بیشتر از ۳/۵ ثانیه



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

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

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

۲-۵-۳ تاریخچه زمانی شتاب، شتابنگاشت

۲-۵-۱ حرکت زمین در تعیین اثر زلزله بر ساختمان‌ها را می‌توان مستقیماً با منظور نمودن تغییرات شتاب با زمان در تحلیل دینامیکی سازه به دست آورد. استفاده از این روش در کلیه ساختمان‌ها مجاز است. شتابنگاشتهای مورد استفاده باید دارای خصوصیات مندرج در بندهای زیر باشند.

۲-۵-۲ شتابنگاشتهایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا، در هنگام زلزله، باشند. برای نیل به این هدف لازم است حداقل سه زوج شتابنگاشت متعلق به مؤلفه‌های افقی سه زلزله مختلف ثبت شده که دارای ویژگی‌های زیر باشند انتخاب گردد:

الف- شتابنگاشتها متعلق به زلزله‌هایی باشند که شرایط زلزله طرح را ارضا کنند و در آنها اثر: بزرگ، فاصله از گسل، سازوکار چشمی لرزه‌زا در نظر گرفته شده باشد.

ب- ساختگاه‌های شتابنگاشتها باید به لحاظ ویژگی‌های زمین‌شناسی، تکتونیکی، لرزه‌شناسی و بخصوص مشخصات لایه‌های خاک با زمین محل ساختمان، تا حد امکان، مشابهت داشته باشند.

پ- مدت زمان حرکت شدید زمین در شتابنگاشتها حداقل برابر با ۱۰ ثانیه یا سه برابر زمان تناوب اصلی سازه، هر کدام بیشتر است، باشد. مدت زمان حرکت شدید شتابنگاشتها را می‌توان از روش‌های معتبر مانند روش توزیع تجمعی انرژی، تعیین کرد.



در مواردی که تعداد مورد نیاز از زوج شتابنگاشت های مناسب ثبت شده در دسترس نباشد، می توان از زوج شتابنگاشت های شبیه سازی شده مناسب برای تکمیل تعداد آنها استفاده کرد.

۳-۵-۲ زوج شتابنگاشت های انتخاب شده برای تحلیل سه بعدی سازه ها باید به روش زیر به مقیاس در آورده شوند:
الف- هر زوج شتابنگاشت به مقدار حداقل خود مقیاس شوند. بدین معنی که حداقل شتاب در مؤلفه ای که دارای بیشینه بزرگ تری است، برابر با شتاب ثقل g گردد.

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

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

ت- هر زوج شتابنگاشت چنان مقیاس شود که برای هر پریود در محدوده $T/0$ تا $T/5T$ ، مقدار متوسط طیف جذر مجموع مربعات مربوط به تمام زوج مؤلفه ها، بیش از ده درصد از $1/3$ برابر مقدار متناظر طیف طرح استاندارد کمتر نشود. T زمان تناوی اصلی ساختمان بر طبق بند (۳-۳) است.

ث- ضریب مقیاس تعیین شده باید در شتابنگاشت های مقیاس شده در بند (الف) ضرب شود و در تحلیل دینامیکی مورد استفاده قرار گیرد.
در مواردی که تحلیل سازه به صورت دو بعدی انجام می شود، طیف مؤلفه بزرگ تر شتابنگاشت باید با طیف استاندارد مقایسه گردد.

فصل سوم

ضوابط طراحی لرزا های سازه های ساختمانی

۱-۳ ملاحظات کلی

۱-۱-۳ کلیه ساختمان های موضوع این آیین نامه، بجز آن دسته از ساختمان های با مصالح بنایی که مقررات مندرج در فصل هفتم در آنها رعایت شده باشد، باید بر طبق ضوابط مندرج در این فصل محاسبه گرددند.

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

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

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

- الف- ساختمان های نامنظم در پلان
- ب- کلیه ستون هایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار

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 حتی المقدور بیشترین اثر را ایجاد می‌کند، انتخاب شود و یا می‌توان صدرصد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن را ترکیب کرد. در این موارد منظور کردن برونو مرکزی اتفاقی، موضوع بند (۳-۳-۷)، در امتدادی که ۳۰ درصد نیرو اعمال می‌شود، الزامی نیست.

۱-۳-۵ 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.

۱-۳-۶ 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 بتون‌آرمه 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.

۱-۳-۷ نیروی جانبی زلزله، که با استفاده از روش‌های مختلف محاسبه می‌گردد، در شرایط خاصی از سازه‌ها باید افزایش داده شود. در این ارتباط باید به موارد زیر توجه شود:

الف- ضریب نامعینی سازه، β ، موضوع بند (۳-۳-۲)

ب- ضریب اضافه مقاومت، Ω_0 ، موضوع بند (۳-۳-۱۰)

۲-۳ روش‌های تحلیل سازه

۱-۲-۳ 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. محدودیت های مربوط به هریک از روش ها در بند های زیر ارائه شده است:

۲-۲-۳ روش های تحلیل خطی

روش های تحلیل خطی را می توان در کلیه ساختمان ها با هر تعداد طبقه به کاربرد. تنها، روش استاتیکی معادل را می توان در ساختمان های سه طبقه و کوتاه تر، از تراز پایه و یا ساختمان های زیر به کار گرفت:

الف- ساختمان های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه

ب- ساختمان های 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

۲-۳ روش های تحلیل غیرخطی

روش های تحلیل غیرخطی را می توان در کلیه ساختمان ها با هر تعداد طبقه به کاربرد، ولی برای استفاده از آنها ضروری است سازه علاوه بر اقناع الزامات آنها، ضوابط تحلیل و طراحی یکی از روش های خطی عنوان شده در بند (۲-۲-۳) را نیز اقناع نماید. الزامات مربوط به روش های تحلیل غیرخطی در پیوست شماره (۲) ارائه شده است.

۳-۳ روش تحلیل استاتیکی معادل

در این روش نیروی جانبی زلزله بر طبق ضوابط این بند تعیین شده و به صورت استاتیکی در امتدادها و جهات مختلف بر طبق بند های (۴-۱-۳) و (۵-۱-۳) به سازه اعمال می گردد و سازه با فرض رفتار خطی تحلیل می شود.

۳-۱-۳ نیروهای جانبی زلزله

۱-۳-۱ نیروی برشی پایه V_u

نیروی برشی پایه، یا برش پایه، به مجموع نیروهای جانبی زلزله اطلاق می شود که در تراز پایه، موضوع بند (۲-۱-۳-۳)، به ساختمان اعمال می گردد. این نیرو در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطه (۱-۳) به دست آورده می شود:

$$V_u = CW \quad (1-3)$$

در این رابطه:

V_u : نیروی برشی در حد مقاومت. حد مقاومت و حد تنفس مجاز در "تعاریف" آییننامه توضیح داده شده‌اند. برای تعیین این نیرو در حد تنفس مجاز مقدار آن باید بر ضریب $1/4$ تقسیم شود.

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

C : ضریب زلزله که از رابطه (۲-۳) به دست می‌آید:

$$C = \frac{ABI}{R_u} \quad (2-3)$$

در این رابطه:

A : نسبت شتاب مبنای طرح مطابق بند (۲-۲)

B : ضریب بازتاب ساختمان مطابق بند (۳-۲)

a : ضریب اهمیت ساختمان مطابق بند (۴-۳-۳)

R_u : ضریب رفتار ساختمان مطابق بند (۵-۳-۳)

مقدار برش پایه، V_u ، در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{u min} = 0.12 AIW \quad (3-3)$$



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

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

۲-۱-۳ تراز پایه

تراز پایه، بنا به تعریف، به ترازی در ساختمان اطلاق می شود که در هنگام زلزله از آن تراز به پایین اختلاف حرکتی بین ساختمان و زمین وجود نداشته باشد. تراز پایه برای طراحی ساختمان ها به صورت زیر در نظر گرفته می شود:

- ۱- برای ساختمان های بدون زیرزمین یا ساختمان های دارای زیرزمینی که دیوارهای نگهبان آن به سازه متصل نباشند، تراز پایه باید در سطح بالای شالوده در نظر گرفته شود.
- ۲- برای ساختمان های 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 می تواند در نزدیک ترین 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 بتن آرم بوده و آخرین سقف زیرزمین نیز دارای صلابت کافی باشد. در این راستا می توان از صلابت تیرها و یا مجموعه تیر و دال سقفها برای افزایش صلابت سقف استفاده نمود.

۲-۳-۳ ضریب نامعینی سازه، β

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

۲-۲-۳ 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 بشی 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.

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

الزامات	نوع سیستم مقاوم جانبی
حذف یک مهاربند یا اتصال آن	سیستم مهاربندی شده
حذف یک دیوار و یا یک پایه و یا اتصالات جمع‌کننده آنها	سیستم با دیوار بشی عادی یا دیوارهای بشی هم‌بسته با نسبت ارتفاع هر پایه به طول بزرگ‌تر از ۱/۰
حذف مقاومت خمی اتصالات دو انتهای یک تیر	سیستم قاب خمی
حذف مقاومت خمی در اتصال پایه یکی از ستون‌ها	سیستم کنسولی

۲-۳-۳ 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 متراز 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 تشدیدیافته می‌شوند و نیروی زلزله در آنها در ضربی اضافه مقاومت Ω_0 ضرب می‌شود.

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۱-۳-۳-۳ ساختمان‌های متعارف

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

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

۱- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانع برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند:

- 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 مانع برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند:

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

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

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

کنسولی، با یا بدون وجود جداگرهای میانقابی:

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

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

۲-۳-۳ ساختمان‌های غیرمتعارف

ساختمان‌های غیرمتعارف به ساختمان‌هایی اطلاق می‌شوند که مشمول تعریف بند (۱-۳-۳) نمی‌گردند، مانند گنبدها، برخی از ساختمان‌های مساجد، آمفی‌تئاترهای سالن‌های ورزشی و... . در این ساختمان‌ها زمان تناوب اصلی نوسان باید با استفاده از تحلیل دینامیکی ساختمان و با منظور داشتن ضوابط زیر تعیین گردد:

الف- در مواردی که جدأگرهای میانقابی در مدل تحلیلی منظور شده باشند:

$$T = T_D$$

ب- در مواردی که جدأگرهای میانقابی در مدل تحلیلی منظور نشده باشند:

$$T = 0.8T_D$$

در این روابط T_D زمان تناوب اصلی انتقالی در تحلیل دینامیکی است.

۳-۳-۳ سختی قطعات بتن آرمه

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

$$I_e = 0.5I_g$$

- در تیرها

$$I_e = I_g$$

- در ستون‌ها و دیوارها



در این روابط I_g ممان اینرسی مقطع کل عضو بدون در نظر گرفتن فولاد است. توجه شود مقادیر فوق تنها در محاسبه زمان تناوب اصلی ساختمان کاربرد دارد.

۳-۴-۳ ضریب اهمیت ساختمان، ۱

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

جدول ۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان

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

۳-۳-۵ ضریب رفتار ساختمان، R_u

۱-۵-۳-۳ ضریب رفتار ساختمان در برگیرنده خصوصیاتی مانند شکل‌پذیری، نامعینی و اضافه مقاومت موجود در سازه ساختمان است. این ضریب با توجه به نوع سیستم باربر ساختمان و تمهیداتی که برای شکل‌پذیر کردن آن به کاربرده شده است، با رعایت محدودیت‌های بندهای (۳-۳-۵-۲) تا (۳-۳-۵-۷) از جدول (۳-۴) تعیین می‌گردد. توجه شود که مقدار R_u نیروی برشی در رابطه (۳-۲) را در حد مقاومت به دست می‌دهد. H_m : حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان است که با سیستم باربر عنوان شده ساخته می‌شود. این ارتفاع از تراز پایه تعیین می‌گردد.

C_d : ضریب بزرگنمایی تغییر مکان جانبی سازه به علت رفتار غیرخطی آن است. به بند (۳-۳-۵) مراجعه شود.

Ω_0 : ضریب اضافه مقاومت سازه است که برای تعیین زلزله تشدید یافته مورد استفاده قرار می‌گیرد. به بند (۳-۳-۱۰) مراجعه شود.

جدول ۴-۳ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

H_m (متر)	C_d	Ω_0	R_u	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه
۵۰	۵	۲/۵	۵	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	الف- سیستم دیوارهای باربر
۵۰	۴	۲/۵	۴	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	
-	۳/۵	۲/۵	۳/۵	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]	
۱۵	۳	۲/۵	۳	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	
۱۵	۳/۵	۲	۴	۵- دیوارهای مشکل از قابهای سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمهای فولادی	
۱۵	۴	۳	۵/۵	۶- دیوارهای مشکل از قابهای سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی	
۱۰	۳	۲	۳	۷- دیوارهای بتن پاششی سه بعدی	
۵۰	۵	۲/۵	۶	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه [۲]	ب- سیستم قاب ساختمانی
۳۵	۴	۲/۵	۵	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	
-	۳	۲/۵	۴	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]	
۱۵	۲/۵	۲/۵	۳	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	
۵۰	۴	۲	۷	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	
۵۰	۵	۲/۵	۷	۶- مهاربندی کمانش قاب	
۱۵	۳/۵	۲	۳/۵	۷- مهاربندی همگرای فولادی معمولی	
۵۰	۵	۲	۵/۵	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی [۲]	پ- سیستم قاب خمشی
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه [۴]	
۳۵	۴/۵	۳	۵	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴]	
-	۲/۵	۳	۳	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی [۴] و [۱]	
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	
۵۰	۴	۳	۵	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	
-	۳	۳	۳/۵	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	
۲۰۰	۵/۵	۲/۵	۷/۵	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتونی) + دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی
۷۰	۵	۲/۵	۶/۵	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه ویژه	
۵۰	۴/۵	۲/۵	۶	۳- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط	
۵۰	۴/۵	۲/۵	۶	۴- قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط	



۲۰۰	۴	۲/۵	۷/۵	۵- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی و اگرای ویژه فولادی	ث- سیستم کنسولی
۷۰	۵	۲/۵	۶	۶- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی و اگرای ویژه فولادی	
۲۰۰	۵/۵	۲/۵	۷	۷- قاب خمشی فولادی ویژه + مهاربندی همگرای ویژه فولادی	
۷۰	۵	۲/۵	۶	۸- قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربندی همگرای ویژه فولادی	
۱۰	۲	۱/۵	۲	۱- سازه های فولادی یا بتن آرمه ویژه	

یادداشت های مربوط به جدول (۴-۳)

[۱] استفاده از این سیستم برای ساختمان های «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» در تمام مناطق لرزه خیزی و برای ساختمان های «با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه خیزی ۱ و ۲ مجاز نیست. ارتفاع حداقل این سیستم برای ساختمان های «با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه خیزی ۳ و ۴ به ۱۵ متر محدود می گردد.

[۲] ارتفاع مجاز در سیستم قاب ساختمانی با دیوار برشی بتن آرمه ویژه، با مهاربندهای و اگرای ویژه یا با مهاربندهای همگرای ویژه، در صورتی که شرایط زیر موجود باشد، می تواند از ۵۰ متر به ۷۵ متر افزایش یابد:

الف- زمین ساختگاه از نوع I، II یا III جدول (۴-۲) باشد.

ب- ساختمان دارای نامنظمی در پلان از نوع شدید پیچشی نباشد.

پ- ساختمان در هر امتداد اصلی دارای سیستم مقاوم جانبی در دو طرف مرکز جرم باشد.

[۳] در سیستم های قاب ساختمانی با مهاربندی های و اگرای ویژه فولادی، چنانچه در تیرهای پیوند رفتار برشی حاکم باشد، ضریب رفتار برابر با ۷ و چنانچه رفتار خمی حاکم باشد، این ضریب باید برابر ۶ در نظر گرفته شود.

[۴] در این جدول قاب های خمی بتن آرمه با شکل پذیری کم، متوسط و زیاد عنوان شده در آیین نامه بتن ایران "آبا" با عناوین معمولی، متوسط و ویژه معرفی شده اند. ضمناً در این سازه ها فاصله خاموت ها از یکدیگر در ناحیه ویژه دو انتهای ستون ها، مطابق تعریف آبا، نباید بیش از ۱۵ سانتی متر در نظر گرفته شود.

۲-۵-۳-۳ ساخت ساختمان‌های با ارتفاع بیش از H_m در جدول (۴-۳) در کلیه مناطق کشور مجاز نیست. برای ساختمان‌های خاص که در آنها ارتفاعی بیشتر از این حدود مدنظر باشد، تأیید کمیته اجرایی این آیین‌نامه الزامی است.

۳-۵-۳-۳ در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد برای ساختمان‌های با اهمیت «خیلی زیاد» فقط باید از سیستم‌هایی که عنوان «ویژه» دارند، استفاده شود.

۴-۵-۳-۳ در ساختمان‌های با بیشتر از ۱۵ طبقه و یا بلندتر از ۵۰ متر، استفاده از سیستم قاب خمی ویژه و یا سیستم دوگانه، به استثناء موارد تصریح شده در یادداشت [۲] مربوط به جدول (۴-۳)، الزامی است. در این ساختمان‌ها نمی‌توان برای مقابله با تمام نیروی جانبی زلزله منحصرًا به دیوارهای برشی و یا قابهای مهاربندی شده اکتفا نمود.

۵-۵-۳-۳ استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون به عنوان سیستم قاب خمی منحصرًا در ساختمان‌های سه طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متر مجاز می‌باشد. در صورت تجاوز از این حد، تنها در صورتی استفاده از این سیستم سازه مجاز است که مقابله با نیروی جانبی زلزله توسط دیوارهای برشی و یا قابهای مهاربندی شده تأمین گردد.

۶-۵-۳-۳ در ساختمان‌های بتن‌آرمه که در آنها از سیستم تیرچه و بلوک برای پوشش سقف‌ها استفاده می‌گردد و ارتفاع تیرها برابر ضخامت سقف در نظر گرفته می‌شود، در صورتی که ارتفاع تیرها کمتر از ۳۰ سانتی‌متر باشد، سیستم سقف به منزله دال تخت محسوب شده و ساختمان مشمول بند (۵-۳-۳) می‌شود.

۷-۵-۳-۳ قابهای فولادی دارای اتصالات خورجینی ساده بر طبق نشریه شماره ۳۲۴ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی همراه با دیوار برشی یا مهاربندی، در گروه سیستم قاب ساختمانی ساده قرار می‌گیرند. قابهای فولادی دارای اتصالات خورجینی گیردار بر طبق ضوابط آن نشریه، قاب خمی فولادی متوسط محسوب می‌شوند. حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان‌هایی که در آنها تنها از قابهای خمی با این نوع اتصالات استفاده می‌شود به ۳۰ متر تقلیل می‌یابد.

۸-۵-۳-۳ ترکیب سیستم‌ها در پلان در ساختمان‌هایی که از دو سیستم سازه‌ای مختلف برای تحمل بار جانبی، در دو امتداد



در پلان استفاده شده باشد، برای هر سیستم باید ضریب رفتار و ضرایب C_d و Ω_0 مربوط به آن سیستم در نظر گرفته شود.

تنها در مواردی که در یک امتداد از سیستم دیوارهای باربر استفاده شده باشد، مقدار ضریب رفتار در امتداد دیگر نباید بیشتر از مقدار آن در امتداد سیستم دیوارهای باربر اختیار گردد.

۳-۳-۵-۹ ترکیب سیستم ها در ارتفاع

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

۳-۳-۵-۱-۹ حالت کلی

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

ب- در ساختمان هایی 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 هردو قسمت مورد استفاده قرار گیرد.

پ- در ساختمان هایی 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 می گیرد. ولی حالت نیروهای عکس العمل ناشی از تحلیل قسمت فوقانی نیز که در نسبت R_u/p قسمت فوقانی به R_u/p قسمت تحتانی ضرب شده اند، باید به مدل سازه قسمت تحتانی اضافه شود. این نسبت در هر حال نباید کوچک تر از ۱/۰ باشد.

۳-۳-۵-۲-۹ حالت خاص

در ساختمان هایی که سختی جانبی قسمت فوقانی به طور قابل ملاحظه ای کمتر از سختی جانبی قسمت تحتانی بوده و شرایط زیر موجود باشد:

الف) سختی جانبی متوسط طبقات تحتانی حداقل ده برابر سختی متوسط طبقات

فوقانی باشد.

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

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

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

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

۳-۳-۶ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان
نیروی برشی پایه V_u ، که طبق بند (۱-۳-۳) محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد:

$$F_{u_i} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u \quad (6-3)$$

در این رابطه:

F_{ui} : نیروی جانبی در تراز طبقه i

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

h_i : ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه

n : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا



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

$$K=0.5T+0.75 \quad 0.5 \leq T \leq 2.5 \text{ Sec} \quad (7-3)$$

مقدار K برای مقادیر T کوچکتر از $5/0$ ثانیه و بزرگتر از $2/5$ ثانیه باید به ترتیب برابر با $1/0$ و $2/0$ در نظر گرفته شود.

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

۷-۳-۳ توزیع نیروی برشی زلزله در پلان ساختمان

۱-۷-۳-۳ نیروی برشی زلزله، که بر اساس توزیع نیروها در بند (۶-۳-۳) در طبقات ساختمان ایجاد می شود، به همراه نیروی برشی ناشی از پیچش ایجاد شده به علت برونق از مرکز بودن این نیروها در طبقات باید، طبق بند (۲-۷-۳-۳)، در هر طبقه بین عناصر مختلف سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی به تناسب سختی آنها توزیع گردد. در صورت صلب نبودن کف طبقات، در توزیع این برشها باید اثر تغییر شکل های ایجاد شده در کفها نیز منظور شود.

۲-۷-۳-۳ لنگر پیچشی ایجاد شده در طبقه a ، در اثر نیروهای جانبی زلزله، از رابطه زیر به دست می آید:

$$M_{ui} = \sum_{j=i}^n (e_{jj} + e_{aj}) F_{uj} \quad (8-3)$$

در این رابطه:

e_{jj} : برونق مرکزی نیروی جانبی طبقه j نسبت به مرکز سختی طبقه a ، فاصله افقی مرکز جرم طبقه j و مرکز سختی طبقه a

e_{aj} : برونق مرکزی اتفاقی طبقه j ، موضوع بند (۳-۷-۳-۳)

F_{uj} : نیروی جانبی در تراز طبقه j

۳-۷-۳-۳ برونو مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه، e_{aj} ، به منظور به حساب آوردن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مؤلفه پیچشی زلزله از سوی دیگر، در نظر گرفته می‌شود. این برونو مرکزی باید در هر دو جهت و حداقل برابر با ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی جانبی اختیار شود. در مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی پیچشی موضوع بند (۱-۷-۱-ب) می‌شود، برونو مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگ‌نمایی A_j ، طبق رابطه زیر، ضرب شود.

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

در این رابطه:

Δ_{\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.

۴-۷-۳-۳ در ساختمان‌های تا ۵ طبقه و یا کوتاهتر از هجده متر در مواردی که برونو مرکزی نیروی جانبی طبقه در طبقات بالاتر از هر طبقه کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروی جانبی باشد، برای محاسبات لنگر پیچشی نیازی به درنظر گرفتن برونو مرکزی اتفاقی در طبقات نیست.

۸-۳-۳ محاسبه ساختمان در برابر واژگونی

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



۹-۳-۳ نیروی قائم ناشی از زلزله

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

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

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

پ-تیرهایی که بار قائم متتمرکز قابل توجهی در مقایسه با سایر بارهای منتقل شده به تیر را تحمل می‌کنند، همراه با ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها. در صورتی که بار متتمرکز حداقل برابر با نصف مجموع بار واردہ به تیر باشد، آن بار قابل توجه تلقی می‌شود.

ت-بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌هایی که به صورت طره ساخته می‌شوند.

۲-۹-۳-۳ مقدار نیروی قائم از رابطه $(10-3)$ محاسبه می‌شود. در مورد بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌ها، این نیرو باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین و بدون منظور نمودن اثر کاهنده بارهای ثقلی در نظر گرفته شود.

$$F_{Vu} = 0.6 A_l W_p \quad (10-3)$$

در این رابطه:

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

۳-۹-۳-۳ نیروهای قائم و افقی زلزله باید همزمان با بارهای مرده و زنده ترکیب شده و در طراحی اعضای سازه به کار رود. در این ترکیب ضوابط بند $(3-1-4)$ باید رعایت شود و سازه باید برای بیشینه اثر این ترکیبات طراحی گردد.

۱۰-۳ ضریب اضافه مقاومت، Ω_0

این ضریب، در مواردی که براساس ضوابط آیین نامه‌های طراحی، عضوی از سازه باید برای نیروی زلزله تشدید یافته طراحی شود، به کار برده می‌شود. در این اعضا، اثرهای ناشی از

بار جانبی زلزله باید در ضریب Ω_0 ضرب گردند. مقدار Ω_0 در سازه‌های با سیستم‌های باربری مختلف در جدول (۴-۳) ارائه شده است. این آثار در هر حال لزومی ندارد بیشتر از حد اکثر آنچه اعضای متصل به عضوی توانند به آن منتقل نمایند، در نظر گرفته شود. در این موارد تغییرات لازم در تنש‌های مجاز و یا ضرایب بار نهایی در ترکیبات مختلف بارگذاری باید براساس ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی صورت گیرد.

۱۱-۳-۳ 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 اثراها 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.

۴-۳ روش‌های تحلیل دینامیکی خطی

روش‌های تحلیل دینامیکی خطی شامل روش‌های "تحلیل طیفی" و "تحلیل تاریخچه زمانی" اند و در کاربرد آنها باید ضوابط بندهای (۱-۴-۳) و (۲-۴-۳) رعایت شوند. کلیه پارامترهای مربوط به حرکت زمین نظیر جرم، نسبت شتاب مبنای وغیره در این روش‌ها همان مقادیر عنوان شده در تحلیل استاتیکی معادل اند.

در این روش‌ها رعایت ضوابط مربوط به موضوعات زیر که در روش استاتیکی معادل عنوان شده است، نیز الزامی است:

- ضریب نامعینی سازه β ، موضوع بند (۲-۳-۳)
- محاسبه ساختمان‌ها در برابر واژگونی موضوع بند (۸-۳-۳)
- نیروی قائم زلزله موضوع بند (۹-۳-۳)
- ضریب اضافه مقاومت Ω_0 موضوع بند (۱۰-۳-۳)



- اثرهای اندرکنش خاک و سازه موضوع بند (۱۱-۳-۳)

۱-۴-۳ روش تحلیل طیفی

۱-۴-۳ در این روش، ابتدا تحلیل مقادیر ویژه بر روی مدل سازه که بر اساس رفتار خطی تهیه شده است، انجام شده و مشخصات مدهای طبیعی نوسان آن تعیین می‌گردد. سپس حداکثر بازتاب در هر مد با توجه به زمان تناوب آن مد از طیف طرح بهدست آورده شده و با ترکیب آماری آنها بازتاب کلی سازه تعیین می‌گردد. در این روش تحلیل، الزامات بندهای (۲-۱-۴-۳) تا (۶-۱-۴-۳) باید رعایت شود.

۲-۱-۴-۳ 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.

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 شناخته شده، 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.

۴-۱-۴-۳ اصلاح مقادیر بازتاب‌ها

در مواردی که برش پایه بهدست آمده از روش تحلیل طیفی کمتر از برش پایه تحلیل استاتیکی معادل، رابطه (۱-۳) 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 (۱-۳) 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 به دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند. ولی در سازه‌های نامنظمی که نامنظمی آنها مشمول موارد فوق الذکر باشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش به دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

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

۳-۴-۵ اثر پیچش

در روش تحلیل طیفی باید اثر پیچش و پیچش اتفاقی را مشابه ضابطه بند (۷-۳-۳) 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 برونو مرکزی اتفاقی منظور نمود.

۳-۴-۶ 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 به دست آمده 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 به دست آمده از تحلیل طیفی و یا از توزیع برش روش تحلیل استاتیکی معادل، بند (۳-۳-۶) استفاده نمود.

۳-۴-۲ روش تحلیل تاریخچه زمانی

۳-۴-۱ در این روش، تحلیل دینامیکی سازه با اثر دادن شتاب زمین به صورت تابعی از زمان، در تراز پایه و محاسبات پاسخ مدل ریاضی ساختمان با فرض رفتار خطی انجام می‌شود. در این تحلیل نسبت میرایی را می‌توان ۵ درصد منظور کرد، مگر آنکه بتوان نشان داد مقدار دیگری برای سازه مناسب‌تر است. شتاب زمین براساس شتاب‌نگاشتهایی که با شرایط یاد شده در بند (۳-۵-۲) تهیه شده‌اند، تعیین می‌شود.



هر زوج شتابنگاشت عنوان شده در آن بند هم زمان در دو جهت عمود بر یکدیگر، در امتدادهای اصلی سازه، به آن اثر داده می شوند و بازتاب های سازه به صورت تابعی از زمان تعیین می گردند. بازتاب نهایی سازه برابر با حداکثر بازتاب های به دست آمده از تحلیل با سه زوج شتابنگاشت مورد نظر می باشد.

در این روش تحلیل، می توان به جای سه زوج شتابنگاشت عنوان شده در بند (۳-۵-۲) هفت زوج شتابنگاشت با مشخصات عنوان شده در آن بند را به کار گرفت و مقدار متوسط بیشینه بازتاب های به دست آمده از آنها را بازتاب نهایی تلقی کرد.

۲-۴-۳ اصلاح مقادیر بازتاب ها

پس از انجام تحلیل برای زوج شتابنگاشت i ، مقدار حداکثر برش پایه V_i ، تلاش اعضاء Q_{Ei} ، و جابجایی نسبی طبقات Δ_i در هر طبقه تعیین خواهد شد. در صورتی که مقدار حداکثر برش پایه حاصل از تحلیل V_i ، کمتر از مقدار برش پایه استاتیکی معادل V_u باشد، تلاش های اعضاء Q_{Ei} و جابجایی نسبی طبقات Δ_i باید مجدداً در نسبت $\frac{V_u}{V_i}$ نیز ضرب شوند.

اگر سه زوج شتابنگاشت برای تحلیل مورد استفاده قرار گیرد، تلاش طراحی اعضاء و جابجایی نسبی طراحی طبقات باید برابر با ماکریزم مقادیر Q_{Ei} و Δ_i حاصل از تحلیلها در نظر گرفته شوند.

اگر از حداقل ۷ شتابنگاشت برای تحلیل استفاده شود، تلاش طراحی اعضاء و جابجایی نسبی طراحی طبقات را می توان به ترتیب برابر با مقدار متوسط مقادیر Q_{Ei} و Δ_i حاصل از تحلیلها در نظر گرفت.

۳-۲-۴-۳ در این تحلیل باید برای اثر پیچش ضابطه بند (۱-۴-۳)، و برای سیستم های دوگانه و یا ترکیبی ضابطه بند (۶-۱-۴-۳) مناسب با روش تحلیل تاریخچه زمانی رعایت گردد.

۳-۵ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

۱-۵-۳ تغییر مکان جانبی نسبی واقعی هر طبقه، که اختلاف بین تغییر مکان های جانبی واقعی مراکز جرم کف های 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:

$$\Delta_M = c_d \cdot \Delta_{eu} \quad (11-3)$$

در این رابطه:

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

c_d = ضریب بزرگنمایی مطابق جدول (۴-۳)

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

در مواردی که روش طراحی تنش مجاز است، تغییر مکان جانبی نسبی به دست آمده از آن روش باید در ضریب $1/4$ ضرب شود و سپس با مقدار مجاز Δ_a در بند (۲-۵-۳) مقایسه شود.

۲-۵-۳ 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.

$$\Delta_a = 0.025h$$

- در ساختمان‌های تا ۵ طبقه

$$\Delta_a = 0.020h$$

- در سایر ساختمان‌ها

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 (۱-۳-۳-۳) تعیین کرد. ولی در ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد محدودیت آن بند در مورد زمان تناوب اصلی باید رعایت شود. در هر حال، رعایت رابطه (۳-۳) از بند (۱-۳-۳) در خصوص حداقل برش پایه در محاسبات تغییر مکان نسبی ضروری است.

۴-۵-۳ 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



کف ها، باید تفاوت بین تغییر مکان های جانبی کف های بالا و پایین آن طبقه در امتداد محور های کناری ساختمان مد نظر قرار گیرد.

۳-۵-۵ در سازه های بتن آرمه در تعیین تغییر مکان جانبی نسبی طرح، ممان اینرسی مقطع ترک خورده قطعات را می توان، مطابق توصیه آیین نامه بتن ایران «آبآ» برای تیرها $g/0.35$ ، برای ستون ها $g/0.7$ ، و برای دیوارها $g/0.35$ یا $g/0.7$ نسبت به میزان ترک خوردنگی آنها، منظور کرد. برای زلزله بهره برداری مقادیر این ممان اینرسی ها را می توان تا $1/5$ برابر افزایش داد و از اثر $P-\Delta$ نیز صرف نظر کرد.

۳-۵-۶ در ساختمان های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه و یا در ساختمان های بیشتر از هشت طبقه، عرض درز انقطاع بین ساختمان و ساختمان مجاور باید با استفاده از تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در طبقه (با درنظر گرفتن اثر $P-\Delta$) تعیین شود. برای این منظور پس از محاسبه این تغییر مکان برای هر دو ساختمان می توان 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 70% مقدار تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در آن طبقه ساختمان درنظر گرفته شود.

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

$P-\Delta$ اثر ۶-۳

در کلیه سازه ها تأثیر بار محوری در عناصر قائم بر روی تغییر مکان های جانبی آنها، برش ها و لنگرهای خمی موجود در اعضا و نیز تغییر مکان های جانبی طبقات را افزایش می دهد. این افزایش به اثر ثانویه و یا اثر $P-\Delta$ معروف است. این اثر در مواردی که شاخص پایداری θ_i در رابطه $(3-11)$ ، کمتر از ده درصد باشد ناچیز بوده و می تواند نادیده گرفته شود. ولی اگر θ_i بیشتر از ده درصد باشد، این اثر باید در محاسبات منظور گردد.

$$\theta_i = \left[\frac{P_u \Delta_{eu}}{V_u h} \right]_i \quad (12-3)$$

در این رابطه:

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

شاخص پایداری θ_i در سازه‌ها نباید از θ_{max} در رابطه (۱۲-۳) بیشتر باشد. در این موارد احتمال ناپایداری سازه موجود است و باید در طراحی آن تجدید نظر شود.

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

برای منظور کردن اثر Δ در طراحی سازه‌ها یا می‌توان این اثر را همراه با سایر عوامل در تحلیل سازه‌ها منظور کرد و نیروهای داخلی اعضاء را به دست آورد و یا می‌توان از روش‌های تقریبی عنوان شده در آیین نامه‌های طراحی استفاده نمود. همچنین می‌توان روش تقریبی ارائه شده در پیوست (۳) را مورد استفاده قرار داد. در کلیه موارد، تغییر مکان‌های جانبی طبقات که در محاسبات نیروهای داخلی به کار برده می‌شوند باید تغییر مکان‌های جانبی نسبی افزایش یافته طبقات، $\bar{\Delta}_{ei}$ باشند.

تغییر مکان افزایش یافته جانبی نسبی طبقه با منظور کردن اثر Δ ، را می‌توان از رابطه (۱۴-۳) محاسبه کرد:

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

۷-۳ مشخصات سازه از تراز پایه تا روی شالوده

در سازه‌هایی که تراز پایه بالاتر از تراز روی شالوده منظور شده باشد، سختی و مقاومت جانبی طبقات پایین‌تر از تراز پایه نباید از سختی و مقاومت جانبی طبقه روی تراز پایه کمتر باشد.



در این سازه‌ها ضروری است ضوابط بند (۳-۹) در خصوص مقاومت اعضا‌ی که در زیر تراز پایه قرار دارند و تحمل کننده بار اعضای باربر جانبی هستند که تا روی شالوده ادامه پیدا نمی‌کنند، نیز رعایت شود.

۸-۳ دیافراگم‌ها و جمع کننده‌ها

دیافراگم‌ها که معمولاً کف‌های سازه‌ای تحمل کننده بارهای ثقلی در ساختمان‌ها هستند، در هنگام وقوع زلزله وظیفه انتقال نیروهای ایجاد شده در کف‌ها را به عناصر قائم باربر جانبی بر عهده دارند. این دیافراگم‌ها باید در برابر تغییرشکل‌های افقی که در آنها ایجاد می‌شود، مقاومت و سختی کافی را دارا باشند.

۸-۱ در تحلیل سازه ساختمان اثر صلبیت دیافراگم‌ها باید به طور مناسب در نظر گرفته شود. به طور کلی دیافراگم‌ها به سه دسته نرم، نیمه صلب و صلب تقسیم می‌شوند.

الف- در دیافراگم‌هایی که حداقل تغییر شکل افقی ایجاد شده در آنها تحت اثر نیروی جانبی زلزله، بند (۳-۳-۶)، بیش از دو برابر تغییر مکان نسبی متوسط طبقه باشد، دیافراگم نرم تلقی می‌شود. دیافراگم‌های از نوع چوبی یا ورق‌های فلزی تقویت‌نشده بدون پوشش بتن در سازه‌های دارای سیستم جانبی با دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده ممکن است در این دسته قرار گیرند.

در سازه‌های دارای دیافراگم‌های نرم نیازی به در نظر گرفتن اثر لنگرهای پیچشی در ساختمان بر طبق بندۀای (۳-۳-۷-۲) و (۳-۳-۷-۲) نبوده و توزیع نیروی برشی زلزله بین اجزای قائم مقاوم در برابر زلزله بر اساس موقعیت و جرم سهمیه این اجزا انجام می‌شود.

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

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

۲-۸-۳ درسازه‌های دارای دیافراگم‌های صلب و نیمه‌صلب در نظر گرفتن اثر لنگرهای پیچشی در ساختمان بر طبق بندۀای (۲-۳-۳) و (۳-۷-۳-۳) الزامی است.

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

$$F_{p_{ui}} = \left(\frac{\sum_{j=1}^n F_{uj}}{\sum_{j=1}^n W_j} \right) W_i \quad (15-3)$$

در این رابطه:

F_{pui} : نیروی جانبی وارد به دیافراگم در تراز A
 W_i : وزن دیافراگم و اجزای متصل به آن در تراز A ، شامل قسمتی از بار زنده مطابق ضابطه بند (۱-۱-۳-۳)

F_{uj} و W_j : به ترتیب، نیروهای وارد به طبقه و وزن طبقه مطابق تعاریف بند (۶-۳-۳)
 در رابطه فوق، حداقل مقدار F_{pui} برابر با AIW_i است و حداکثر آن لازم نیست بیشتر از AIW_i در نظر گرفته شود.

۴-۸-۳ در مواردی که دیافراگم علاوه بر نیروی زلزله طبقه، نیروی جانبی اعضای قائمی را که در قسمت بالا و پایین دیافراگم بر روی یکدیگر واقع نشده‌اند، به یکدیگر منتقل می‌نماید، مقدار این نیروها نیز باید به نیروی به دست آمده از رابطه (۱۵-۳) اضافه شود. در این موارد اثر ضریب نامعینی ρ سازه باید طبق ضوابط بند (۲-۳-۳) برای محاسبه مقادیر این بخش از نیروها نیز در محاسبات منظور شود.

۵-۸-۳ تلاش‌های داخلی و نیز تغییرشکل‌های ایجاد شده در دیافراگم‌ها باید با استفاده از روش‌های شناخته‌شده تحلیل سازه‌ها تعیین گردد. در دیافراگم‌های متعارف که دارای پلان نسبتاً منظمی بوده و قادر بازشوهای بزرگ و نزدیک به هم باشند، این تلاش‌ها و تغییرشکل‌ها را می‌توان با فرض عملکرد دیافراگم به صورت تیر تیغه‌ای که بر روی تکیه‌گاه‌های ارتجاعی قرار گرفته است، تعیین نمود. کنترل مقاومت دیافراگم‌های



بتن آرمه براساس ضوابط آیین نامه بتن ایران «آبا» و دیافراگم های ساخته شده از مصالح دیگر براساس ضوابط آیین نامه های مربوط تعیین می گردد.

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

۷-۸-۳ در کلیه سازه های 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 (۲-۷-۱) در پهنه های با خطر نسبی متوسط و بالاتر، نیروی طراحی اتصالات دیافراگم به اجزای قائم اجزای جمع کننده باید به میزان ۲۵٪ افزایش یابد.

۹-۳ افزایش بار جانبی در اعضای خاص

در مواردی که سازه دارای نامنظمی در پلان از نوع "نامنظمی خارج از صفحه" یا نامنظمی در ارتفاع از نوع "نامنظمی در سختی جانبی" می باشد و دیوار یا ستون تا روی شالوده ادامه پیدا نمی کند، ستون ها، تیرها، خرپاها و یا کفهایی که این اعضا را تحمل می کنند، باید برای بارهای محوری اعضا ادامه نیافته تحت اثر زلزله تشديدي يافته ($\Omega_0 E$) طراحی شوند. اتصالات اعضا ادامه نیافته به سازه نگهدارنده باید قادر به تحمل بارهایی که این اعضا باید منتقل نمایند، باشند.

۱۰-۳ طراحی اجزای سازه های که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند در ساختمان های بلندتر از ۵ طبقه تمام اجزای سازه های که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند ولی از طریق دیافراگم های کفها با سیستم باربر جانبی مرتبط هستند، باید برای اثر ناشی از تغییر مکان جانبی نسبی غیر خطی طرح طبقه، بند (۳-۵-۳)، طراحی شوند. در این محاسبات، در صورت نیاز، اثر $P - \Delta$ باید منظور گردد.

۱۱-۳ کنترل سازه برای بار زلزله سطح بهره برداری

۱-۱۱-۳ ساختمان های «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» و یا بلندتر از ۵۰ متر و یا بیشتر از ۱۵ طبقه باید برای زلزله سطح بهره برداری کنترل شوند، به طوری که، مطابق تعریف

بند (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 تنש‌های ایجاد شده در اعضا از حد رفتار ارجاعی اعضا تجاوز ننماید. برای کنترل این موضوع در طراحی به روش تنش مجاز، تنش‌های ایجاد شده در اعضا باید از $1/7$ برابر مقادیر تنش مجاز عادی تجاوز نماید. در این حالت باید افزایش مجدد 33% در تنش‌های مجاز صورت گیرد. در طراحی به روش حدی تلاش‌های ایجاد شده در اعضا باید از مقاومت نهایی اسمی اعضا، بدون اعمال ضرایب کاهش مقاومت، تجاوز نماید.

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

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

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، باید از 0.005 ارتفاع آن طبقه بیشتر باشد. این محدودیت را در مواردی که نوع و نحوه به کارگیری مصالح و سیستم اتصال قطعات غیر سازه‌ای به گونه‌ای باشد که این قطعات بتوانند در برابر تغییر مکان جانبی بیشتر، بدون خسارات عمده، بر جا بمانند می‌توان تا 0.008 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 (۳-۳-۱) را دارند.



۱۲-۳ ترکیب نیروی زلزله با سایر بارها

نیروهای زلزله که بر اساس ضوابط بندهای مختلف این فصل محاسبه می‌شوند، باید بر طبق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان با سایر بارهای وارد بر ساختمان، ترکیب شوند.

۱-۱۲-۳ در صورتی که طراحی سازه به روش تنش مجاز انجام شود، در ترکیب بارهای زلزله طرح با سایر بارها، بارهای جانبی و قائم زلزله باید مطابق بند (۱-۳-۳) بر ضریب $1/4$ تقسیم شوند.

در حالتی که بر طبق آیین‌نامه طراحی، نیروی زلزله باید با در نظر گرفتن اثر اضافه مقاومت در کنترل اجزای سازه مورد استفاده قرار گیرد، بار جانبی زلزله طرح باید پس از ضرب در $0/7$ در ضریب اضافه مقاومت ضرب شده و در ترکیب بارها لحاظ شود ولی نیازی به در نظر گرفتن ضریب اضافه مقاومت در مؤلفه قائم زلزله نمی‌باشد.

۲-۱۲-۳ در صورتی که طراحی سازه بر اساس مقاومت انجام شود، در ترکیب بارهای زلزله طرح با سایر بارها، بارهای جانبی و قائم زلزله باید با ضریب بار $1/0$ در نظر گرفته شوند.

در حالتی که بر طبق آیین‌نامه طراحی، نیروی زلزله باید با در نظر گرفتن اثر اضافه مقاومت در کنترل اجزای سازه مورد استفاده قرار گیرد، بار جانبی زلزله طرح باید در ضریب اضافه مقاومت ضرب شده و در ترکیب بارها لحاظ شود و نیازی به در نظر گرفتن ضریب اضافه مقاومت در مؤلفه قائم زلزله نمی‌باشد.

در طراحی سازه‌های بتنی که بر اساس آیین‌نامه بتن ایران "آبا" طراحی می‌شوند، مقدادیر بار زلزله باید در ضریب $0/85$ ضرب شده و در ترکیبات بار مورد استفاده قرار گیرد.

۱۳-۳ روش ساده‌شده تحلیل و طراحی

۱-۱۳-۳ تحلیل و طراحی سازه برخی از ساختمان‌ها در برابر زلزله را می‌توان با استفاده از روش ساده شده انجام داد. موارد کاربرد این روش و جزئیات آن در بندهای زیر توضیح داده شده است. در کاربرد این روش لازم است الزامات ژئوتکنیکی فصل ششم، معماری، پیکربندی سازه‌ای و ضوابط کلی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله به شرح مندرج در بندهای (۱-۳)، (۱-۴) و (۱-۵) این استاندارد نیز مورد توجه قرار گیرد.

۲-۱۳-۳ روش ساده شده تحلیل را تنها در مورد ساختمان‌هایی که تمام شرایط زیر را دارا باشند، می‌توان به کار برد.

الف- ساختمان دارای کاربری مسکونی، اداری یا تجاری بوده و بر روی زمین‌های نوع I، II یا III واقع شده باشد.

ب- ارتفاع ساختمان از ۳ طبقه از تراز پایه بیشتر نباشد و نسبت طول به عرض آن در پلان از سه تجاوز ننماید.

پ- سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی یکی از سیستم‌های مندرج در ردیف‌های الف یا ب جدول (۳-۵) این استاندارد باشد. در این ساختمان‌ها تغییر سیستم سازه‌ای در ارتفاع بالاتر از تراز پایه نباید وجود داشته باشد.

ت- دیافراگم‌های سازه از نوع دال بتنی یکطرفه یا دو طرفه و یا تیرچه‌های فولادی یا بتنی به همراه دال بتنی باشد و مجموع سطوح بازشو در هر دیافراگم از ۲۰٪ سطح کل دیافراگم تجاوز نکند. با مساحت مسأله از این شرط مستثنی بوده و می‌تواند از نوع سبک یا شیبدار هم باشد.

ث- سیستم باربر جانبی یعنی دیوارهای برشی و یا دهانه‌های مهاربندی شده در هر امتداد ساختمان، حداقل در دو محور قرار گرفته باشد و هر یک از این محورها در یک طرف مرکز جرم ساختمان باشد. ضمناً امتداد محورهای مذکور با محورهای متعامد اصلی ساختمان بیشتر از 15° زاویه نداشته باشد.

ج- در هر طبقه فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان از ۲۰٪ بعد ساختمان در آن امتداد بیشتر نباشد.

چ- ساختمان در پلان شرایط نامنظمی خارج از صفحه سیستم باربر جانبی، موضوع بند (۱-۷-۱-ت) و در ارتفاع نامنظمی هندسی، جرمی و سیستم باربر جانبی موضوع بندهای (۱-۷-۱-الف، ب و پ) را دارا نباشد.

۳-۱۳-۳ در روش ساده شده تحلیل، نیروی جانبی ناشی از زلزله محاسبه شده و با اعمال آن به صورت استاتیکی معادل در هر امتداد ساختمان، مدل سازه با فرض رفتار خطی تحلیل می‌شود. تلاش‌های حاصل در اعضا پس از ترکیب با نیروهای حاصل از سایر بارهای، بر طبق آییننامه‌های طراحی کنترل می‌گردد.



۱-۳-۱۳-۳ نیروی برش پایه

نیروی برشی پایه از رابطه (۱-۳) محاسبه می شود، با این تفاوت که در این روش C ، ضریب زلزله، از رابطه (۱۷-۳) به دست می آید،

$$C = \frac{ABIF}{R_u} \quad (17-3)$$

- A و R_u ضرایب تعریف شده در بند (۱-۳-۳) می باشند.
- B: ضریب بازتاب ساختمان است که در روش ساده شده برابر $B=S+1$ در نظر گرفته می شود. ضریب S با توجه به نوع زمین و پهنه بندی خطر زلزله با استفاده از جدول (۲-۲) تعیین می شود.
- F: ضریبی است که برای ساختمان های ۱ الی ۳ طبقه به ترتیب برابر ۱، ۱/۱ و ۱/۲ در نظر گرفته می شود.

۲-۳-۱۳-۳ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برش پایه که طبق بند فوق محاسبه شده است، مطابق رابطه (۱۸-۳) در ارتفاع ساختمان توزیع می گردد.

$$F_i = \frac{W_i}{W} V_u \quad (18-3)$$

در این رابطه W_i بخشی از وزن مؤثر لردهای ساختمان است که به تراز طبقه i نسبت داده شده است.

۳-۳-۱۳-۳ توزیع نیروی برشی زلزله در پلان ساختمان

با توجه به صلب بودن دیافراگم ها، نیروهای جانبی محاسبه شده طبق بند (۲-۳-۱۳-۳) در ترازهای مختلف در محل مرکز جرم طبقه به ساختمان اعمال شده و سازه تحلیل می شود. در این حالت نیروی برشی ایجاد شده در طبقات به همراه اثر ناشی از پیچش ایجاد شده به علت برون مرکزی مراکز جرم و سختی، در هر طبقه به تناسب سختی بین عناصر مختلف سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی توزیع می گردد.

در مورد بام ساختمان هایی که از نوع سبک یا شیبدار می باشند، نیروی جانبی باید با توجه به توزیع جرم در سقف به سازه اعمال شود و توزیع آن بین عناصر مختلف سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی با توجه به صلبیت نسبی دیافراگم انجام شود.

۴-۱۳-۳ کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقات در روش ساده شده تحلیل ضروری نیست. چنانچه محاسبه این تغییرمکان به منظور کنترل اجزای غیرسازه‌ای، تعیین درز انقطاع و یا استفاده‌های محاسباتی دیگر نیاز باشد، مقدار تغییرمکان جانبی غیر خطی طرح را می‌توان ۰/۰۱ ارتفاع در نظر گرفت. البته در صورت استفاده از ضوابط بند (۵-۳)، می‌توان مقدار محاسباتی را برای منظور فوق در نظر گرفت.

۵-۱۳-۳ در مواردی که استفاده از ضریب اضافه مقاومت برای کنترل اجزایی از سازه بر طبق ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی ضروری باشد، و یا سازه مشمول بند (۹-۳) این استاندارد باشد، این ضریب در روش ساده شده برابر ۲/۵ فرض می‌شود.

۶-۱۳-۳ در روش ساده شده، تحلیل سازه با فرض تکیه‌گاه صلب صورت می‌پذیرد. شالوده ساختمان در این روش باید به گونه‌ای طراحی شود که ضریب اطمینان در مقابل واژگونی، یعنی نسبت لنگر مقاوم به لنگر واژگونی حاصل از نیروهای جانبی، حداقل برابر یک باشد.

۷-۱۳-۳ در روش ساده شده، اثر نیروی قائم ناشی از زلزله بر سازه باید بر اساس ضوابط بند (۹-۳-۳) این استاندارد در طراحی سازه و اجزای آن در نظر گرفته شود.

فصل چهارم

ضوابط طراحی لرزهای اجزای غیرسازهای

۱-۴ کلیات

۱-۱-۴ تعریف

اجزای غیرسازهای در ساختمان‌ها به اجزایی اطلاق می‌شود که به سازه اصلی متکی‌اند ولی در تحمل بار جانبی زلزله به آن کمک نمی‌کنند. اجزای معماری مانند دیوارها، نماها و سقف‌های کاذب و نیز تأسیسات مکانیکی و برقی همراه با نگهدارنده‌ها و ادوات اتصال آنها جزو این گروه محسوب می‌شوند.

۱-۲ محدوده کاربرد

ضوابط این فصل کلیه ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد، زیاد و ساختمان‌های با اهمیت متوسط با تعداد طبقات هشت و بیشتر، بجز موارد عنوان شده در زیر، را شامل می‌شود:

الف- اجزای غیرسازهای با وزن بیشتر از ۲۵ درصد وزن مؤثر لرزهای کل سازه (وزن اجزای غیرسازهای و سازه نگهدارنده). این اجزاء در گروه سازه‌های غیرساختمانی قرار می‌گیرند و مشمول ضوابط فصل پنجم آیین‌نامه می‌گردند.

ب- اجزای مکانیکی و برقی با شرایط زیر:

- جزء در گروه اهمیت جزء $I_P = 1/0$ موضوع بند (۳-۱-۴)، قرار داشته باشد
- اتصالات بین جزء و ملحقات آن انعطاف‌پذیر باشد.

- وزن جزء کمتر از ۱۰ کیلوگرم، و یا در مورد خطوط تأسیساتی، وزن آن کمتر از ۱۰ کیلوگرم بر متر باشد. اگر ارتفاع جزء در کف طبقه استقرار کمتر از ۱/۲ متر باشد وزن آن می‌تواند تا ۲۰۰ کیلوگرم افزایش داشته باشد.

تبصره : دیوارهای داخلی در ساختمان‌های با تعداد طبقات کمتر از هشت، مشمول ضوابط فصل هفتم آیین‌نامه می‌گردند.

۴-۱-۳ ضریب اهمیت جزء

اجزای غیرسازهای برحسب میزان آسیب‌رسانی ناشی از خرابی آنها به دو گروه تقسیم و در تعیین نیروی جانبی زلزله برای هر یک "ضریب اهمیت جزء α " خاص در نظر گرفته می‌شود. این ضریب برای اجزاء زیر برابر با $1/4$ و برای سایر اجزا برابر $1/0$ می‌باشد:

الف- جزء در داخل و یا متکی به سازه با اهمیت خیلی زیاد بوده و حفظ آن برای خدمت‌رسانی بی‌وقفه سازه لازم باشد.

ب- محتوای جزء مواد خطرناک با امکان ایجاد مسمومیت زیاد و یا انفجار باشد.

پ- خدمت‌رسانی جزء برای تأمین عملکرد ایمنی جانی پس از زلزله لازم باشد، مانند سیستم اطفای حریق و پلکان فرار

۴-۲ نیروی زلزله

۱-۲-۴ نیروی جانبی زلزله

نیروی جانبی مؤثر بر اجزای غیرسازهای را می‌توان با استفاده از روش تحلیل استاتیکی معادل، طبق بند (۱-۲-۴) و یا روش تحلیل طیفی طبق بند (۲-۱-۲-۴) محاسبه نمود. در محاسبه نیروی جانبی ضریب نامعینی ρ و ضریب اضافه مقاومت Ω مربوط به سازه اصلی برابر با $1/0$ منظور می‌شوند.

۴-۲-۱ روش تحلیل استاتیکی معادل

در این روش نیروی جانبی زلزله طبق رابطه (۱-۴) محاسبه شده و بر مرکز جرم جزء اثر داده می‌شود. توزیع این نیرو بین بخش‌های مختلف جزء به نسبت جرم آنهاست.



$$V_{pu} = \frac{0.4a_p A(1+S)W_p I_p}{R_{pu}} \left(1 + 2 \frac{Z}{H}\right) \quad (1-4)$$

در این رابطه:

V_{pu} = نیروی جانبی زلزله در حد مقاومت. برای تعیین این نیرو در حد تنش های مجاز باید این مقدار به $1/4$ تقسیم شود.

A = شتاب پایه، طبق بند ۲-۲

$S+1$ = ضریب شتاب طیفی طبق بند (۱-۳-۲)

a_p = ضریب بزرگنمایی جزء طبق جدول (۱-۴) یا (۲-۴)

α = ضریب اهمیت جزء طبق بند (۳-۱-۴)

W_p = وزن جزء سازه ای همراه با محتویات آن در زمان بهره برداری

R_{pu} = ضریب رفتار جزء طبق جدول (۱-۴) یا (۲-۴).

Z = ارتفاع مرکز جرم جزء از تراز پایه. مقدار Z لازم نیست بیشتر از H در نظر گرفته شود.

H = ارتفاع متوسط بام ساختمان از تراز پایه

مقدار V_{pu} در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{pu}(\min) = 0.3A(1+S)I_p W_p \quad (2-4)$$

همچنین مقدار V_{pu} لزومی ندارد بیشتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{pu}(\max) = 1.6A(1+S)I_p W_p \quad (3-4)$$

۲-۱-۲-۴ روش تحلیل طیفی

در این روش نیروی جانبی زلزله طبق رابطه (۴-۴) محاسبه شده و بین بخش های مختلف آن به نسبت وزن آنها توزیع می گردد.

$$V_{pu} = \frac{a_j a_p W_p I_p}{R_{pu}} A_j \quad (4-4)$$

در این رابطه:

a_j = شتاب در تراز "j" حاصل از تحلیل طیفی سازه با فرض ضریب رفتار و ضریب

اهمیت برابر با A_j برای سازه اصلی است. تراز ا ترازی است که جزء غیرسازه‌ای در آن واقع است.

$A_j = \text{ضریب بزرگنمایی پیچشی، طبق بند (۳-۷-۳)}$

در این روش حداقل و حداکثر مقدار V_{pu} مطابق بند (۱-۲-۴) تعیین می‌شود.

۲-۲-۴ مؤلفه قائم نیروی زلزله

مؤلفه قائم نیروی زلزله از رابطه (۴-۵) تعیین می‌شود. این مؤلفه باید همزمان با نیروی جانبی به جزء اثر داده شده و در ترکیب‌های بارگذاری‌های مختلف به کار برد شود.

$$F_{pu} = 0.2A(1 + S)I_p W_p \quad (5-4)$$

۳-۴ تغییر مکان جانبی

اجزای غیرسازه‌ای که در دو یا چند نقطه به سازه متکی هستند، باید قادر به پذیرش تغییر مکان‌های نسبی بین این نقاط باشند. تغییر مکان نسبی، D_p ، بین دو نقطه A و B با استفاده از ضوابط زیر تعیین می‌شود:

الف - دونقطه بر روی یک سازه قرار دارند:

$$D_p = \delta_{XA} - \delta_{YA} \quad (6-4)$$

در مواردی که از روش تحلیل طیفی برای تعیین اثر زلزله در سازه استفاده می‌شود، مقدار D_p باید برای هر مود محاسبه و نتایج به صورت آماری ترکیب گرددند. مقدار D_p لزومی ندارد بیشتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$D_p = \frac{(h_x - h_y) \Delta_{aA}}{h_{sx}} \quad (7-4)$$

ب - دو نقطه بر روی دو سازه قرار دارند:

$$D_p = |\delta_{XA}| + |\delta_{XB}| \quad (8-4)$$

مقدار D_p از این رابطه لازم نیست بیشتر از مقدار رابطه (۹-۴) در نظر گرفته شود:



$$D_p = \frac{h_x \Delta_{aA}}{h_{sx}} + \frac{h_y \Delta_{aB}}{h_{sx}} \quad (9-4)$$

که در آن:

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

Δ_{XA} = تغییر مکان جانبی غیرخطی ساختمان در تراز X سازه A

Δ_{YA} = تغییر مکان جانبی غیرخطی ساختمان در تراز Y سازه A

Δ_{XB} = تغییر مکان جانبی غیرخطی ساختمان در تراز X سازه B

h_x = ارتفاع تراز X (مربوط به اتصال بالایی)

h_y = ارتفاع تراز Y (مربوط به اتصال پایینی)

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

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

h_{sx} = ارتفاع طبقه به کار رفته در تعریف تغییر مکان جانبی نسبی مجاز طبقه

۴-۴ مهار اجزای غیرسازه‌ای

۱-۴-۴ اجزای غیرسازه‌ای و تکیه‌گاههای آنها باید به گونه‌ای به سازه مهار شوند که بتوانند نیروهای جزء غیرسازه‌ای را به سازه منتقل کنند و تغییرشکل‌های ایجاد شده در آنها را پذیرا باشند. مسیر انتقال بار در این اجزا باید دارای مقاومت و سختی کافی بوده و محل اتصال به سازه توانایی تحمل اثر موضعی بارها را داشته باشد. استفاده از اتصالات جوشی یا پیچی و نظایر آنها مجاز است ولی نباید از مقاومت اصطکاکی ناشی از بارهای ثقلی استفاده شود.

نیروهای ایجاد شده در تکیه‌گاهها و اتصالات آنها برابر با نیروهای خود اجزا هستند. تنها در مواردی که R_{pu} بزرگ‌تر از $6/0$ می‌باشد باید مقدار آن به $6/0$ کاهش داده شود.

۲-۴-۴ مهار اتصالات اجزای غیرسازه‌ای در اعضای فولادی، بتن آرمه و مصالح بنایی باید طبق ضوابط آیین نامه‌های طراحی صورت گیرد و در مواردی که دستورالعمل مشخصی ارائه نشده با انجام دادن آزمایش‌های مناسبی از کافی بودن مقاومت مهارها و نیز ظرفیت تغییرشکل پذیری آنها اطمینان حاصل شود.



۵-۴ ضوابط خاص اجزای معماری

۱-۵ کلیات

کلیه اجزای معماری، نگهدارندها و اتصالات آنها باید ضوابط این بند را رعایت کنند، مگر اینکه با زنجیر یا وسیله دیگری به سازه آویزان بوده و شرایط زیر را دارا باشند:

الف- وسیله نگهدارنده جزء قادر به تحمل وزن $1.4W_p$ همزمان با بارجانبی برابر با همین مقدار در هر جهت باشد.

ب- امکان حرکت اتصال جزء در صفحه افقی به اندازه 360° درجه باشد.

جدول ۴-۱ ضوابط اجزای معماری

R_{pu}	a_p	جزء معماری
۱/۵ ۲/۵	۱ ۱	۱- دیوار غیرسازه‌ای داخلی و تیغه - دیوار غیرمسلح مصالح بنایی - انواع دیگر دیوار و تیغه
۲/۵	۲/۵	۲- اجزای طرهای نظیر جانپناه، دیوار غیرسازه‌ای و دودکش که مهار نشده یا در محلی پایین‌تر از مرکز ثقل جزء مهار شده باشد.
۲/۵	۱	۳- اجزای طرهای نظیر جانپناه، دودکش و دیوار غیرسازه‌ای که در محلی بالاتر از مرکز ثقل جزء مهار شده باشند.
۲/۵ ۱	۱ ۱/۲۵	۴- دیوار خارجی غیرسازه‌ای و اتصالات آن - دیوار و اتصال آن - بسته‌های سیستم اتصال
۲/۵ ۱/۵	۱ ۱	۵- پوشش نما - اجزای با شکل پذیری متوسط و اتصالات آنها - اجزای با شکل پذیری کم و اتصالات آنها
۲/۵	۲/۵	۶- خرپشته (به استثنای حالتی که این بخش به صورت یکپارچه با سازه ساختمان ساخته شده باشد که در آن صورت باید همراه با سازه تحلیل و طراحی شود)
۲/۵	۱	۷- پله فراری که جزئی از سازه اصلی ساختمان نباشد
۲/۵	۱	۸- سقف کاذب
۲/۵	۱	۹- قفسه و کابینت



۱/۵	۱	۱۰- کف دسترسی
۲/۵	۲/۵	۱۱- تابلو و نشان
۳/۵	۱	۱۲- سایر اجزای صلب (با انعطاف پذیری کم) - اجزای با شکل پذیری زیاد و اتصالات آنها
۲/۵	۱	- اجزای با شکل پذیری متوسط و اتصالات آنها
۱/۵	۱	- اجزای با شکل پذیری کم و اتصالات آنها
۳/۵	۲/۵	۱۳- سایر اجزای انعطاف پذیر - اجزای با شکل پذیری زیاد و اتصالات آنها
۲/۵	۲/۵	- اجزای با شکل پذیری متوسط و اتصالات آنها
۱/۵	۲/۵	- اجزای با شکل پذیری کم و اتصالات آنها

۴-۵-۲ نیروها و تغییر مکان ها

کلیه اجزای معماری، نگهدارنده ها و اتصالات آنها باید برای نیروی عنوان شده در بند (۲-۴) طراحی شوند. طراحی برای تغییر مکان های بند (۳-۴) برای همه اجزا الزامی نیست، مگر آنکه احتمال خطر جانی در آنها وجود داشته باشد. اجزایی که در زیر قطعات سازه ای طرها قرار دارند باید قادر به تحمل تغییر مکان های قائم ناشی از چرخش تکیه گاهشان باشند.

۴-۵-۳ دیوارهای خارجی

دیوارهای خارجی باید علاوه بر نیروها قادر به پذیرش تغییر مکان های نسبی مطابق بند (۳-۴) همراه با تغییر شکل های ناشی از دمای محیط باشند. این دیوارها یا باید مستقیماً توسط اعضای سازه ای نگهداری شوند و یا به وسیله اتصالاتی با شرایط زیر به سازه متصل گردد:

الف- اتصالات قطعات نما به سازه و همچنین درز بین قطعات باید به گونه ای باشند که بتوانند تغییر مکان نسبی لرزه ای، D_p طبق بند (۳-۴) یا ۱۵ میلی متر، هر کدام که بزرگ تر است، را پذیرا باشند.

ب- برای تأمین امکان حرکت جانبی نسبی بین دیوار و سازه باید از ادوات لغزشی مانند صفحات فولادی با سوراخ های لوپیایی و یا سوراخ های دایره ای با قطر



بزرگ و یا صفحات فلزی خم شده که دارای مقاومت و شکل‌پذیری کافی هستند، استفاده نمود.

پ- کلیه وسایل نگهدارنده و اتصالات آنها باید برای نیروهای بند (۲-۴) طراحی شوند. توجه شود که این نیروها در مرکز جرم جزء غیرسازهای وارد می‌شود.

ت- در مواردی که اتصال دیوار به سازه توسط تسمه‌هایی در داخل بتن یا مصالح بنایی تأمین می‌شود، باید اطمینان حاصل کرد که این تسمه‌ها داخل بتن یا مصالح بنایی به طور کامل مهار می‌گردند. در این موارد مخصوصاً باید به قلوه‌کن‌شدن بتن یا مصالح بنایی توجه داشت.

ث- نماهایی که با دیوارها به‌طور چسبان اجرا می‌شوند، باید به نحو مناسبی در داخل دیوارها مهار شوند. در این موارد استفاده از ملات به تنها‌ی کافی نیست.

۴-۵-۴ دیوارهای داخلی-تیغه‌ها

دیوارهای داخلی یا تیغه‌های با ارتفاع بیشتر از $1/8$ متر باید به نحو مناسبی، مانند استفاده از وادارها و...، از نظر جانبی به سازه مهار شوند.

۴-۵-۵ سقف‌های کاذب

نیروهای جانبی ایجاد شده در سقف‌های کاذب باید به نحو مناسبی به سقف سازه‌ای منتقل شوند. در این سقف‌ها رعایت الزامات زیر ضروری است:

الف- در سقف‌های کاذب با مساحت کمتر از 15 متر مربع، محاسبات مربوط به زلزله الزامی نیست.

ب- در سقف‌های کاذب با مساحت بیشتر از 100 مترمربع، حرکت جانبی سقف با کمک مهاربندی مناسب به سقف سازه‌ای محدود شود.

پ- در سقف‌های کاذب با مساحت بیشتر از 250 مترمربع، پیش‌بینی درزهای انقطاع لرزه‌ای و جداسازی سقف کاذب با اجرای دیوارهای داخلی تا زیر سقف سازه‌ای الزامی است، مگر آنکه با روش‌های تحلیلی بتوان نشان داد که سقف کاذب توان پذیرش جابجایی‌های لازم را دارد. در این موارد محدود کردن نسبت طول به عرض بخش‌های مختلف سقف کاذب به $4/0$ الزامی است.



۶-۵-۴ دیوارهای شیشه‌ای نماها

دیوارهای شیشه‌ای نماها باید به نحو مناسبی به سازه اصلی متصل شوند. در این دیوارها باید علاوه بر الزامات این فصل به لحاظ نیرو و تغییر مکان، جزئیات اجرایی توصیه شده توسط یک استاندارد معتبر و شناخته شده که در آن ملاحظات مربوط به زلزله مورد توجه بوده، رعایت شود. در این مورد می‌توان از نشریه "دستورالعمل مقاومسازی اجزای غیرسازه‌ای ساختمان‌ها" به شماره ض-۶۲۸ چاپ سال ۱۳۹۱ مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی نیز استفاده نمود.

۶-۴ ضوابط خاص اجزای مکانیکی و برقی

ضوابط خاص اجزای مکانیکی و برقی به یک دستورالعمل ویژه نیاز دارد که باید تهیه و تنظیم گردد. تا زمانی که این دستورالعمل تدوین نشده، این ضوابط را می‌توان، با استفاده از یک استاندارد معتبر شناخته شده تعیین نمود. در این ارتباط نشریه عنوان شده در بند (۶-۵-۴) می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد.

جدول ۶-۴ ضرایب لرزه‌ای برای تجهیزات مکانیکی و برقی

R_{pu}	a_p	نام تجهیزات
۶	۲/۵	الف- تجهیزات برقی و مکانیکی هواکش، واحدهای تهویه مطبوع، گرم‌کننده‌ها و جعبه‌های تقسیم هوا، سایر تجهیزات مکانیکی ساخته شده از ورق‌های فلزی
۲/۵	۱	واحدهای تهویه مطبوع آبی، دیگ بخار، کوره، تانکر و مخزن فشار آتمسفری، چیلر، سیستم گرم‌کننده آب، مبدل حرارتی و تجهیزاتی که از مواد با قابلیت تغییر شکل زیاد ساخته شده‌اند
۲/۵	۱	موتور، توربین، پمپ و کمپرسور و مخزن تحت فشار که فاقد پایه‌های پیرامونی بوده و مستقیماً توسط شاسی به کف متصل شود.
۲/۵	۲/۵	مخزن تحت فشاری که بر روی پایه‌های پیرامونی نصب شده باشد.
۲/۵	۱	آسانسور و پله برقی
۲/۵	۱	ژراتور، باتری، موتور، مبدل و سایر تجهیزات برقی که از مواد با قابلیت تغییر شکل زیاد ساخته شده باشد.
۶	۲/۵	تابلو برق، مراکز کنترل موتور، و سایر تجهیزات برقی که از ورق‌های فلزی ساخته شده باشد.
۲/۵	۱	تجهیزات مخابراتی، رایانه و سیستم‌های کنترل و ابزار دقیق

۶۶ / مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی



۳	۲/۵	دودکش، برج خنک‌کننده و دکل نصب شده بر روی بام که در ترازی پایین‌تر از مرکز ثقل به‌طور جانبی مهار شده باشد.
۲/۵	۱	تجهیزات ذکر شده در ردیف فوق در حالتی که در ترازی بالاتر از مرکز ثقل خود به‌طور جانبی مهار شده باشد.
۱/۵	۱	سایر تجهیزات مکانیکی و برقی
۲	۲/۵	ب- سیستم و اجزای متکی بر انواع جداساز لرزه‌ای
		ج- سیستم‌های توزیع
۶	۲/۵	سیستم لوله‌کشی از مواد با قابلیت تغییرشکل زیاد که دارای اتصالات جوشی و یا لحیم‌کاری باشد.
۴/۵	۲/۵	سیستم لوله‌کشی که با استفاده از مواد دارای قابلیت تغییر شکل متوسط یا زیاد و با استفاده از اتصالات رزوها، چسبی، کوبلینگ فشاری یا شیاری یا نظایر آن ساخته شده باشد.
۳	۲/۵	سیستم لوله‌کشی که از مواد با قابلیت تغییرشکل کم نظریر چدن یا شیشه یا مواد پلاستیکی شکننده ساخته شده باشد
۶	۲/۵	کانال‌هایی که با استفاده از مواد با قابلیت تغییر شکل زیاد و اتصالات جوشی یا لحیم‌کاری ساخته شده باشد
۴	۲/۵	کانال‌هایی که با استفاده از مواد با قابلیت تغییر شکل زیاد یا متوسط و اتصالاتی غیر از جوشی یا لحیم ساخته شده باشد
۳	۲/۵	کانال‌هایی که از مواد با قابلیت تغییرشکل کم نظریر چدن یا شیشه یا مواد پلاستیکی شکننده ساخته شده باشند
۶	۲/۵	لوله‌کشی سیستم برقی، سینی کابل باس داکت
۲/۵	۱	لوله‌کشی فاضلاب
۲/۵	۱	نقاله‌های خط تولید غیر آدمرو
۳	۲/۵	

فصل پنجم

ضوابط طراحی سازه‌های غیرساختمانی

۱-۵ کلیات

۱-۵ ۱ سازه‌های غیرساختمانی به سازه‌هایی اطلاق می‌شود که کاربری آنها مشابه ساختمان‌های متعارف نیست، مانند سازه‌های صنعتی، دکل‌های انتقال نیرو و ...

۱-۵ ۲ سازه‌های غیرساختمانی به لحاظ باربری جانبی به دو گروه تقسیم می‌شوند:

الف- سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها: به سازه‌هایی اطلاق می‌شوند که سیستم باربر آنها مشابه یکی از سیستم‌های سازه‌های ساختمانی است.

ب- سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها: به سازه‌هایی اطلاق می‌شوند که سیستم باربر آنها مطابق بند الف نباشد. به تعدادی از این سازه‌ها در جدول (۲-۵) اشاره شده است. این سازه‌ها ممکن است متکی به زمین یا سازه‌های دیگر باشند.

۱-۵ نیروهای زلزله مؤثر بر سازه‌های غیرساختمانی عمدتاً با استفاده از ضوابط فصل سوم آیین‌نامه تعیین می‌شوند. تنها در بعضی موارد الزامات دیگری جایگزین شده‌اند که در این فصل عنوان می‌گردند.

۲-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها

۱-۲-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها مطابق فصل

سوم می‌باشد. الزامات اضافی این نوع از سازه‌ها در بندۀای (۲-۵) تا (۵-۲) آورده شده است.

۲-۵ روش تحلیل: در سازه‌هایی که زمان تناوب اصلی آنها از $5/0$ ثانیه بیشتر است، استفاده از یکی از روش‌های تحلیل دینامیکی الزامی است. در سایر سازه‌ها می‌توان از روش‌های دیگر تحلیل استفاده نمود.

۳-۵ زمان تناوب نوسان اصلی سازه، T
در این سازه‌ها زمان تناوب نوسان اصلی سازه باید با استفاده از روش تحلیل مناسبی محاسبه گردد. استفاده از روابط تجربی بند (۳-۳) مجاز نمی‌باشد.

۴-۵ وزن مؤثر لرزه‌ای، W

وزن مؤثر لرزه‌ای در این نوع ساختمان‌ها شامل وزن‌های زیرند:

الف-بارهای مرده ناشی از وزن اجزای سازه و تجهیزات صنعتی

ب-حداقل 40 درصد بار زنده کفها

پ-وزن محتويات در زمان بهره‌برداری

در مواردی که در شرایط استثنایی محتويات تجهیزات صنعتی بنا به دلایل خاصی افزایش پیدا می‌کند، وزن اضافی نباید در محاسبه W اثر داده شود.

در سیلوهای حاوی مواد دانه‌ای می‌توان 80 درصد وزن این مواد را در محاسبه W منظور نمود.

۵-۵ پارامترهای نیروی جانبی

در این سازه‌ها پارامترهای Ω_0 ، R_u ، C_d و H_m با استفاده از جدول (۱-۵) تعیین می‌شود.

۶-۵ حداقل نیروی جانبی، برش پایه

برش پایه در این سازه نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود:

$$V_{u\min} = 0.12 \text{ AIW} \quad (1-5)$$

۷-۵ نیروی جانبی در سازه‌های صلب

سازه‌های صلب به سازه‌هایی اطلاق می‌شود که زمان تناوب نوسان اصلی آنها کمتر از



۰/۰۶ ثانیه باشد. نیروی جانبی این سازه‌ها از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$V_u = 0.3 A(S+1)W \quad (2-5)$$

توزیع این نیرو در ارتفاع سازه طبق ضوابط بند (۳-۳-۶) صورت می‌گیرد.

۸-۲-۵ تغییرمکان‌های جانبی

در این سازه‌ها رعایت تغییرمکان جانبی نسبی موضوع بند (۳-۵) ضرورتی ندارد، اما باید اطمینان حاصل شود که این تغییرمکان‌ها اثری بر پایداری کل سازه یا اثری نامطلوب بر روی اجزای غیرسازه‌ای متصل به آنها نمی‌گذارد.

۹-۲-۵ اثر P-Δ

در مواردی که اثر ناشی از P-Δ بیشتر از ۱۰ درصد تلاش‌های موجود دراعضای سازه است، باید آنها را در محاسبات منظور نمود و چنانچه این اثر از ۳۳ درصد فراتر رود، احتمال ناپایداری در سازه زیاد است و باید سختی جانبی آن افزایش داده شود.

۱۰-۲-۵ نیروی جانبی در موارد خاص

در مواردی که مدارک مرجع یک سازه خاص مبانی ویژه‌ای برای محاسبه نیروی جانبی زلزله توصیه می‌کند، می‌توان آنها را به کار برد، مشروط بر اینکه الزامات زیر رعایت گرددند:
الف- پارامترهای مربوط به حرکت زمین کمتر از مقادیر عنوان شده در فصل دوم این آیین‌نامه نباشد.

ب- نیروی جانبی عنوان شده کمتر از ۸۰ درصد مقدار نیروی جانبی این آیین‌نامه، بدون درنظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه، و کمتر از ۷۰ درصد مقدار نیروی جانبی این آیین‌نامه، با درنظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه نباشد.

۵-۳ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها و متکی بر زمین

۵-۳-۱ ضوابط این نوع سازه‌ها عیناً مشابه سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها، موضوع بند (۲-۵) است و فقط الزامات زیر جایگزین بندهای نظیر می‌گرددند:
الف- پارامترهای نیروی جانبی بر اساس جدول (۲-۵) تعیین می‌گرددند.
ب- حداقل نیروی جانبی یا برش پایه از روابط زیر به دست می‌آیند:



۱- در موارد کلی

$$V_{u_{min}} = 0.09 W \quad (3-5)$$

۲- در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد و زمین‌های نوع III و IV

$$V_{u_{min}} = 1.6 AIW/R_u \quad (4-5)$$

۴-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی غیر مشابه ساختمان‌ها و متکی بر سازه‌های دیگر

۱-۴-۵ در مواردی که وزن این سازه‌ها کمتر از ۲۵ درصد وزن کل سازه (وزن سازه غیر ساختمانی به اضافه وزن سازه نگهدارنده آن) باشد، سازه‌های غیرساختمانی در گروه "اجزای غیرسازه‌ای" جای گرفته و مشمول ضوابط فصل چهارم آیین‌نامه می‌گردد.

۲-۴-۵ در مواردی که وزن این سازه‌ها بیشتر از ۲۵ درصد وزن کل سازه (وزن سازه غیرساختمانی به اضافه وزن سازه نگهدارنده آن) باشد، کل سازه باید همزمان مدل شده و تحلیل گردد. نیروی جانبی باید با رعایت الزامات زیر تعیین شود:

الف- در شرایطی که سازه ساختمانی شرایط صلب بودن را مطابق تعریف بند (۷-۲-۵) دارد باشد، اثر آن را در مدل کل سازه می‌توان به صورت توزیع جرم مناسب آن در نظر گرفت. سازه نگهدارنده باید برای پارامترهای خود مطابق فصل سوم یا چهارم (هر کدام مناسب‌تر است) تحلیل و طراحی شود. سازه غیرساختمانی باید بر اساس ضوابط اجزای غیرسازه‌ای فصل چهارم تعیین شده و در آن به جای R_p مقدار R_u از جدول (۲-۵) و مقدار a_p برابر با یک در نظر گرفته می‌شود.

ب- در مواردی که سازه غیر ساختمانی صلب نباشد، کل سازه، سازه‌های غیرساختمانی به همراه سازه نگهدارنده آن، باید همزمان مدل شده و تحلیل گردد. ضریب رفتار این سازه باید کمترین دو مقدار R_u برای سازه نگهدارنده از جدول (۱-۵) و سازه غیرساختمانی از جدول (۲-۵) اختیار گردد. سازه غیرساختمانی و اتصالات آن برای نیروهای حاصل از تحلیل کل سازه طراحی می‌گردد.



۵-۵ ضوابط خاص طراحی سازه های غیرساختمانی

نظر به تنوع گسترهای که سازه های غیرساختمانی در صنایع مختلف دارند، نیاز به دستورالعمل های ویژه دارند که باید به تدریج تهیه و تدوین گردند. تعدادی از این دستورالعمل ها تاکنون تهیه شده و تعدادی نیز در دست تهیه می باشد. از جمله این نشریات می توان به موارد زیر اشاره کرد:

- الف- "نیروی جانبی زلزله مؤثر در مخازن زمینی و زیرزمینی" نشریه شماره ۱۲۳ معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی
- ب- نشریه شماره ۳۸ شرکت نفت با عنوان "آیین نامه طراحی لرزه ای تأسیسات و سازه های صنعت نفت"

جدول ۱-۵ ضرایب مورد استفاده برای سازه های غیرساختمانی مشابه ساختمان

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
سیستم قاب ساختمانی	مهاربندی همگرای ویژه فولادی	۵/۵	۲	۵	۵۰
	مهاربندی همگرای معمولی فولادی	۳/۵	۲	۳/۵	۱۵ [۱]
	مهاربندی همگرای معمولی فولادی با افزایش ارتفاع مجاز	۲/۵	۲	۲/۵	۵۰
	مهاربندی همگرای معمولی فولادی (بدون محدودیت ارتفاع)	۲	۱/۵	۲	بدون محدودیت
سیستم قاب خمی	ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	متوسط با افزایش ارتفاع مجاز	۳	۲/۵	۳	۸۰
	متوسط (بدون محدودیت ارتفاع)	۲	۱/۵	۲	بدون محدودیت
	معمولی	۳/۵	۳	۳	۱۵ [۲]
	معمولی با افزایش ارتفاع مجاز	۲/۵	۲	۲/۵	۵۰

ویژه					
متوسط					
متوسط با افزایش ارتفاع مجاز					
متوسط (بدون محدودیت ارتفاع)					بتن آرمه
معمولی (با محدودیت ارتفاع)					
معمولی با افزایش ارتفاع مجاز					
قفسه‌های خود ایستای فولادی					
بدون محدودیت	۳/۵	۲	۴		
بدون محدودیت	۱	۱	۱		
بدون محدودیت	۲/۵	۳	۳		
بدون محدودیت	۱	۱	۱		
بدون محدودیت	۲/۵	۳	۳		
بدون محدودیت	۱	۱	۱		
بدون محدودیت	۴/۵	۳	۵		
بدون محدودیت	۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	

[۱] برای سازه نگهدارنده لوله‌ها "پایپ رک‌ها" تا ارتفاع حداقل ۲۰ متر مجاز است.

[۲] برای "پایپ رک‌ها" تا ارتفاع حداقل ۲۰ متر مجاز است. در صورتی که اتصالات خمی که در محل انجام می‌شوند، از نوع پیچی با اتصالات گیردار فلنجی باشند، ارتفاع "پایپ رک‌ها" می‌تواند ۳۰ متر باشد.

تبصره - "پایپ رک‌ها" از نوع سازه‌های مشابه ساختمان محسوب می‌شوند. در این سازه‌ها نباید از اصطکاک لوله‌ها، ناشی از بارهای ثقلی، برای مقابله با نیروی زلزله استفاده کرد.



جدول ۲-۵ ضرایب مورد استفاده برای سازه های غیر ساختمانی غیر مشابه ساختمان

سیستم سازه	جزئیات	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
بونکر، مخزن، ظرف یا کندوی هوایی	بر روی پایه های مهاربندی شده متقارن	۳	۲	۲/۵	۵۰
	بر روی پایه های مهاربندی نشده یا مهاربندی شده نامتقارن	۲	۲	۲/۵	۳۰
ظرف افقی جوش شده	با پایه زین شکل فولادی	۳	۲	۲/۵	۳: سازه های خارجی
دو دکش و سیلوی بتنی در جا با دیواره پیوسته تا روی پی	۳	۲			
تمام سازه های دیگر بتنی یا فولادی طره ای با جرم گسترده غیر از آنهایی که در این جدول ذکر شده اند، شامل دودکش ها، سیلوها و ظروف قائم بر روی پدستال منفرد یا متكی بر جداره تا روی زمین - جوش شده فولادی، بتن آرمه یا بتن پیش تنبیده	۳	۲	۲/۵		
برج های خرپایی طره ای یا مهارشده توسط کابل - دودکش های مهارشده توسط کابل	۳	۲	۲/۵		
برج های خنک کن	بتن آرمه یا فولادی	۳/۵	۲	۲/۵	
برج های مخابراتی	قابی یا خرپای فولادی یا بتنی	۳	۱/۵	۲/۵	
	دیرک - فولادی یا بتنی	۱/۵	۱/۵	۱/۵	
سازه های خاص تقریحی و بناهای یادبود	۲/۵	۲/۵	۲/۵		
سازه هایی که رفتارشان مشابه پاندول وارونه است	۲	۲	۲		
تابلوها و علائم	۳/۵	۲	۲/۵		
سایر سازه ها غیر از موارد فوق	۲/۵	۲/۵	۲/۵		



فصل ششم

الزمات ژئوتکنیکی

۱- شناسایی نوع زمین

لازمه طراحی هر سازه‌ای که بر روی زمین (خاک) قرار می‌گیرد، شناخت کافی از شرایط زیرسطحی و خصوصیات لایه‌های زمین زیر آن است. این شناخت با روش‌های زیر به دست می‌آید:

- مطالعه نقشه‌های زمین‌شناسی منطقه
- کسب اطلاعات فنی و پی‌سازی از وضعیت سازه‌های موجود،
- کسب اطلاعات ژئوتکنیکی از برش‌های موجود در لایه‌های خاک (چاهها، خاکبرداری‌ها و ترانشه‌های موجود)
- اخذ گزارش مطالعات ژئوتکنیکی مرتبط با دو ساختمان در طرفین زمین مورد نظر که با فاصله کمی از آن قرار گرفته‌اند.
- انجام مطالعات ژئوتکنیکی خاص در زمین مورد نظر، متناسب با اهمیت ساختمان و ارتفاع آن

کسب حداقل شناخت از لایه‌های زمین ضروری می‌باشد، لکن درجه شناخت مورد نیاز، متناسب با اهمیت ساختمان و شرایط ژئوتکنیکی محل تعیین می‌گردد.

برای ساختمان‌های با اهمیت کم و آن دسته از ساختمان‌های با اهمیت متوسط که تا ۴ سقف و یا حداکثر ۱۲ متر از روی شالوده ارتفاع دارند، در صورتی که سطح اشغال آنها از ۳۰۰ متر مربع تجاوز ننماید، با مطالعه نقشه‌های زمین‌شناسی (چنانچه موجود باشد) و بررسی نحوه ساخت ساختمان‌های مجاور و گزارش ژئوتکنیکی آنها، بررسی مقاطع موجود (مثل



گودبرداری‌ها یا برش موجود در پل‌های نزدیک ساختمان مذکور) می‌توان در مورد لایه‌های خاک توسط یک متخصص با تجربه اظهار نظر نمود. بدیهی است، در این مورد چنانچه شواهدی از وجود نوع زمین غیر از زمین‌های نوع I و II و III و IV جدول (۳-۲) در محل وجود داشته باشد، انجام مطالعات ژئوتکنیکی در زمین مورد نظر، الزامی است.

برای سایر ساختمان‌های با اهمیت متوسط (بیش از ۴ سقف)، یا ارتفاع از روی شالوده بیش از ۱۲ متر، و یا سطح اشغال بیش از ۳۰۰ متر مربع) و همچنین ساختمان‌های با اهمیت زیاد و بسیار زیاد، انجام مطالعات ژئوتکنیکی در محل مورد نظر ضروری می‌باشد. در هر حالت چنانچه ساختمان مورد نظر (با هر درجه اهمیت و هر تعداد سقف) بهصورت انبوه‌سازی یا شهرک‌سازی باشد، لازم است مطالعات ژئوتکنیکی در محل مورد نظر انجام شود. چنانچه در مراحل ساخت ساختمان نیاز به گودبرداری، ایجاد دیوار حائل و یا شیب تند باشد و یا مشخصات ژئوتکنیکی لایه زیر سطحی منجر به نشست زیاد، لغزش، سنگ‌ریزش یا روانگرایی گردد، و همچنین چنانچه خاک خاصیت فروریزشی و یا تورم داشته باشد و یا سطح آب زیرزمینی بالا باشد، لازم است مطالعات ژئوتکنیکی در محل مورد نظر انجام شود.

مطالعات ژئوتکنیکی شامل حفاری (ماشینی یا دستی)، نمونه‌گیری دست‌خورده و دست‌نخورده، آزمایش‌های درجا نظیر آزمایش نفوذ استاندارد و دانسیته بر جا، آزمایش‌های فیزیکی و مکانیکی بر روی خاک به‌دست آمده در آزمایشگاه و تجزیه و تحلیل نتایج و نتیجه‌گیری در مورد وضعیت ژئوتکنیکی زمین مورد نظر می‌باشد. بدیهی است کلیه عملیات فوق باید بر اساس استانداردهای موجود و با دقت کافی انجام شود و در مورد بعضی نتایج مانند نفوذ استاندارد تصحیحات لازم اعمال گردد.

برای زمین‌هایی که مطالعات ژئوتکنیکی (شامل نفوذ استاندارد، نمونه‌گیری و آزمایش‌های آزمایشگاهی) کافی تشخیص داده نشود، لازم است علاوه بر مطالعات ژئوتکنیکی، مطالعات ژئوفیزیکی نیز به‌منظور تعیین سرعت موج برشی (V_s) در لایه‌های مختلف خاک انجام شود.

۶-۲ ناپایداری‌های زمین ناشی از زلزله

ناپایداری‌های زمین ناشی از زلزله می‌تواند شامل روانگرایی، گسترش جانبی،



زمین لغزش، فرونشست و گسلش مطابق ضوابط بندهای (۱-۲-۶) تا (۴-۲-۶) باشد.

۱-۲-۶ روانگرایی

کاهش مقاومت و یا سختی برشی خاک به دلیل افزایش فشار آب منفذی ناشی از زلزله در خاک های ماسه ای اشباع که باعث ایجاد تغییر شکل های دائمی مهم یا ایجاد شرایطی نزدیک به تنفس مؤثر صفر در خاک می شود، به عنوان روانگرایی شناخته می شود.
زمین هایی که حداقل دارای یکی از شرایط زیر باشند، مستعد روانگرایی تشخیص داده می شوند و لازم است مطالعه خاص آن زمین انجام شود:

الف- سابقه روانگرایی در آنها وجود داشته باشد.

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

ج- منحنی دانه بندی خاک داخل محدوده مستعد روانگرایی باشد.

در مواردی که لایه خاک مورد نظر دارای حداقل یکی از موارد زیر باشد، می توان از بررسی وقوع روانگرایی صرف نظر کرد.

الف- ماسه محتوی بیش از ۲۰ درصد رس با $PI > 20$

ب- ماسه محتوی بیش از ۳۵ درصد لای و به طور همزمان $N_{1(60)} > 20$

ج- ماسه تمیز با $N_{1(60)} > 30$

ضمناً در مواقعی که خاک ماسه ای و اشباع در عمق بیش از ۲۰ متر از سطح زمین قرار دارد، فقط برای ساختمان های با شالوده سطحی می توان از ارزیابی استعداد روانگرایی صرف نظر کرد.

۱-۲-۶-۱ ارزیابی استعداد روانگرایی

به منظور ارزیابی استعداد روانگرایی لازم است مقادیر نسبت تنفس برشی تناوبی ناشی از زلزله (CSR) و نسبت مقاومت برشی تناوبی خاک موجود (CRR) محاسبه و مقایسه شود. این مقایسه باید با تعیین ضریب اطمینان در برابر روانگرایی (F_A) به دست آید.

$$F_A = \frac{CRR}{CSR} \quad (1-6)$$

نسبت تنش برشی تناوبی (CSR) ناشی از زلزله در لایه‌های خاک طبق روابط موجود در آیین‌نامه‌های ملی و در صورت موجود نبودن از آیین‌نامه‌های معتبر شناخته شده به دست می‌آید. نسبت مقاومت برشی تناوبی خاک موجود (CRR) بر حسب نظر طراح و شرایط پژوهه با استفاده از آزمایش‌های نفوذ استاندارد، نفوذ مخروطی، سرعت موج برشی و بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌های ملی یا بین‌المللی محاسبه می‌گردد.

چنانچه ضریب اطمینان به دست آمده کمتر از یک باشد، خاک مستعد روانگرایی است و اثر آن ممکن است موجب ناپایداری پی و سازه متکی بر آن شود. به این دلیل بایستی این‌می مناسب پی به وسیله روش مناسب بهسازی زمین یا انتقال بار به وسیله پی‌های عمیق به زیر لایه روانگرا تأمین گردد. در صورتی که F_1 بین ۱/۲۵ و ۱ باشد نشست ناشی از زلزله در زمین را باید محاسبه و در طراحی منظور نمود.

۲-۱-۶ گسترش جانبی

در زمین‌های مستعد روانگرایی که دارای شیب ملایم بوده و یا دارای یک وجه آزاد نظیر زمین‌های منتهی به کانال‌های زهکش، نهرها و رودخانه‌ها و یا ساحل دریا باشند، احتمال وقوع گسترش جانبی وجود دارد. گسترش جانبی می‌تواند موجب جابجایی‌های بزرگ در زمین گردد. جهت ارزیابی استعداد و مقدار جابجایی ناشی از گسترش جانبی می‌توان حداقل از یکی از سه رویکرد تحلیلی، تجربی و یا عددی استفاده نمود.

طراحی لرزه‌ای پی برای مقاومت در برابر گسترش جانبی باید به گونه‌ای انجام شود که جابجایی افقی در بالای پی و یا تنש‌های ناشی از آن از مقادیر مجاز مربوط به هر سازه فراتر نرود. علاوه بر طراحی مقاوم پی ساختمان، طراحی پی باید به گونه‌ای باشد که ساختمان از نظر کلی نیز ایمن باشد. برای این منظور طراحی لرزه‌ای سازه و پی مربوط باید در سه حالت زیر انجام شود و نتایجی که بزرگ‌ترین اثر را مشخص می‌کند، در طراحی پی و سازه اعمال شود:

حالی که فرض می‌شود گسترش جانبی اتفاق خواهد افتاد

حالی که فرض می‌شود تنها روانگرایی اتفاق خواهد افتاد.

حالی که فرض می‌شود هیچ‌کدام از روانگرایی و گسترش جانبی اتفاق نخواهد افتاد. در این صورت بایستی در طراحی‌ها یا از طیف طراحی برای خاک نوع IV و یا از طیف حاصل از مطالعات ویژه ساختگاهی بدون در نظر گرفتن وقوع روانگرایی استفاده نمود.



در حالاتی که اثر گسترش جانبی، در طراحی پیهای سطحی و عمیق در نظر گرفته می شود، برای مطالعه عملکرد لرزه ای پی، اثر آن باید به صورت یک فشار افقی منظور گردد. بدیهی است که در این حالت نیازی به اضافه نمودن نیروی اینرسی دینامیکی افقی زلزله ناشی از وزن سازه به نیروهای افقی ناشی از گسترش جانبی برای طراحی بخش های زیرزمینی سازه نیست.

۳-۲-۶ روش های کاهش خطرهای ناشی از روانگرایی و گسترش جانبی
برای کاهش خطرهای ناشی از روانگرایی و گسترش جانبی می توان سه راهکار را در نظر گرفت: (الف) تمهیدات سازه ای، (ب) تمهیدات ژئوتکنیکی و (پ) تغییر محل ساختگاه.

۱-۳-۶ تمهیدات سازه ای
مؤثرترین تمهید سازه ای برای کاهش خرابی ناشی از روانگرایی یا گسترش جانبی استفاده از پی عميق است. در طراحی پیهای عميق جهت جلوگیری از خسارات ناشی از روانگرایی باید درنظر داشت که طولی از شمع که در خاک روانگرا قرار می گیرد، قادر مقاومت اصطکاکی است و چنانچه نوک شمع نیز در لایه روانگرا قرار گیرد، قادر ظرفیت باربری نوک می باشد. در صورتی که خاک محل در معرض روانگرایی بوده و پتانسیل گسترش جانبی نیز داشته باشد، در طراحی پی عميق باید نیروهای جانبی ناشی از گسترش جانبی وارد بر پی را نیز در نظر گرفت.

اگرچه استفاده از پیهای گستردہ می تواند از فروپاشی سازه متکی بر آن و وقوع تلفات جانبی جلوگیری کند، ممکن است موجب کج شدگی یا واژگونی سازه شود و خسارات قابل توجهی به سازه وارد نماید. در مکان های دارای پتانسیل روانگرایی و گسترش جانبی، استفاده از پیهای تکی یا باسکولی (کلاف های لنگربر) به هیچ وجه توصیه نمی شود.

۲-۳-۶ تمهیدات ژئوتکنیکی
به طور کلی روش های کاهش مخاطرات روانگرایی، برای ساختگاه های دارای پتانسیل گسترش جانبی نیز قابل استفاده است. تمهیدات ژئوتکنیکی برای جلوگیری از روانگرایی خاک های ناپایدار می تواند شامل خاک برداری و جایگزین کردن خاک و یا تحکیم خاک در محل به کمک تراکم دینامیکی، ویبراتورها، شمع کوبی، تزریق تحکیمی، تسلیح خاک، تزریق شیمیایی و نصب زهکش گردد. قبل از استفاده از هر یک از روش های پایدار سازی



خاک، برنامه‌ریزی و طراحی دقیقی مورد نیاز است.

در مورد گسترش جانبی، در صورت امکان می‌توان خارج از محدوده اجرای سازه از روش‌های مناسب فوق نظریه تراکم دینامیکی یا کوبیدن شمع‌های فداشونده بهره گرفت تا مانع گسترش جانبی توده لغزنده خاک روانگرا و رسیدن آن به محدوده سازه مورد نظر گردد.

۳-۲-۱-۶ تغییر محل ساختگاه

در صورتی که از نظر فنی و اقتصادی امکان تغییر محل ساختگاه وجود داشته باشد، می‌توان از این راه حل برای پرهیز از خطرهای ناشی از روانگرایی و گسترش جانبی استفاده نمود.

۲-۶ زمین‌لغزش

ارزیابی زمین‌لغزش باید بر اساس برآورد میزان و خطر وقوع آن با استفاده از مطالعات ژئوتکنیک و شناسایی نوع زمین‌لغزش احتمالی، صورت گیرد. برای احداث ساختمان در بالا، پایین یا روی شیب، هرگونه خاکبرداری و یا خاک‌ریزی بر روی آن باید همراه با تحلیل و بررسی پایداری شیب در شرایط زلزله باشد. در صورت نیاز با استفاده از مطالعات ویژه شامل بررسی‌های زمین‌شناسی مهندسی، ژئوفیزیکی، حفر گمانه با تعداد و عمق مناسب، آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی و تحلیل پایداری شیب، تمهیدات لازم برای پایدارسازی شیب و جلوگیری از وقوع زمین‌لغزش تأمین گردد. در صورت احداث ساختمان در بالا یا روی شیب، ظرفیت باربری پی و پایداری موضعی شیب نیز باید تأمین گردد. جهت انتخاب ساختگاه در مناطق شیب‌دار باید توجه ویژه‌ای به شرایط نامطلوب زیر در خصوص پایداری شیب‌ها معطوف شود.

۱- ریخت‌شناسی مناطق لغزشی یا مستعد لغزش شامل توپوگرافی سطحی ناهموار، شیب‌های ناپایدار و مناطقی که در اطراف آن تغییرات شیب قابل توجه وجود دارد؛

۲- وجود قله‌ها و خط الرأس‌ها، لبه‌های پرتگاه و کناره‌های رودخانه و سواحل در معرض فرسایش و خاک‌ریزهای متراکم نشده؛

۳- وجود لایه‌های ضعیف در پنجه شیب‌ها؛

۴- افزایش شیب دامنه‌های موجود، ایجاد شیب‌های جدید و هرگونه خاکبرداری از پنجه شیب‌ها؛

۵- شیب‌های واقع در مناطق دارای رطوبت و بارندگی زیاد،



۶- وجود دامنه های سنگی با ناپیوستگی های ممتد و نامطلوبی که شیبی کمتر از شیب دامنه دارند.

۶-۲-۱ ارزیابی پایداری شیبها به منظور بررسی استعداد زمین لغزش در مواردی که توپوگرافی سطحی و لایه بندی خاک نامنظمی شدید نداشته باشد، پاسخ زمین های شیبدار به زلزله طرح می تواند با استفاده از تحلیل شبه استاتیکی ساده شده محاسبه گردد. در غیر این صورت باید از روش های تحلیل دینامیکی نظریه المان محدود یا مدل بلوك صلب لغزende و دیگر روش ها استفاده گردد. در آنالیز شبه استاتیکی، نیروهای اینرسی لرزه ای طرح که بر توده خاک وارد می شوند، باید محاسبه گردد.

$$F_H = k_h W_s \quad (2-6)$$

$$k_h = 0.5 A \quad (3-6)$$

A: نسبت شتاب مبنای طرح مطابق جدول (۱-۲)

F_H : نیروی افقی ناشی از زلزله

k_h : ضریب مؤلفه افقی زلزله

W_s : وزن توده لغزشی

اثر مؤلفه قائم زلزله بجز در شرایط خاص نظریه میدان نزدیک در نظر گرفته نمی شود. در تحلیل های شبه استاتیکی، پارامترهای مقاومت برشی خاک در صورت نیاز باید با توجه به کاهش چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی در کرنش های بزرگ و یا افزایش فشار آب حفره ای ناشی از زلزله انتخاب گردد. استفاده از پارامترهای مقاومتی کرنش بزرگ خاک برای ساختگاه هایی که قبل از دچار لغزش شده و احتمال فعالیت مجدد آنها توسط زلزله وجود دارد، ضروری است. تحلیل شبه استاتیکی باید برای بحرانی ترین سطح لغزش انجام گیرد.

طراح باید با توجه به دقت روش تحلیل و طراحی، تعداد و کیفیت نوع آزمایش های ژئوتکنیکی و دقت در شناخت لایه های زمین، و دقت انتخاب ضریب زلزله مؤثر، ضریب اطمینان مناسب را انتخاب کند.

چنانچه نتایج تحلیل پایداری شیب نشان دهنده ناپایداری باشد، لازم است از روش های مناسب و متداول پایدار سازی شیبها استفاده شود.



۳-۲-۶ فرونشست

در صورتی که ساختگاه مورد نظر بر روی گشودگی‌های زیرزمینی بزرگ نظیر غارهای کارستیک، مغارهای نیروگاه‌ها و ایستگاه‌های مترو، معادن و تونل‌هایی با دهانه بزرگ قرار داشته باشد، احتمال فرو ریزش سقف این فضاهای زیرزمینی بر اثر زلزله وجود دارد و موجب فرونشست زمین و آسیب رسیدن به سازه خواهد شد. در صورت وجود چنین بازشدگی‌های زیرزمینی در زیر سازه باید مطالعات خاص برای اطمینان از ایمنی سازه انجام شود و در صورت لزوم، تمهیدات لازم برای جلوگیری از آسیب‌دیدن سازه ناشی از فرونشست زمین در نظر گرفته شود. حفرات زیر سطحی که امکان ناپایداری آنها در اثر زلزله وجود دارد، می‌توانند با یکی از موارد زیر مرتبط باشند:

- قنات‌ها
- حفرات و فضاهای زیرزمینی شامل ایستگاه‌های مترو، تونل‌های کم‌عمق، معادن زیرزمینی، چاه‌ها و کوره‌های فاضلاب و نظایر آنها
- حفرات و غارهای زیرزمینی طبیعی
- حفرات به وجود آمده ناشی از آب‌شستگی دانه‌های خاک بر اثر ترکیدگی لوله‌های آب، نفوذ آب‌های سطحی و نظایر آن

۱-۳-۲-۶ شناسایی حفرات زیرسطحی

برای شناسایی حفرات زیرسطحی می‌توان از روش‌های شناسایی مختلف از جمله حفر گمانه و یا روش‌های ژئوفیزیکی استفاده کرد. شناسایی قنات‌های فعلی و تونل‌های تأسیسات شهری باید بر اساس مدارک موجود انجام گیرد. تعیین نوع خاک و عمق قرارگیری و قطر حفره زیرسطحی به منظور بررسی پایداری آن الزامی است.

۴-۲-۶ گسلش

۵-۲-۶ جابجایی ناشی از گسلش در سطح زمین می‌تواند موجب آسیب به سازه‌ها گردد، در پهنه‌های گسلی به ویژه گسل‌های اصلی، اجتناب از ساخت ساختمان به‌ویژه ساختمان‌های با اهمیت بسیار زیاد اکیداً توصیه می‌شود. از این رو، لازم است کلیه سازندگان بنا در این پهنه‌ها پیش از ساخت اقدام به شناسایی گسلش سطحی کرده و در صورتی که زمین‌شناس، گسلش سطحی با جابجایی عمدت‌های را تشخیص داد، ضوابط



مربوط به پهنه‌های با جابه‌جایی عمدہ بر اساس آیین‌نامه‌های ملی یا بین‌المللی معتبر مصوب رعایت گردد.

کاربری زمین‌های شهری حتی‌المکان باید به نحوی انجام شود که محدوده‌های پهنه‌های گسلی بهویژه گسل‌های اصلی به کاربری‌های کم خطر و یا کم تراکم نظیر فضای سبز، معابر، فضاهای ورزشی و تفریحی با سازه‌های سبک اختصاص یابد.

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

پهنه‌های گسلی دربرگیرنده تغییر شکل‌های عمدہ در محدوده اطراف گسل‌ها می‌باشد که برای گسل‌های اصلی، پهنه گسل‌های اصلی نام‌گذاری می‌شوند.

گسل‌های اصلی، گسل‌هایی هستند که طول آنها بیش از ده کیلومتر است. در صورتی که در پهنه‌های گسل‌های اصلی، در مواردی جابه‌جایی عمدہ وجود داشته باشد، این محدوده با نام پهنه با جابه‌جایی عمدہ تعریف می‌شود.

۳-۶ بزرگنمایی ناشی از توپوگرافی

افزایش نیروی طراحی لرزه‌ای در بررسی پایداری شیب‌ها و طراحی سازه‌های واقع بر شیب‌ها یا نزدیک آنها باید از طریق ضریب بزرگنمایی توپوگرافی (S_T) برای شیب‌های با ارتفاع بیش از ۳۰ متر و با زاویه میانگین بیش از ۱۵° صورت گیرد. در تحلیل پایداری شیب‌ها ضریب بزرگنمایی توپوگرافی در مقدار k_h ضرب می‌گردد. حداقل مقادیر ضریب بزرگنمایی توپوگرافی در پایداری شیب‌ها و طراحی سازه‌های واقع بر یا نزدیک شیب‌ها در جدول (۲-۶) ارائه گردیده است. این ضریب بزرگنمایی فقط در ثلث فوقانی ارتفاع شیب‌ها اعمال می‌گردد.



جدول ۲-۶ ضرایب بزرگنمایی ناشی از توپوگرافی

شکل شیب	میانگین زاویه شیب (β)	S_T
	> 15	$\geq 1/2$
	30 تا 15	$\geq 1/2$
	> 30	$\geq 1/4$

S_T : ضریب بزرگنمایی توپوگرافی

β : میانگین زاویه شیب

در مواردی که در این استاندارد مطالعات ویژه شرایط ساختگاهی الزامی است، اثر توپوگرافی نیز باید به صورت تحلیلی و دقیق‌تر بررسی شود.

۴-۶ دیوار نگهبان خاک

برای تحلیل و طراحی دیوارهای نگهبان زیر زمین اطراف ساختمان‌ها و دیوارهای نگهبان اطراف ساختمان در این استاندارد می‌توان از روش شباهستاتیکی با انتخاب ضریب زلزله مناسب استفاده نمود.

ضریب فشار جانبی لرزه‌ای خاک وارد بر دیوار نگهبان مجاور سازه‌ها با توجه به نحوه اتصال و تغییرشکل پذیری سازه‌ها، باید به صورت یکی از حالات زیر تعیین گردد:

الف- دیوار نگهبان کاملاً متصل به سازه، و بدون قابلیت جابجایی،

ب- دیوار نگهبان کاملاً مجزا از سازه و با قابلیت جابجایی جهت فعال شدن فشار خاک پشت دیوار،

ج- بخشی از دیوار در زیر تراز پایه به صورت متصل به سازه و بخشی از آن مجزا و با قابلیت جابجایی است.

این شرایط معمولاً در زمین‌های شیبدار و یا ساختمان‌هایی که وجوده مقابله آن



نمی توانند به طور متقابل و متعادل در زیر تراز پایه قرار گیرند، پیش می آید. در این صورت بخش پایین تر از تراز پایه براساس بند الف و بخش فوقانی آن مطابق بند ب فوق طراحی می گردد. در صورتی که بنا به علی بخش فوقانی که نمی تواند با دیوار مقابل خود در ساختمان فشار متقابل و متعادل را داشته باشد، کاملاً متصل به سازه ساخته شود، فشار خاک وارد بر این قسمت از دیوار در حالت وقوع زلزله مطابق بند الف محاسبه خواهد شد.

فصل هفتم

ضوابط ساختمان‌های با مصالح بنایی کلافدار

۱-۷- تعریف

ساختمان با مصالح بنایی کلافدار، که از این پس به اختصار ساختمان بنایی نامیده می‌شود، ساختمانی است که با آجر، بلوک سیمانی و یا سنگ ساخته شود و در آن تمام یا قسمتی از بارهای قائم و تمامی بار جانبی در هر دو امتداد اصلی ساختمان توسط دیوارهای با مصالح بنایی غیرمسلح تحمل می‌شود. وجود میلگردهای انسجام‌بخش، دیوار را مسلح نمی‌کند. ساختمانی که در آن بار جانبی در یک امتداد توسط دیوارهای با مصالح بنایی و در امتداد دیگر توسط عناصری غیر از دیوار تحمل می‌شود، ساختمان مختلط است و در ردیف ساختمان‌های با مصالح بنایی قرار نمی‌گیرد. رعایت کلیه ضوابط این فصل برای تمام مناطق با خطرهای نسبی مختلف الزامی است.

ساختمان‌های بنایی غیر مسلح به دو دسته تقسیم می‌شوند:

- ۱- ساختمان بنایی دارای کلافهای افقی و قائم
- ۲- ساختمان بنایی دارای میلگردهای انسجام‌بخش

۲-۷ هندسه ساختمان

۱-۲-۷ ارتفاع و تعداد طبقه‌های مجاز

رعایت کلیه شرایط و محدودیت‌های زیر برای ارتفاع و تعداد طبقه ساختمان‌های مشمول این فصل الزامی است.

- ۱- حداقل تعداد طبقات ساختمان بنایی، بدون احتساب زیرزمین، دو طبقه است.

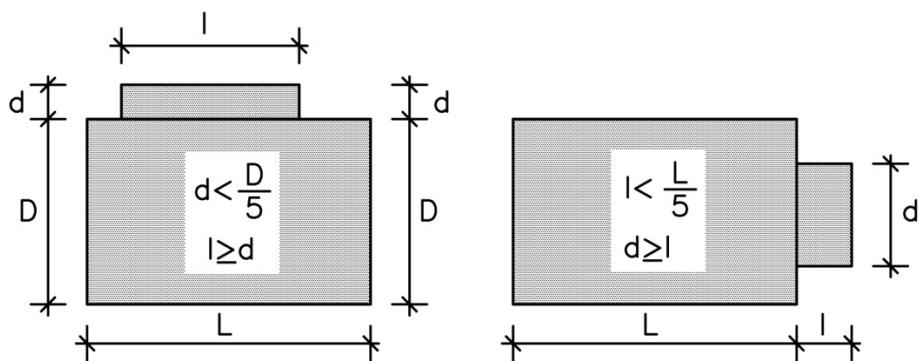
- ۲- تراز روی بام نسبت به متوسط تراز زمین مجاور نباید از ۸ متر تجاوز کند.
- ۳- ارتفاع طبقه، از روی کلاف افقی زیرین تا زیر سقف، نباید از ۴ متر بیشتر باشد.
- ۴- اگر ارتفاع طبقه از ۴ متر بیشتر باشد، علاوه بر کلاف‌بندی مطابق بند (۱-۹-۷)، باید یک کلاف افقی اضافی در ارتفاع حداکثر ۴ متر از روی کلاف زیرین دیوارها تعبیه شود. در صورت اخیر می‌توان ارتفاع طبقه را تا حداکثر ۶ متر افزایش داد.
- ۵- زیرزمین طبقه‌ای است که تراز روی سقف آن نسبت به متوسط تراز زمین مجاور از ۱/۵ متر بیشتر نباشد. به علاوه، حداکثر مقدار اختلاف تراز سقف زیرزمین با تراز زمین در پایین‌دست ساختمان نباید از ۲ متر تجاوز کند، در غیر این صورت این طبقه نیز به عنوان یک طبقه منظور می‌شود.
- ۶- حداکثر تعداد طبقات زیرزمین یک طبقه است.

۲-۲-۷ پلان ساختمان

۱-۲-۷ محدودیت‌های پلان

به طور کلی پلان ساختمان بنایی در هردو امتداد، باید شرایط زیر را برای تحمل یکنواخت نیروهای افقی ناشی از زلزله برآورده نماید.

- ۱- پلان ساختمان نسبت به هر دو محور اصلی، قرینه یا نزدیک به قرینه باشد.
 - ۲- طول ساختمان نباید از سه برابر عرض آن تجاوز کند.
 - ۳- ابعاد پیش‌آمدگی در پلان ساختمان، بدون تعبیه درز انقطاع، به مقادیری که در شکل (۱-۷) مشخص شده است، محدود باشد.
- چنانچه در شکل (۱-۷-الف) $L/5$ و یا در شکل (۱-۷-ب) $D/5$ باشد، این قسمت‌ها پیش‌آمدگی تلقی نمی‌شود. در این صورت محدودیتی برای بعد دیگر وجود ندارد، مشروط بر آنکه قرینه بودن پلان ساختمان به طور نامناسبی تغییر نکند.



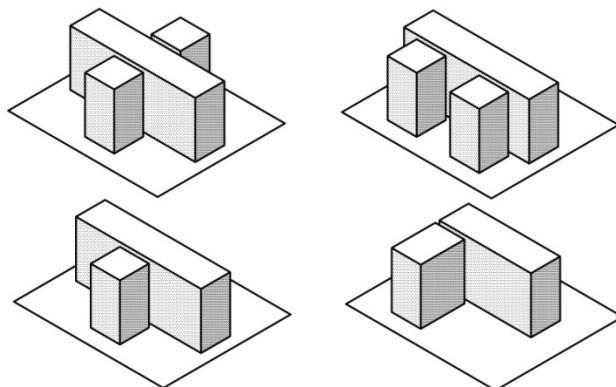
الف) پیش آمدگی در امتداد طول ساختمان ب) پیش آمدگی در امتداد عرض ساختمان

شکل ۱-۷ ابعاد پیش آمدگی در پلان ساختمان

۲-۲-۲-۷ درز انقطاع

اگر پلان ساختمان واجد شرایط زیر باشد، باید با ایجاد درز انقطاع مطابق بند (۳-۶-۱) ساختمان را به قطعات مناسب‌تر مانند شکل (۲-۷) تقسیم کرد، به طوری که هر قطعه واجد شرایط بند (۱-۲-۷) شود. در این صورت ادامه درزهای انقطاع در شالوده ساختمان الزامی نیست.

- ۱- نسبت طول به عرض پلان ساختمان بیشتر از ۳ باشد.
- ۲- پلان ساختمان نامتقارن بوده و یا دارای پیش آمدگی‌هایی بیش از مقادیر مندرج در زیربند ۳ از بند (۱-۲-۷) باشد.



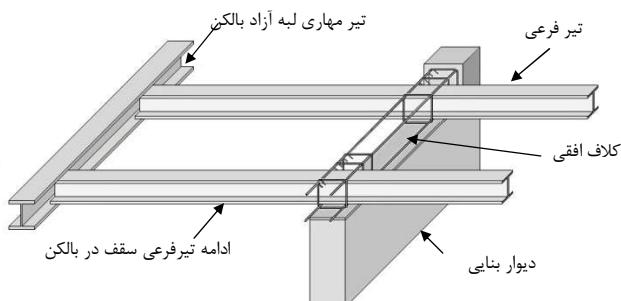
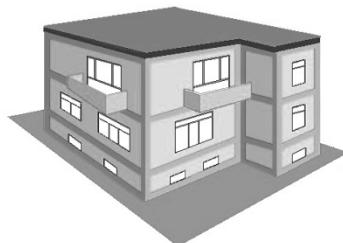
شکل ۲-۷ تقسیم ساختمان به قطعات مناسب با ایجاد درز انقطاع



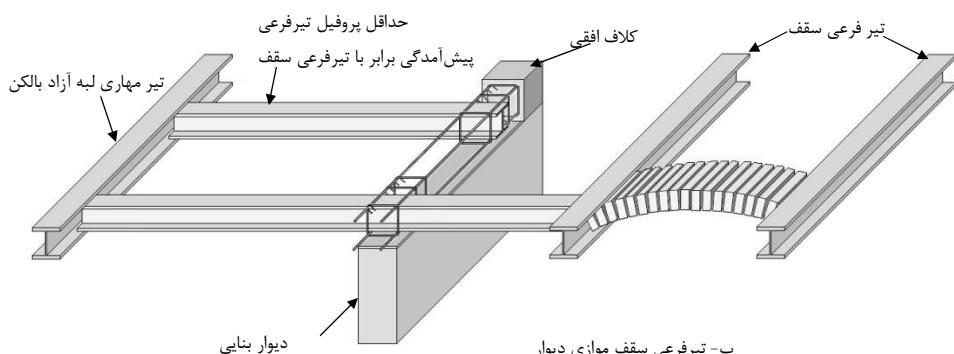
۳-۲-۷ مقطع قائم ساختمان

ساختمان‌های مشمول این فصل نباید در مقاطع قائم دارای پیشآمدگی باشند، ولی در شرایطی که پیشآمدگی در مقاطع قائم اجتنابناپذیر است، باید ضوابط زیر رعایت شود:

- ۱- طول جلو آمده طرہ در بالکن‌های سه طرف باز از $1/20$ متر و در بالکن‌های دو طرف باز از $1/50$ متر بیشتر نباشد.
- ۲- این طرہ‌ها باید به خوبی در سقف طبقه مهار شوند.
- ۳- پیشآمدگی ساختمان در مقطع قائم به طوری که طبقه بالا به صورت طرہ جلوتر از طبقه پایین باشد، فقط در موارد زیر مجاز است:
 - الف- طول جلو آمده طرہ از یک متر بیشتر نباشد؛
 - ب- دیوارهای سازه‌ای قسمت پیشآمد نباید بار سقف یا دیوار فوقانی را تحمل کنند. چنانچه بارهای ثقلی ناشی از وزن دیوارهای قسمت پیشآمد، باید به ناگزیر توسط سقف یا کف پیشآمده منتقل شود، لازم است از طرہ‌هایی که به نحو مناسبی در کلافهای افقی همان تراز مهار شده‌اند، برای تحمل این بارها استفاده شود (شکل ۳-۷).
 - پ- دیوارهای قسمت پیشآمده به وسیله کلافهای قائم فولادی و یا بتن‌آرمه با اتصال مناسب و مطمئن نگهداشته شوند و دو سر کلافها در عناصر سازه‌ای کف و سقف مهار شوند.
 - ت- کلافبندی مربوط به دیوارهای قسمت پیشآمدگی باید به نحوی انجام شود که اولاً هر کلاف حداقل 2 متر از دیوار را نگهدارد، ثانیاً دو طرف پنجره‌های با عرض بیشتر از 2 متر نیز دارای کلاف باشد. حداقل مقطع و آرماتوربندی این کلافهای قائم باید، مانند کلافهای قائم ساختمان، مطابق بندهای (۱-۲-۹-۷) و (۲-۲-۹-۷) باشد.



الف-تیرفرعی سقف عمود بر دیوار



ب-تیرفرعی سقف موازی دیوار

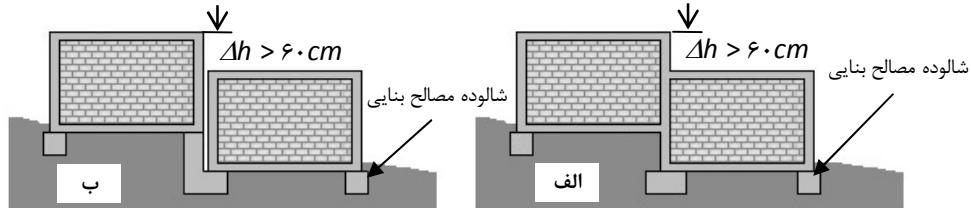
سقف بالکن و سقف طبقه باید با رعایت جزئیات اتصال یکپارچه شده و همزمان اجرا شوند

شکل ۳-۷ نمونه‌ای از نحوه مهار کردن تیر بالکن یا پیش‌آمدگی در کلاف افقی و سقف

۴-۲-۷ اختلاف تراز

از اختلاف تراز در یک طبقه ساختمان باید حتی الامکان پرهیز شود. در صورت وجود اختلاف تراز بیش از ۶۰ سانتی‌متر باید دیوارهای حد فاصل دو قسمتی که اختلاف تراز دارند با کلاف‌بندی اضافی مناسب تقویت شوند و یا اینکه دو قسمت ساختمان به وسیله درز انقطاع از یکدیگر جدا شوند (شکل ۴-۷).

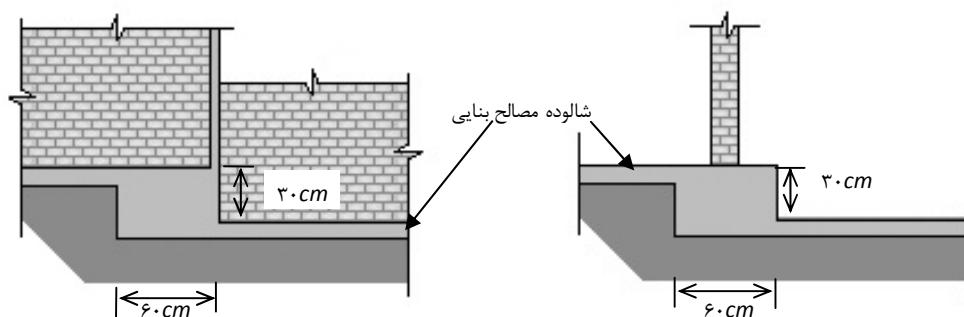
رعایت اندازه مجاز بازشوها در تمام دیوارها مطابق با بند (۳-۷) الزامی است. بین دو قسمت از درز انقطع باید مطابق شکل (۴-۷-الف) ناحیه فوقانی پرشود و ضوابط بازشوها در قسمت زیرین رعایت شود..



شکل ۴-۷ رعایت ضوابط مربوط به زمین دارای شیب طبیعی

۵-۲-۷ شالوده‌ها

شالوده‌ها باید حتی المقدور در یک تراز افقی ساخته شوند. در صورتی که به علت شیب زمین یا علل دیگر احداث شالوده در یک تراز مسیر نباشد، باید هر قسمت آن در یک تراز افقی و با محدودیت‌های شکل (۵-۷) اجرا شود.



شکل ۵-۷ رعایت ضوابط مربوط به زمین دارای شیب طبیعی

اگر از کلاف‌های افقی به عنوان شالوده استفاده شود، باید کلاف‌های افقی بر روی کرسی‌چینی با مصالح بنایی مانند شکل‌های (۶-۷) و (۷-۷) اجرا شود. در این حالت رعایت موارد زیر الزامی است:

- ۱- عرض کرسی‌چینی زیر دیوار یا کلاف افقی نباید از ضخامت دیوار یا عرض کلاف افقی به اضافه ۱۰ سانتی‌متر کمتر باشد.
- ۲- عرض کرسی‌چینی بر روی بتن مگر یا شفته آهک تسطیح، نباید از مقادیر جدول (۱-۷) کمتر باشد.



۳- کرسی چینی سنگی یا آجری را می توان به صورت پله ای (با نسبت ۱ به ۲) یا غیرپله ای ساخت.

۴- میزان بیرون زدگی هر پله زیرین نسبت به پله روی آن نباید از ارتفاع پله زیرین بیشتر باشد.

۵- ارتفاع شالوده مصالح بنایی (h) نباید از مقادیر جدول (۱-۷) منهای عرض کلاف افقی کمتر باشد. برای مقدار مقاومت بین مقادیر جدول (۱-۷) می توان از درون یابی خطی استفاده کرد.

جدول ۱-۷ مقدار عرض کرسی چینی بر روی بتن تسطیح یا شفته آهک تسطیح

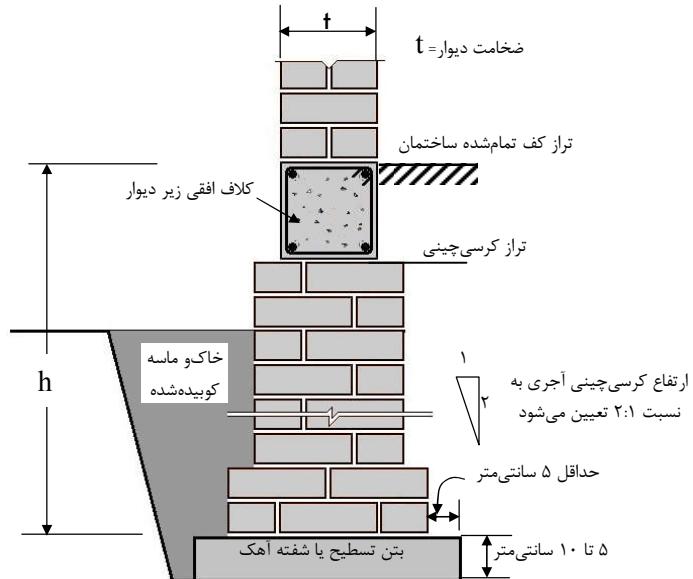
تعداد طبقات			نوع خاک محل ساخت
۳	۲	۱	
عرض کرسی چینی مصالح بنایی (سانتی متر)			
۶۰	۴۰	۳۰	خاک هایی که مقاومت مجاز آنها در حدود ۲ تا ۵/۲ کیلوگرم بر سانتی متر مربع باشد.
۷۰	۵۰	۳۵	خاک هایی که مقاومت مجاز آنها بیش از ۱/۵ و کمتر از ۲ کیلوگرم بر سانتی متر مربع باشد.
۱۰۰	۷۰	۴۰	خاک هایی که مقاومت مجاز آنها بیش از ۱ و کمتر از ۱/۵ کیلوگرم بر سانتی متر مربع باشد.
۱۵۰	۱۰۰	۵۰	خاک هایی که مقاومت مجاز آنها در حدود ۱ کیلوگرم بر سانتی متر مربع باشد.

اگر دیوار مصالح بنایی مستقیماً روی شالوده مصالح بنایی (آجری یا سنگی) قرار داده شود، باید کلاف قائم را به نحو مناسبی مانند موارد شکل (۸-۷) در داخل کرسی چینی مهار کرد.

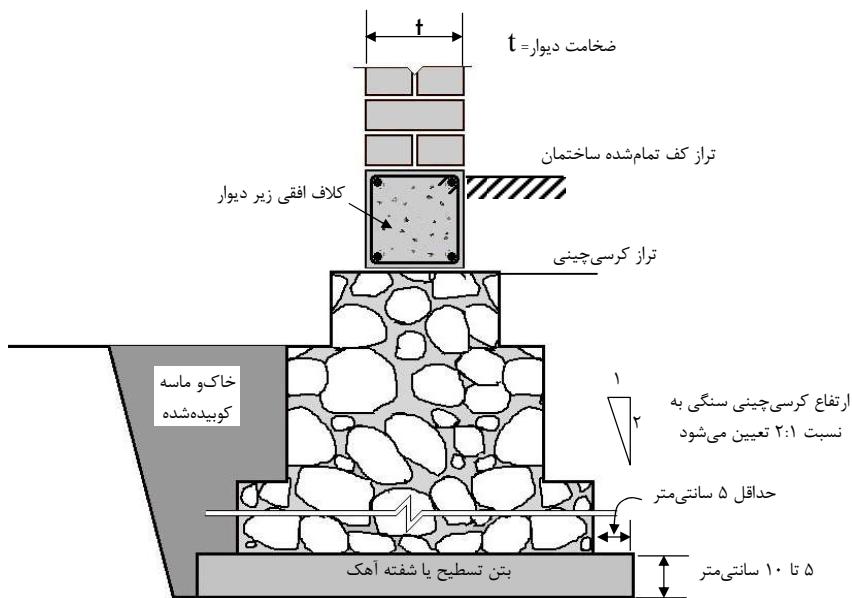
۱- اگر کلاف قائم بتن آرمه باشد، با خم کردن میلگردهای طولی در درون کرسی چینی، مانند شکل (۸-۷-الف).

۲- اگر کلاف قائم فولادی باشد، با جوش دادن میلگردهای [شکل به انتهای کلاف قائم، مانند شکل (۸-۷-ب)].

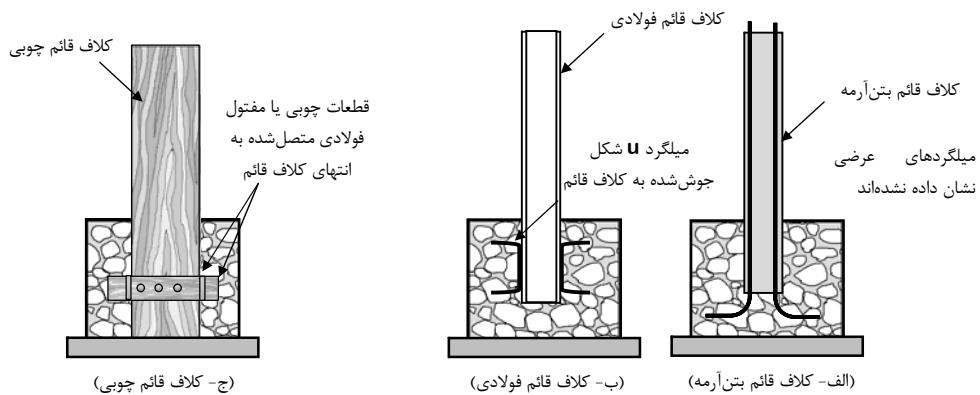
۳- اگر کلاف قائم چوبی باشد، با متصل کردن مفتول های فولادی یا قطعه های چوبی، مانند شکل (۸-۷-ج).



شکل ۷-۶ شالوده متشکل از مجموع کلاف افقی زیر دیوار و کرسی چینی آجر چینی



شکل ۷-۷ شالوده متشکل از مجموع کلاف افقی زیر دیوار و کرسی چینی سنگی



شکل ۸-۷ جزئیات مهار کلاف قائم در شالوده مصالح بنایی

به جای استفاده از کلاف افقی با کرسی چینی مصالح بنایی می‌توان از شالوده بتن‌آرمه با رعایت شرایط مندرج در جدول (۲-۷) استفاده کرد.

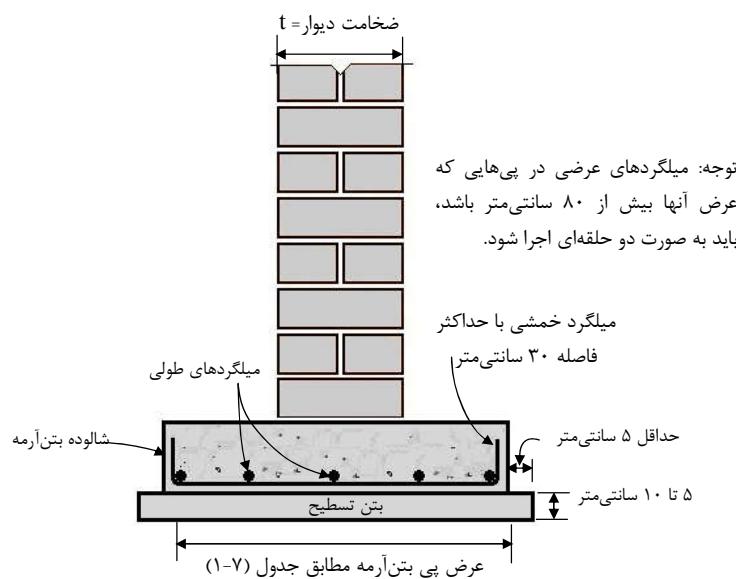
در این حالت رعایت موارد زیر الزامی است:

- ۱- مقاومت مشخصه بتن مورد استفاده در شالوده باید حداقل 20 مگاپاسکال باشد.
- ۲- مقاومت تسلیم میلگرد مورد استفاده در شالوده باید حداقل 240 مگاپاسکال باشد.
- ۳- فولاد عرضی باید به میزان فولاد خمی در نظر گرفته شود.
- ۴- بتن مگر زیر شالوده با ضخامت 10 سانتی متر بیشتر از عرض شالوده و حداقل ضخامت $5 \text{ تا } 10 \text{ سانتی متر}$ باشد.



جدول ۷-۲ شرایط استفاده از شالوده بتن آرمه در زیر دیوار

تعداد طبقات			نوع خاک محل ساخت
۳	۲	۱	
فولاد خمشی مورد نیاز شالوده در هر سفره			
۳ Φ۱۲	۲ Φ۱۲	۲ Φ۱۰	خاک‌هایی که مقاومت آنها در حدود ۲/۵ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع باشد.
۳ Φ۱۲	۳ Φ۱۲	۳ Φ۱۰	خاک‌هایی که مقاومت آنها بیش از ۱/۵ و کمتر از ۲ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع باشد.
۴ Φ۱۲	۴ Φ۱۲	۳ Φ۱۲	خاک‌هایی که مقاومت آنها بیش از ۱ و کمتر از ۱/۵ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع باشد.
۶ Φ۱۴	۴ Φ۱۴	۳ Φ۱۲	خاک‌هایی که مقاومت آنها در حدود ۱ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع باشد.



شکل ۷-۹ شالوده بتن آرمه مورد نیاز در زیر دیوار مصالح بنایی



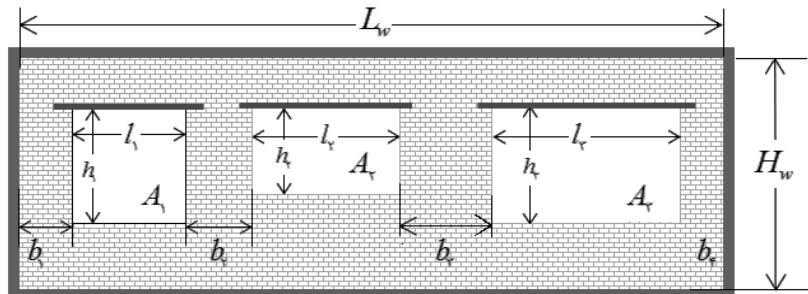
۳-۷ بازشو (در - پنجره - گنجه)

در ساختمان های بنایی به طور کلی باید از احداث بازشو های وسیع احتراز شود و حتی المقدور بازشو ها در قسمت مرکزی دیوار قرار گیرند. رعایت همه محدودیت های ذیل برای هر دیوار سازه ای (مطابق تعریف بند ۱-۴-۷) الزامی است:

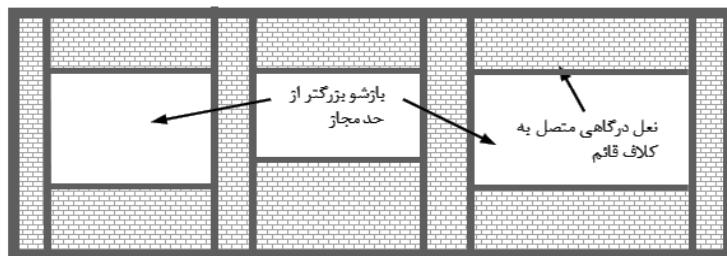
- الف) مجموع سطح بازشو ها نباید از یک سوم سطح آن دیوار بیشتر باشد.
- ب) مجموع طول بازشو ها نباید از یک دوم طول دیوار بیشتر باشد.
- پ) فاصله اولین بازشو از ابتدای طول دیوار نباید از دو سوم ارتفاع بازشو یا ۷۵ سانتی متر کمتر باشد، مگر آنکه در طرفین بازشو کلاف قائم قرار داده شود.
- ت) فاصله افقی دو بازشو از دو سوم ارتفاع کوچک ترین بازشو مجاور خود کمتر نبوده و از یک ششم مجموع طول آن دو بازشو نیز کمتر نباشد. در غیر این صورت، جرز بین دو بازشو جزئی از بازشو منظور می شود و نباید آن را به عنوان دیوار سازه ای به حساب آورد و نعل در گاه روی بازشو ها باید به صورت یکسره با دهانه ای برابر مجموع طول بازشو ها به اضافه طول جرز بین آنها و ۲۰ سانتی متر اضافه در هر طرف منظور شود.
- ج) هیچ یک از ابعاد بازشو نباید از ۲/۵ متر بیشتر باشد. در غیر این صورت باید طرفین بازشو را با تعییه کلاف های قائم، که به کلاف های افقی بالا و پایین آن طبقه متصل می شوند، و همچنین با مهار نعل در گاه بازشو در کلاف های قائم طرفین تقویت کرد. حداقل مشخصات و ابعاد کلاف های قائم باید متناسب با شرایط جدول (۳-۷) تعییه شوند.

جدول ۳-۷ مشخصات کلاف های قائم در اطراف بازشو های بزرگ تر از ۲/۵ متر

مشخصات کلاف قائم در اطراف بازشو ها	
مقطع کلاف (سانتی متر)	۲۰ × ۱۰
میلگردهای طولی کلاف	۲ Φ۱۰
میلگردهای عرضی کلاف	Φ۸ @ ۲۰ cm c/c



در صورت عدم تحقق شرایط فوق



$$A + A_1 + A_2 \leq \frac{1}{3} (L_w \times H_w)$$

$$l_1 + l_2 + l_3 \leq \frac{1}{2} L_w$$

$$b_1 \geq -\frac{h_1}{3}, \quad \geq 75\text{cm}$$

$$b_2 \geq -\frac{h_2}{3}, \quad \geq -\frac{1}{6}(l_2 + l_3)$$

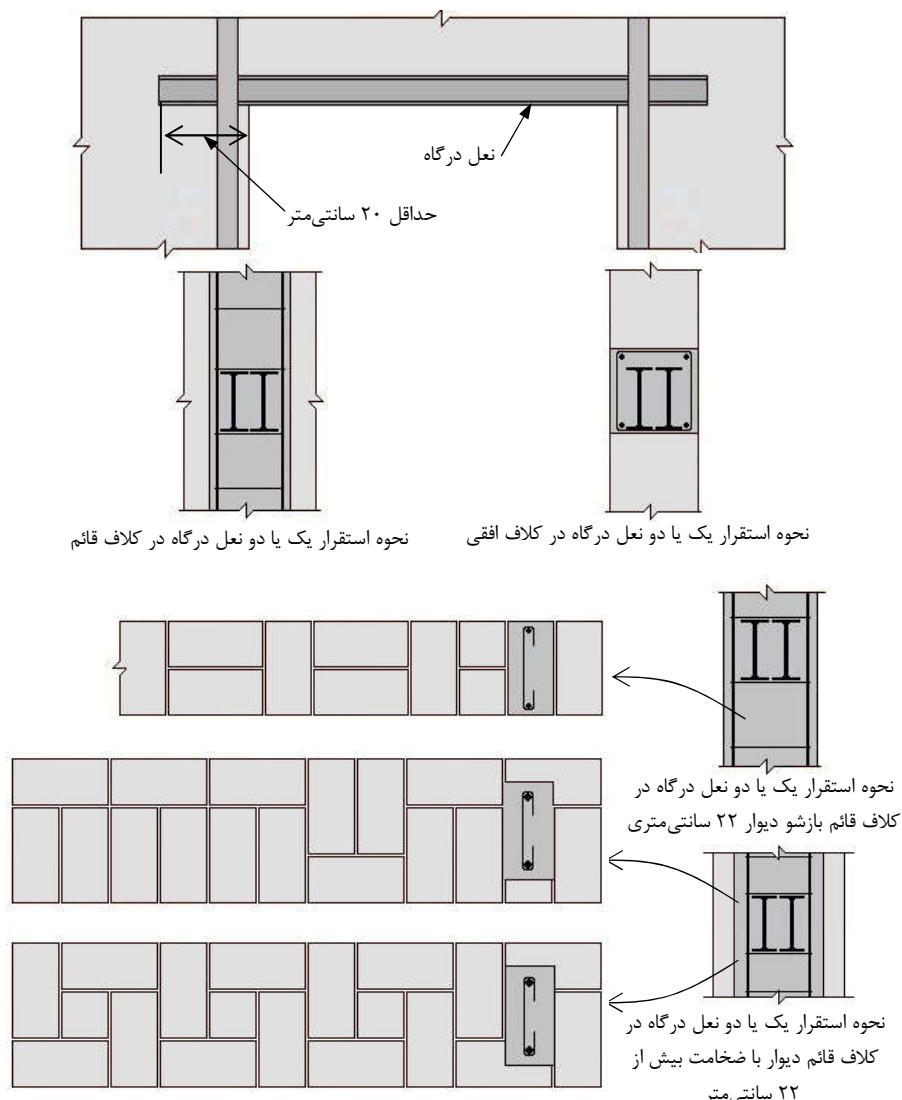
$$h_i \leq 2/5m$$

$$b_3 \geq -\frac{h_3}{3}, \quad \geq -\frac{1}{6}(l_1 + l_2)$$

$$b_4 \geq -\frac{h_4}{3}, \quad \geq 75\text{cm}$$

$$l_i \leq 2/5m$$

شکل ۱۰-۷ ضوابط مربوط به بازشوها در دیوارهای سازه‌ای ساختمان بنایی



شکل ۱۱-۷ جزئیات مربوط به نحوه استقرار نعل درگاه در کلاف افقی و قائم

۴-۷ مصالح

موارد زیر برای کلیه مصالح مصرفی و اجزای آنها باید مطابق با فصل دوم مبحث هشتم و مبحث پنجم مقررات ملی ساختمان باشد.



۵-۷ انواع دیوار مصالح بنایی

دیوارهای مصالح بنایی به دو نوع سازه‌ای و غیرسازه‌ای تقسیم می‌شوند.

۵-۷-۱ دیوارهای سازه‌ای

دیوار سازه‌ای دیواری است که برای تحمل بار قائم یا قائم و جانبی در ساختمان در نظر گرفته می‌شود و باید شرایط زیر را دara باشد.

۱- حداکثر طول مجاز محصور بین دو کلاف قائم از کل طول هر دیوارسازه‌ای، نباید از ۵ متر یا ۳۰° برابر ضخامت آن بیشتر باشد.

۲- ارتفاع دیوار سازه‌ای برابر با ارتفاع طبقه مطابق با بند (۱-۲-۷) می‌باشد.

۴- مقدار دیوارهای سازه‌ای در هر طبقه و در هر امتداد برابر است با نسبت مساحت مقطع افقی دیوارها در امتداد مورد نظر به مساحت زیربنای آن طبقه. آن بخش از دیوار که در بالا و پایین بازشوها قرار دارد، نباید در محاسبه مقدار دیوار منظور شود (شکل ۱۲-۷).

۵- حداقل نسبت ضخامت به ارتفاع دیوار سازه‌ای نباید از $\frac{1}{15}$ کمتر باشد. در هر حال ضخامت دیوار سازه‌ای در طبقه اول و دوم نباید از ۲۲ سانتی‌متر و در زیر زمین از ۳۵ سانتی‌متر کمتر باشد.

۶- مقدار دیوار سازه‌ای در هر طبقه و در هر یک از امتدادهای طولی و عرضی ساختمان نسبت به کل دیوارها در آن امتداد، نباید از مقادیر مندرج در جدول (۳-۷) و متناظر با خطر نسبی منطقه کمتر باشد.

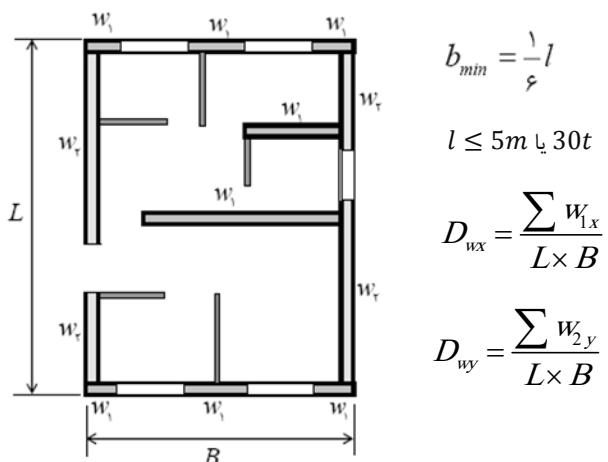
جدول ۳-۷ حداقل مقدار دیوار سازه‌ای در هر امتداد ساختمان برای مناطق مختلف خطرنسبی

خطر نسبی مناطق							نوع و تعداد طبقات	
خطر نسبی زیاد و بسیار زیاد			خطر نسبی کم و متوسط					
طبقة دوم	طبقة اول	طبقة زيرزميin	طبقة دوم	طبقة اول	طبقة زيرزميin	طبقة اول		
-	.۳%	.۵%	-	.۴%	.۶%	یک طبقه	ساختمان آجری	
.۳%	.۵%	.۶%	.۴%	.۶%	.۸%	دو طبقه		
-	.۵%	.۸%	-	.۶%	.۱۰	یک طبقه	ساختمان با بلوک سیمانی	
.۵%	.۸%	.۹%	.۶%	.۱۰	.۱۲	دو طبقه		
-	.۴%	.۵%	-	.۵%	.۶	یک طبقه	ساختمان سنگی	
.۴%	.۶%	.۶%	.۵%	.۸%	.۸%	دو طبقه		



۲-۵-۷ اجرای دیوارسازهای

- ۱- در ساختمان بنائی استفاده از ملات گل و یا گل آهک مجاز نیست.
- ۲- برای اجرای دیوار سنگی و دیوار بلوك سیمانی باید از ملات ماسه سیمان با عیار حداقل ۲۰۰ کیلوگرم سیمان در متر مکعب ملات استفاده شود.
- ۳- برای اجرای دیوار می توان از ملات ماسه سیمان با عیار حداقل ۲۰۰ کیلوگرم سیمان در متر مکعب یا ملات با تاره (ملات ماسه - آهک - سیمان) با ۱۰۰ کیلوگرم سیمان و ۱۲۵ کیلوگرم آهک در متر مکعب ملات نیز استفاده کرد.
- ۴- برای اجرای جان پناه بام و بالکن و قسمت طرهای دودکشها باید منحصراً از ملات ماسه سیمان با عیار حداقل ۲۰۰ کیلوگرم سیمان در متر مکعب ملات استفاده شود.
- ۵- ملات ماسه سیمان باید حداکثر در مدت یک ساعت پس از تهیه، مصرف شود.
- ۶- آجر مصرفی در دیوارها باید از جنس مرغوب و دارای قدرت باربری و دوام مناسب باشد و قبل از استفاده مطابق بند (۶-۱۰-۷) زنجاب شود.
- ۷- بلوك سیمانی مصرفی در دیوارها باید از جنس مرغوب و دارای قدرت باربری و دوام مناسب باشد و قبل از استفاده مطابق بند (۶-۱۰-۷) زنجاب شود.
- ۸- سنگ مصرفی در دیوارها باید از جنس مرغوب و دارای قدرت باربری و دوام مناسب باشد.
- ۹- فولاد مصرفی در دیوارها باید از جنس مرغوب و دارای حد جاری شدن مشخص باشد.



شکل ۱۲-۷ نحوه محاسبه مقدار دیوارهای سازه‌ای در هر امتداد



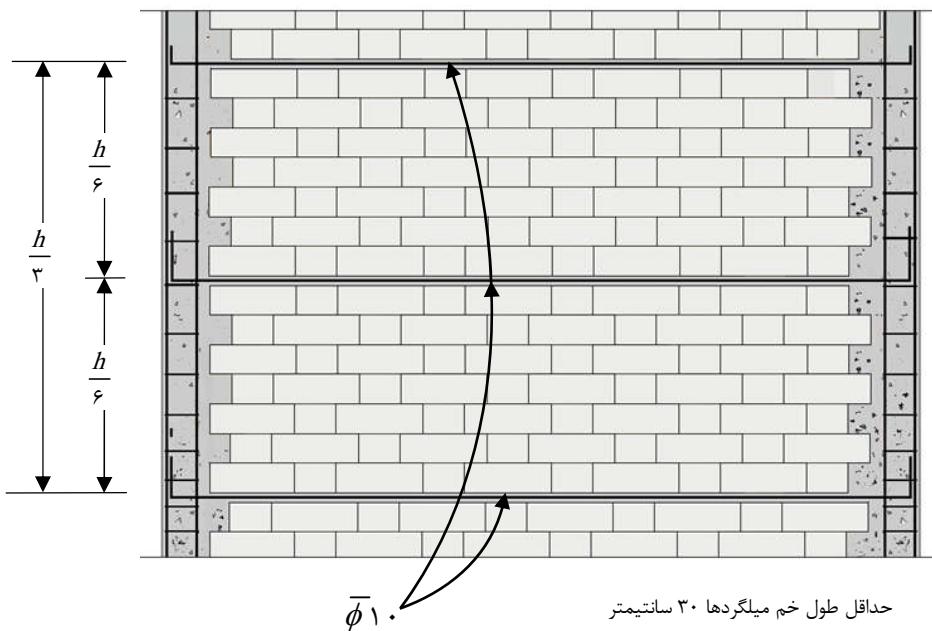
۲-۵-۷ چیدن دیوار

- ۱- برای ساخت دیوار با سنگی که به شکل مکعب مستطیل، یا آجر یا بلوک سیمانی است، نباید بندهای قائم در یک راستا قرار گیرد.
- ۲- درزهای قائم «هرز ملات» باید کاملاً با ملات پر شود.
- ۳- برای اجرای دیوار با سنگ لاشه، لازم است سنگ لاشه‌ها با قفل و بست مجاورهم قرار گرفته و بین آنها کاملاً با ملات پر شود.
- ۴- اگر دیوار چینی به طور همزمان میسر نباشد، می‌توان قسمت‌هایی را به صورت «لاریز» ساخت و قسمت‌های بعدی را روی لاریز بنا کرد.
- ۵- دیوارهای سازه‌ای بهم پیوسته یا متقطع (در گوشه‌های ساختمان) باید به طور همزمان و در یک تراز چیده و در یک سطح بالا آورده شود.
- ۶- دندانه‌دار کردن دیوار سازه‌ای (هشت‌گیر) که معمولاً برای اتصال دیوارها یا برای ساختن دیوارهای طویل به کار می‌رود، مجاز نیست.

۳-۲-۵-۷ میلگرد میانی

در ناحیه یک سوم میانی ارتفاع هر دیوار سازه‌ای که دهانه آن ۳ تا ۵ متر باشد، باید حداقل سه میلگرد به قطر ۱۰ میلی‌متر با شرایط زیر در درزهای افقی به صورت سرتاسری تا محل کلافهای قائم امتداد داده شود و در داخل آنها مهار گردد (شکل ۱۳-۷):

- ۱- یک میلگرد در وسط ارتفاع
- ۲- دو میلگرد به فاصله یک ششم ارتفاع دیوار یکی بالا و یکی پایین میلگرد وسط



شکل ۱۳-۷ نحوه تعبیه میلگردهای ناحیه یک سوم میانی ارتفاع دیوار (h) و اتصال به کلاف قائم

۳-۵-۷ دیوار غیرسازهای

دیوار غیرسازهای دیواری است که برای جدا کردن فضای داخلی ساختمان به عنوان تیغه یا جداگر به کار برده می شود. این دیوار سهمی در تحمل بارهای قائم ندارد و باید با استفاده از عناصر کمکی مطابق با سایر شرایط این بند، بار جانبی ناشی از وزن خود را تحمل کند.

دیوار غیرسازهای باید شرایط زیر را دارا باشد:

- ۱- حداقل طول مجاز هر دیوار غیرسازهای بین دو کلاف قائم، باید از ۶ متر یا ۴۰ برابر ضخامت آن دیوار بیشتر باشد (شکل ۱۴-۷).
- ۲- حداقل نسبت ضخامت به ارتفاع دیوار غیرسازهای باید از $\frac{1}{3}$ کمتر باشد. در صورت استفاده از آجر، حداقل ضخامت دیوار غیرسازهای باید برابر با عرض آجر باشد.
- ۳- حداكتر ارتفاع دیوار غیرسازهای از تراز کف $\frac{3}{5}$ متر است. در صورت تجاوز از این مقدار باید دیوار غیرسازهای با تعبیه عناصر افقی و قائم مانند زیر بند ۵ زیر به طور

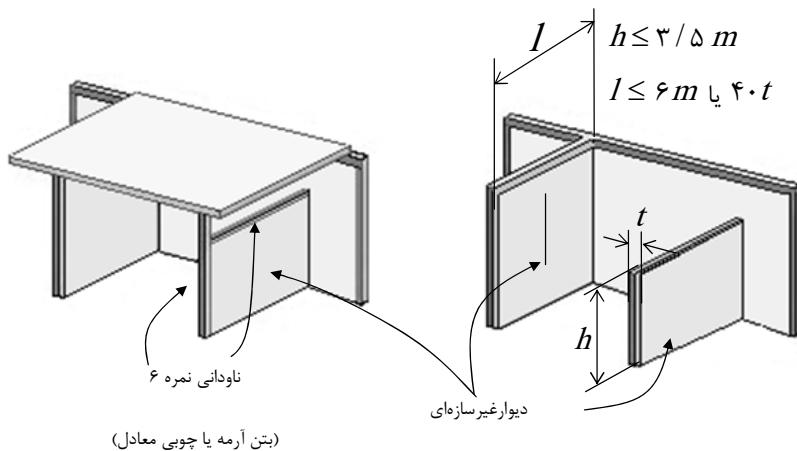


مناسبی مقید و محدود شود.

۴- دیوار غیرسازهای که در تمام ارتفاع طبقه ادامه دارد، باید کاملاً به زیر پوشش سقف مهار شود، یعنی رگ آخر تیغه با فشار و ملات کافی در زیر سقف جای داده (مهر) شود.

۵- لبه فوقانی (افقی) دیوار غیرسازهای که در تمام ارتفاع ادامه ندارد باید با کلاف فولادی یا ناودانی نمره ۶ یا معادل مقطع بتن مسلح یا چوبی که به دیوارسازهای یا کلافهای احاطه کننده دیوار غیرسازهای متصل باشد، مقید شود (شکل ۱۴-۷).

۶- در صورتی که لبه قائم دیوار غیرسازهای (تیغه) آزاد باشد، این لبه باید به یک تیغه دیگر، یا یک دیوار عمود بر آن، یا کلاف قائم و یا ستونک معادل یک ناودانی فولادی نمره ۶ یا مقطع بتن آرمه یا چوبی، با اتصال کافی تکیه داشته باشد.



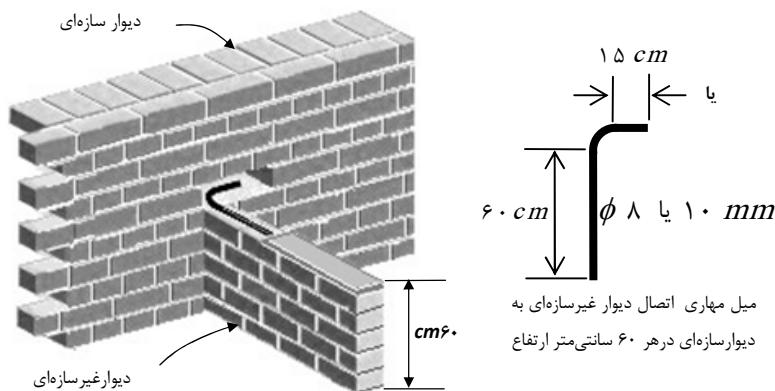
شکل ۱۴-۷ جزئیات دیوارهای غیر سازهای

۷- دیوار غیرسازهای متکی به دیوار سازهای باید به طور هم‌زمان یا به صورت لاریز یا به صورت هشتگیر چیده شود. چنانچه دیوار غیرسازهای بعد از احداث دیوارسازهای و بدون اتصال به آن ساخته شود، باید در محل تقاطع به نحو مناسبی به دیوارسازهای متصل و محکم شود. در این حالت دیوار سازهای در صورت دارا بودن سایر شرایط فوق می‌توانند به عنوان نگهدارنده برای دیوار غیرسازهای محسوب شود. در صورتی که اتصال کافی بین دیوار غیرسازهای و دیوار سازهای وجود نداشته باشد، لبه کناری دیوار



غیرسازهای آزاد تلقی شده و باید طبق شرایط مندرج در زیر بند ۶، عنصر قائم در لبه آن تعییه شود. دو دیوار غیرسازهای عمود بر هم نیز باید با یکدیگر قفل و بست شوند.

- هشتگیر را می‌توان منحصراً برای اتصال دیوارهای غیرسازهای به کار گرفت، مشروط بر آنکه درزهای بالا و پایین آجرچینی بعدی در محل هشتگیر کاملاً با ملات پوشود. برای درگیر کردن دیوار غیرسازهای به دیوار سازهای می‌توان از میلهای مهاری با مشخصات ارائه شده در شکل (۱۵-۷) استفاده کرد.



شکل ۱۵-۷ نحوه قفل و بست دیوار غیرسازهای به دیوار سازهای

۴-۵-۷ جان‌پناه

ارتفاع جان‌پناه اطراف بام و بالکن‌ها از کف تمام شده، در صورتی که ضخامت دیوار آن ۱۰ و یا ۲۰ سانتی‌متر باشد، نباید به ترتیب از ۵۰ و ۷۰ سانتی‌متر تجاوز کند و باید مطابق شکل (۱۶-۷) و در فواصل پنج متر از یکدیگر مهارشود. در صورتی که ارتفاع جان‌پناه از ۷۰ سانتی‌متر بیشتر باشد، باید کلافهای قائم تا بالای جان‌پناه ادامه یافته و بر روی جان‌پناه کلاف افقی به ارتفاع ۱۰ سانتی‌متر و با دو میلگرد افقی تعییه شود.

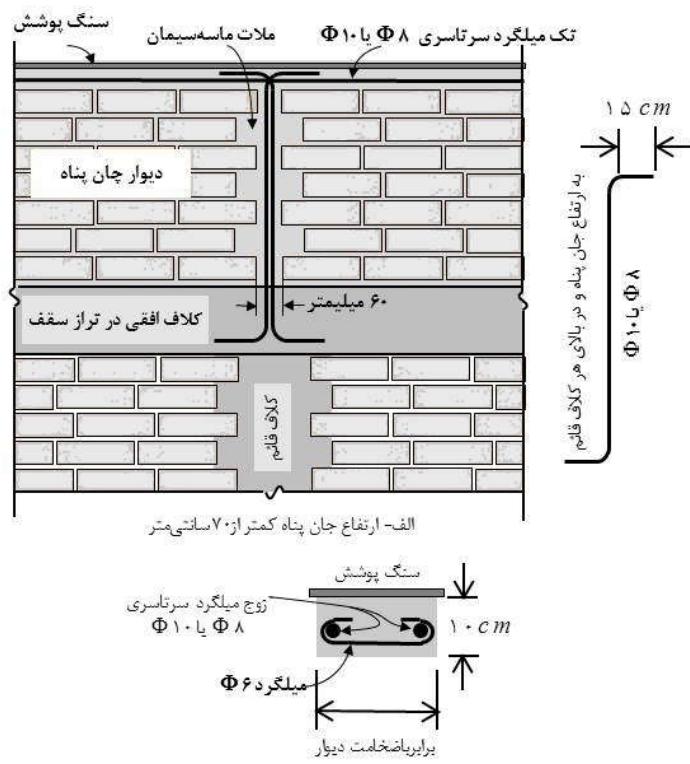
۵-۵-۷ بادگیر

بادگیر ساخته شده با مصالح بنایی و اجزای مشابه نباید از کف بام، بلندتر از ۱/۵ متر باشد. در صورتی که ارتفاع بادگیر از این مقدار تجاوز کند باید به وسیله عناصر قائم فولادی یا بتن‌آرمه به نحو مناسبی تقویت و در کف بام گیردار شود.



۶-۵-۷ دودکش

با توجه به مصالح ساخت دودکش (لوله‌های سیمانی سبک و مشابه آن) که یکپارچه از طبقات پایین تا بام ادامه می‌یابد، باید دودکش در ارتفاعی برابر با ارتفاع جان‌پناه به روش مناسبی (مثلاً آجرچینی در اطراف آن) مهار شود. ساخت دودکش با مصالح بنایی مجاز نیست.



ب- کلاف افقی روی جان‌پناه، ارتفاع جان‌پناه بیش از ۷۰ سانتی‌متر

شكل ۱۶-۷ جزئیات مهار جان‌پناه

۶-۷ کلاف‌بندی

برای تمام ساختمان‌های بنایی اعم از آجری، بلوک سیمانی و یا سنگی (یک، دو و سه طبقه)، حداکثر طول و ارتفاع هر دیوار سازه‌ای محصور در کلاف‌های افقی و قائم به ترتیب ۵ و ۴ متر است. در صورتی که طول و ارتفاع بیش از مقادیر فوق باشد، باید کلاف‌های اضافی (افقی و قائم) به ترتیبی که در بندهای (۱-۶-۷) و (۲-۶-۷) بیان



می شود، در دیوار تعییه شود.

۱-۶-۷ کلاف بندی افقی

۱-۶-۷ برای کلیه دیوارهای سازه‌ای باید کلافهای افقی با شرایط زیر و در ترازهای تعیین شده، ساخته شود. فاصله کلافهای افقی در همه ترازها باید از ۴ متر بیشتر باشد.

الف) تراز روی شالوده یا شالوده

کلاف پایین ترین تراز (روی شالوده) باید با بتن مسلح ساخته شود، به طوری که:

۱- عرض مقطع آن از ضخامت دیوار و یا ۲۵ سانتی متر کمتر نباشد.

۲- ارتفاع مقطع آن از $\frac{2}{3}$ ضخامت دیوار و یا ۲۵ سانتی متر کمتر نباشد.

ب) تراز روی دیوار در هر طبقه

کلاف تراز روی دیوار می تواند از بتن آرمه یا از پروفیل های فولادی معادل تیر آهن نمره ۱۰ ساخته شود و باید شرایط زیر را دارا باشد:

۱- چنانچه کلاف سقف با بتن آرمه ساخته شود، عرض آن باید با ضخامت دیوار برابر باشد.

۲- اگر ضخامت دیوار خارجی بیش از ۲۰ سانتی متر است، برای امکان نمازی، می توان عرض کلاف را ۲۰ سانتی متر اختیار کرد.

۳- در هر حال اختلاف عرض کلاف با ضخامت دیوار باید از ۱۲ سانتی متر بیشتر باشد.

۴- ارتفاع کلاف باید از ۲۰ سانتی متر کمتر باشد.

۵- اگر به جای کلاف بتن آرمه از تیر آهن نمره ۱۰، یا پروفیل های فولادی معادل، استفاده شود، باید کلاف فولادی به خوبی به سقف متصل شود. همچنین این کلاف باید به نحوی مناسب با کلاف قائم یا دیوار (مثلث ملاط با حداقل ضخامت ۵ سانتی متر) متصل و پایدار شود.

۶- چنانچه سقف از تاوه تخت بتن آرمه درجا ساخته شود، نیازی به کلاف افقی اضافی در تراز سقف نیست.

۲-۶-۷ میلگرد کلاف افقی بتن آرمه

۱- میلگردهای طولی در کلاف افقی بتن آرمه باید از نوع آجدار و حداقل قطر ۱۰ میلی متر باشد.

۲- استفاده از میلگرد ساده فقط برای مناطق با خطر نسبی متوسط و کم مجاز است و

در این صورت باید انتهای میلگردهای ساده در محل وصله‌ها و در انتهای میلگردها به قلاب ۱۸۰ درجه ختم شود.

۳- میلگردهای طولی باید حداقل ۴ عدد باشند و در گوشه‌ها قرار گیرند.

۴- اگر عرض کلاف از ۳۵ سانتی‌متر تجاوز کند، تعداد میلگردهای طولی باید به ۶ عدد و یا بیشتر افزایش یابد، به‌طوری‌که فاصله هر دو میلگرد مجاور از ۲۵ سانتی‌متر بیشتر نباشد.

۵- میلگردهای طولی باید با تنگ‌هایی به قطر حداقل ۶ میلی‌متر به یکدیگر با قلاب ۱۸۰ درجه بسته شوند.

۶- حداکثر فاصله افقی تنگ‌ها از یکدیگر باید مساوی ارتفاع کلاف و یا ۲۵ سانتی‌متر (هر کدام کمتر است) باشد.

۷- حداکثر فاصله تنگ‌ها در ۴۵ سانتی‌متری از بر هر کلاف قائم که به آن ناحیه بحرانی گفته می‌شود، باید به ۱۵ سانتی‌متر کاهش یابد.

۸- در ناحیه بحرانی و در محل اتصال کلاف‌ها به یکدیگر، نباید وصله میلگرد قرار داشته باشد. وصله میلگردها باید در یک سوم میانی کلاف تعییه شود.

۹- پوشش بتنی میلگردها نباید برای کلاف زیر دیوارها از ۵ سانتی‌متر و برای کلاف روی دیوار از ۲/۵ سانتی‌متر کمتر باشد.

۷-۶-۳-۱ اتصال کلاف‌های افقی

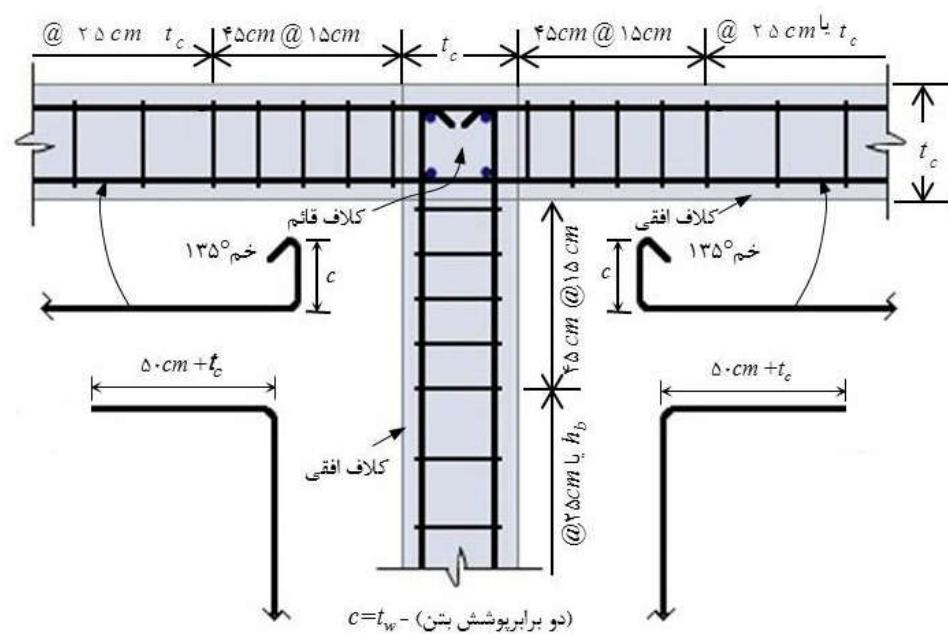
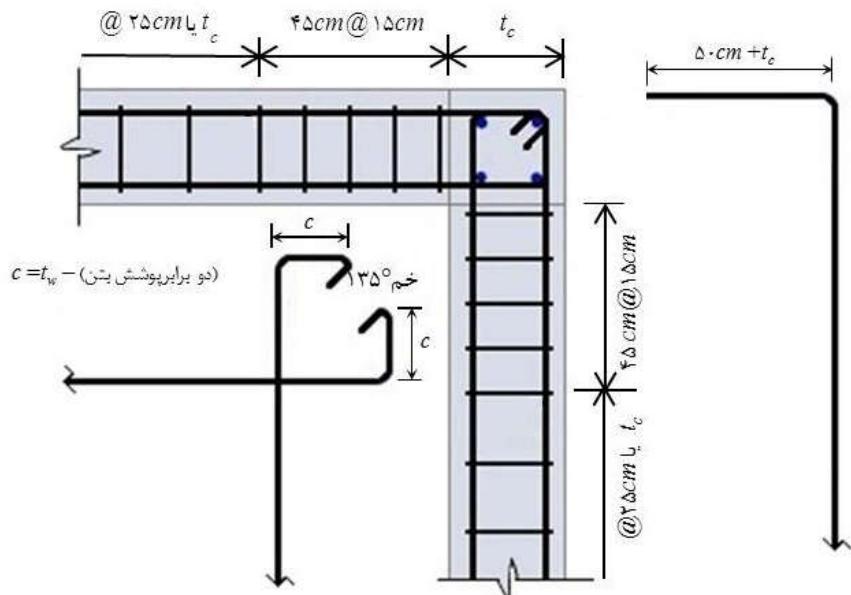
۱- در هر تراز، اصلاح مختلف کلاف‌ها باید به یکدیگر متصل شوند تا ساختمان دارای کلاف‌بندی یکپارچه و به هم پیوسته‌ای باشد.

۲- میلگردهای محل تلاقی اصلاح کلاف (به‌ویژه برای کلاف روی دیوار) باید به‌ نحوی تنظیم شود که اتصال کلاف‌ها به‌خوبی تأمین گردد (شکل ۷-۷).

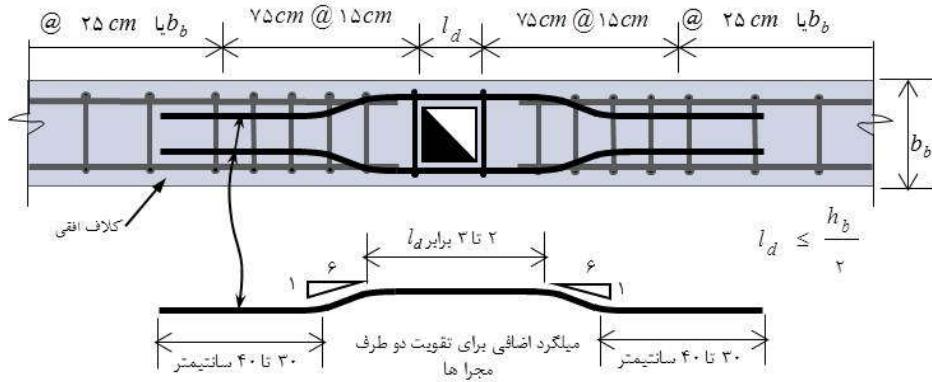
۳- کلاف روی دیوار نباید در هیچ جا منقطع باشد.

۴- در صورتی که مجاری دودکش، تهویه و نظایر آنها با کلاف افقی تلاقی کند، باید میلگردهای کلاف از دو طرف این مجاری عبور داده شود و قطر یا عرض این مجاری نباید از نصف عرض کلاف بیشتر باشد (شکل ۷-۸).

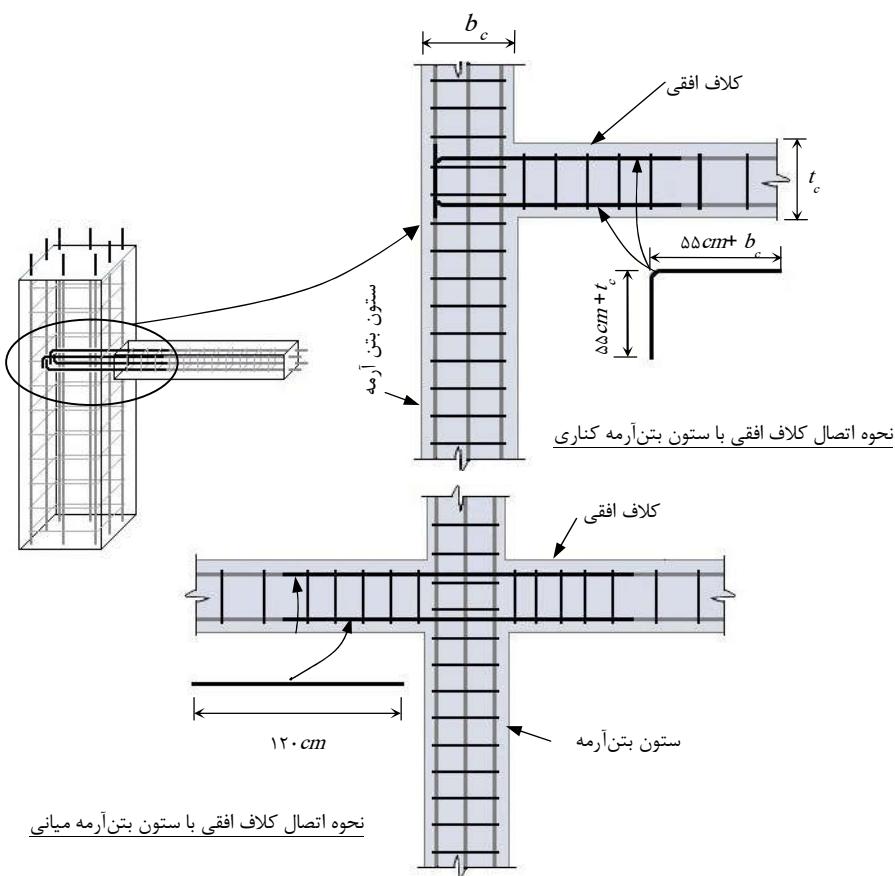
۷-۶-۴-۱ در صورتی که ساختمان بنایی دارای ستون‌های فولادی و یا بتن‌آرم‌ه نیز باشد این ستون‌ها باید به‌ نحوی مناسب در بالا به عناصر سقف و یا کلاف روی دیوار و در پایین به کلاف زیر دیوار متصل شوند (شکل‌های ۷-۱۹ و ۷-۲۰).



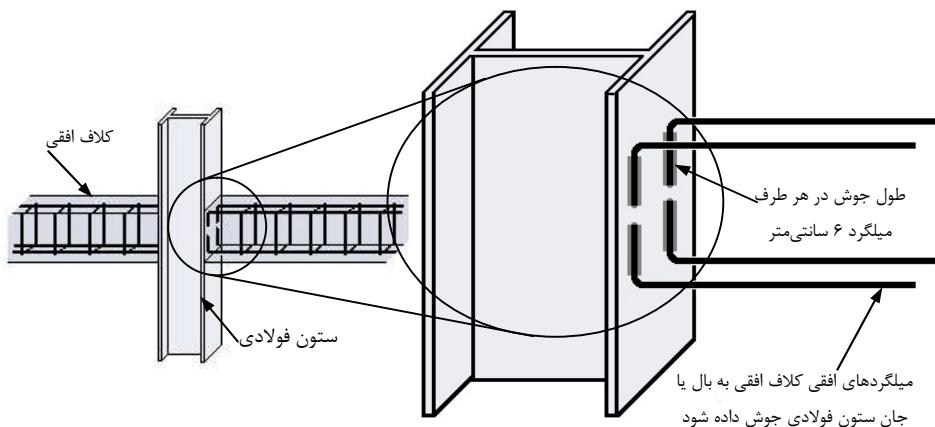
شکل ۱۷-۷ جزئیات میلگردگذاری برای اتصال دو کلاف افقی با کلاف قائم



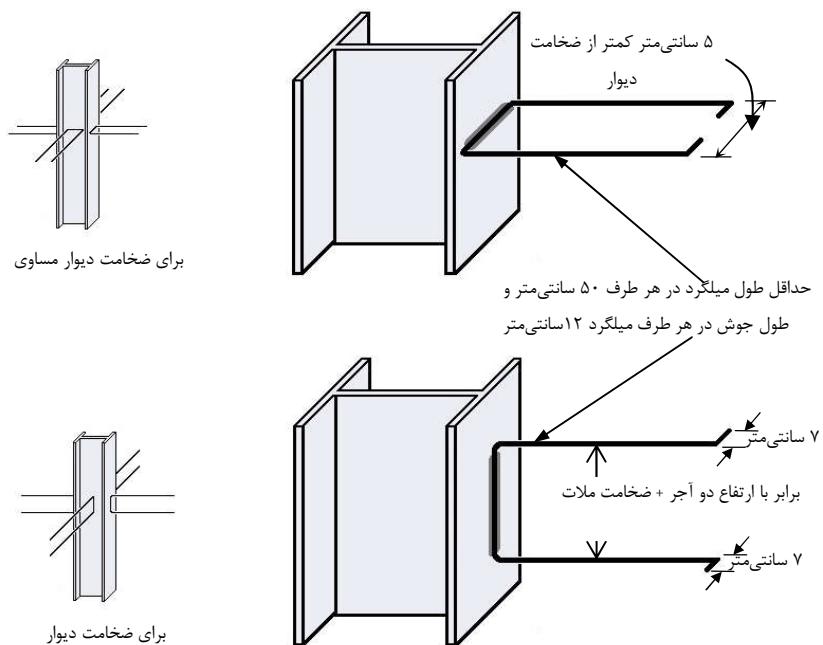
شکل ۱۸-۷ پلان جزئیات میلگردگذاری اطراف مجاري (دودکش و تهويه) عبور داده شده از کلاف افقی



شکل ۱۹-۷ جزئیات میلگردگذاری برای اتصال کلاف افقی به ستون بتن آرمه



الف- نحوه اتصال کلاف افقی به ستون فولادی



ب- نحوه اتصال ستون فولادی (یا کلاف فولادی) به دیوار آجری

شکل ۲۰-۷ جزئیات اتصال کلافها به ستون فولادی و دیوار آجری



۲-۶-۷ کلافبندی قائم

کلیه دیوارهای سازه‌ای منتهی به کلافهای قائم، باید با رعایت شرایط مربوط به هر یک از موقعیت‌های این بند ساخته شود. برای ساختمان‌های یک طبقه واقع در مناطق با خطر نسبی متوسط و کم می‌توان از کلاف قائم چوبی استفاده کرد.

۱-۲-۶ موقعیت کلافهای قائم

۱- کلافهای قائم باید در گوشه‌های اصلی ساختمان و ترجیحاً در نقاط تقاطع دیوارها اجرا شوند.

۲- اگر طول دیوارسازه‌ای از ۵ متر بیشتر باشد، باید با تعبیه کلافهای قائم طول دیوار را محدود کرد.

۳- اگر انتهای دیوار سازه‌ای آزاد باشد، باید با تعبیه کلاف قائم آنرا مقید ساخت.

۴- فاصله آزاد بین کلافهای قائم نباید از ۵ متر تجاوز کند.

۵- در اطراف بازشوها باید در صورت نیاز مطابق بند (۱-۳-۷) کلاف قائم اجرا شود.

۶- هیچ یک از ابعاد مقطع کلاف قائم بتن‌آرمه (به استثنای کلاف قائم اطراف بازشوها) نباید کمتر از ۲۰ سانتی‌متر باشد.

۷- کلاف قائم نباید در هیچ جا منقطع باشد.

۲-۶-۷ میلگردکلاف قائم بتن‌آرمه

۱- میلگردهای اصلی در کلافهای قائم بتن‌آرمه باید از نوع آجدار و با حداقل قطر ۱۰ میلی‌متر باشد. استفاده از میلگرد ساده برای کلافهای قائم مجاز نیست.

۲- میلگردهای اصلی باید حداقل ۴ عدد باشند و در گوشه‌ها قرار داده شوند و انتهای آنها به نحوی مناسب مهار شود.

۳- اگر عرض مقطع کلاف برابر با ۳۵ سانتی‌متر یا بیشتر باشد، تعداد میلگردهای طولی باید به ۶ عدد و یا بیشتر افزایش داده شود، به‌طوری‌که فاصله هر دو میلگرد مجاور از ۲۵ سانتی‌متر بیشتر نباشد.

۴- میلگردهای اصلی باید با تنگ‌هایی به قطر حداقل ۶ میلی‌متر به یکدیگر بسته شود.

۵- حداقل فاصله قائم تنگ‌ها از یکدیگر باید مساوی عرض مقطع کلاف و یا ۲۵ سانتی‌متر (هر کدام کمتر است) باشد.



- ۶- حداقل فاصله تنگها در ناحیه بحرانی باید به ۱۵ سانتی متر کاهش یابد.
- ۷- طول ناحیه بحرانی در کلاف قائم از بر داخلى کلاف افقى محاسبه شده و برابر با بزرگ ترین مقادير زير است:
 - الف- یک پنجم فاصله محور تا محور کلاف های افقى بالا و پايین دیوار بنایی
 - ب- دو برابر ضخامت کلاف قائم در راستای عمود بر دیوار
- ۸- در ناحیه بحرانی و در محل اتصال کلافها به یکدیگر نباید وصله میلگرد قرار گیرد، بلکه وصله میلگردها باید در يك سوم ميانى ارتفاع کلاف تعبيه شود.
- ۹- میلگردهای اصلی کلاف قائم باید با حداقل طول مهاری ۴۰ سانتی متر در انتهای زاويه ۹۰ درجه ختم و در کلاف افقى در تراز سقف مهار شود (شکل ۲۱-۷).
- ۱۰- آرماتورهای اصلی کلاف قائم باید حداقل به اندازه ۴۰ سانتی متر به صورت قائم و ۲۰ سانتی متر با خم ۹۰ درجه در داخل شالوده مهار شود (شکل ۲۲-۷).
- ۱۱- پوشش بتن اطراف میلگردهای طولی نباید از ۲/۵ سانتی متر کمتر باشد.

۷-۶-۳- نحوه اجرای کلاف قائم بتن آرم

اجرای کلاف های قائم بتن آرم باید همزمان با اجرای دیوار سازه ای و به صورت یکپارچه مانند شکل (۲۲-۷) انجام شود. اگر کلاف قائم با دیوار همزمان اجرا نشود، رعایت موارد زیر الزامی است:

- الف- اجرای دیوار و باز گذاشتن محل کلاف به صورت کنگره ای
- ب- میلگردگذاری و تأمین همپوشانی با میلگردهای انتظار
- پ- نصب مرحله ای قالب بیرونی به ارتفاع ۷۰ سانتی متر از پایین به بالا
- ت- ملات ریزی مرحله ای و ویره کردن برای حصول اطمینان از جاگیری ملات در تمام فضاهای خالی

۷-۶-۴- کلاف های قائم معادل

به جای کلاف قائم بتنی می توان از کلاف فولادی یا چوبی به شرح زير استفاده کرد.

۷-۶-۴-۱- کلاف های قائم فولادی

- ۱- کلاف فولادی را می توان از تیرآهن نمره ۱۰ و یا پروفیل فولادی با سطح مقطع معادل آن ساخت، مشروط بر آن که اتصال کلاف فولادی با دیوار به وسیله



میلگردهای افقی به خوبی تأمین شود (شکل ۷-۲۰-ب).

- ۲- چنانچه پروفیل‌های فولادی در و پنجره، معادل تیرآهن نمره ۱۰ باشد و به خوبی در کلاف افقی و سقف مهارشده باشد، می‌توان آن را به عنوان کلاف قائم در نظر گرفت.

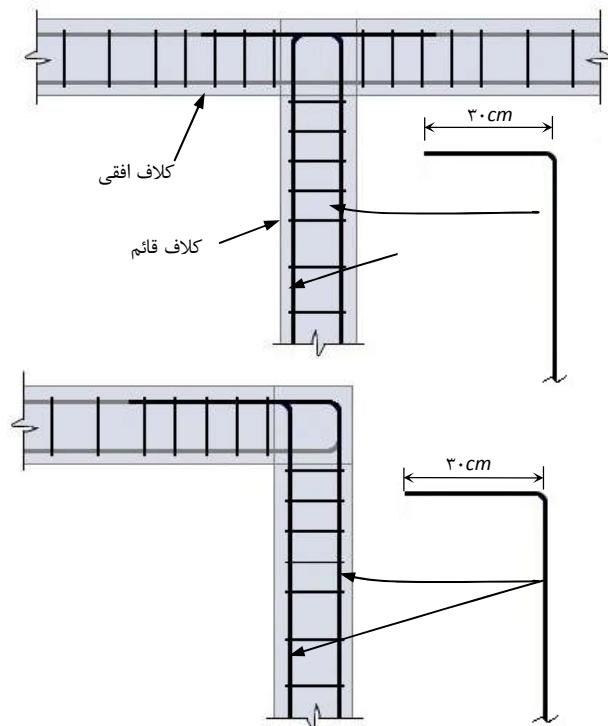
۲-۶-۴-۲ کلاف‌های قائم چوبی

- ۱- برای ساختمان‌های یک طبقه در مناطق با خطر نسبی متوسط یا کم، می‌توان به جای کلاف بتن‌آرمه از پایه یا ستون چوبی با حداقل مقطع ۵۰ سانتی‌متر مربع استفاده کرد. کوچک‌ترین بعد کلاف چوبی باید حداقل ۵ سانتی‌متر باشد. کلاف چوبی باید عاری از ترک، شکاف و اعوجاج باشد.
- ۲- کلاف چوبی باید به خوبی در کلاف‌های افقی تراز سقف و زیر دیوار و داخل شالوده مهار شود.

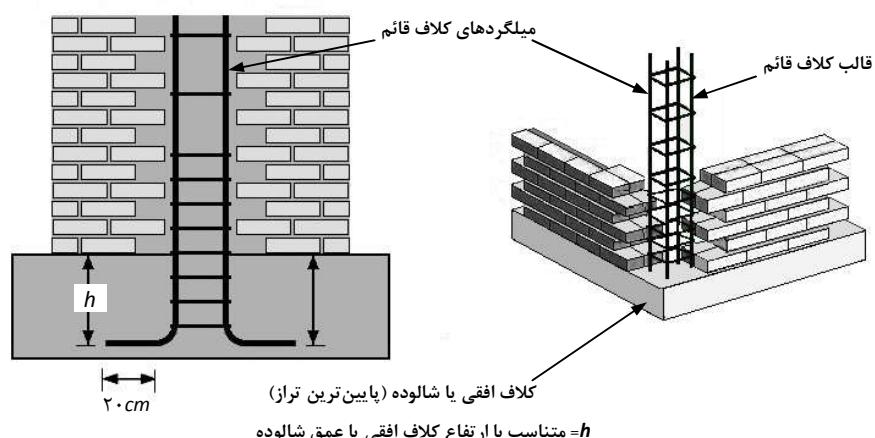
۵-۶-۲ میلگردگذاری معادل

به جای کلاف‌های قائم می‌توان میلگردهایی را مطابق با شرایط زیر و در محل‌های تعیین شده در دیوارهای سازه‌ای توزیع کرد (شکل ۷-۲۳):

- ۱- میلگردهای قائم از نوع آجدار با قطر ۱۰ میلی‌متر و با فاصله حداقل ۶۰ و حداقل ۱۲۰ سانتی‌متر تعبیه شود.
- ۲- میلگردهای قائم باید با میلگردهای افقی به قطر حداقل ۶ میلی‌متر و در فاصله‌های حداقل ۲۵ سانتی‌متر به یکدیگر بسته شود.
- ۳- برای هر میلگرد قائم باید فضایی با حداقل ۶ سانتی‌متر در هر ضلع ایجاد شود که همزمان با چیدن دیوار با ملات پر شود.
- ۴- میلگردهای قائم باید در کلاف‌های افقی بالا و پایین با خم ۹۰ درجه و حداقل ۴۰ سانتی‌متر مهار شود.



شکل ۲۱-۷ جزئیات مهار کردن میلگرد اصلی کلاف قائم در کلاف افقی



شکل ۲۲-۷ مهار میلگرد کلاف قائم در کلاف افقی یا شالوده



۶-۲-۶ اتصال کلافهای قائم

- ۱- در هر تراز و در کلیه نقاط تقاطع، کلافهای قائم و افقی باید به یکدیگر متصل شوند تا ساختمان کلافبندی شده مانند یک سامانه سه بعدی یکپارچه و بهم پیوسته عمل کند.
- ۲- کلافهای قائم و افقی باید در تمام نقاط تقاطع به یکدیگر متصل شوند به طوری که میلگردهای طولی آنها در تمام طول نقاط تقاطع ادامه یابد.
- ۳- در نقاط تقاطع کلافهای افقی و قائم، وقتی کلاف قائم ادامه نمی‌یابد، میلگردهای اصلی کلاف قائم باید متناسب با عمق کلاف در داخل کلاف افقی مهار شود (شکل ۲۴-۷).
- ۴- در صورتی که مجاری دودکش، تهویه، کanal کولر و نظایر آنها با کلاف قائم تلاقی کند، باید میلگردهای کلاف از دو طرف این مجاری عبور داده شود. به علاوه قطر یا عرض این مجاری نباید از نصف عرض مقطع کلاف بیشتر باشد (شکل ۲۴-۷).

۶-۳ کلافبندی دیوارهای مثلثی شکل

اگر بر روی دیوارهای انتهایی ساختمان بنایی، که سقف آن خرپا یا شیروانی است، خرپا نباشد، باید قسمت مثلثی شکل این دیوارها با کلافبندی به شرح زیر تقویت گردد (شکل ۲۵-۷):

- ۱- در قاعده قسمت مثلثی شکل دیوار انتهایی به محاذات کلاف زیر تکیه گاه خرپاها، کلاف افقی مطابق بند (۱-۶-۷) تعبیه و به یکدیگر متصل شود.
- ۲- سطح فوقانی دیوار مثلثی شکل با کلاف پوشانده شود، به طوری که سطح بالای کلاف موازی صفحه پوشش و سطح زیرین آن پلکانی باشد.
- ۵- بین دو کلاف پایین و بالای قسمت مثلثی شکل دیوار، کلافهای قائم حداکثر به فاصله ۵ متر مطابق بند (۲-۶-۷) تعبیه و در کلافهای تحتانی و فوقانی مهار شود.

۷-۷ سقف

سقف ساختمان بنایی باید یکپارچه بوده و در برابر نیروهای ناشی از زلزله از تکیه گاه خود جدا نشود.

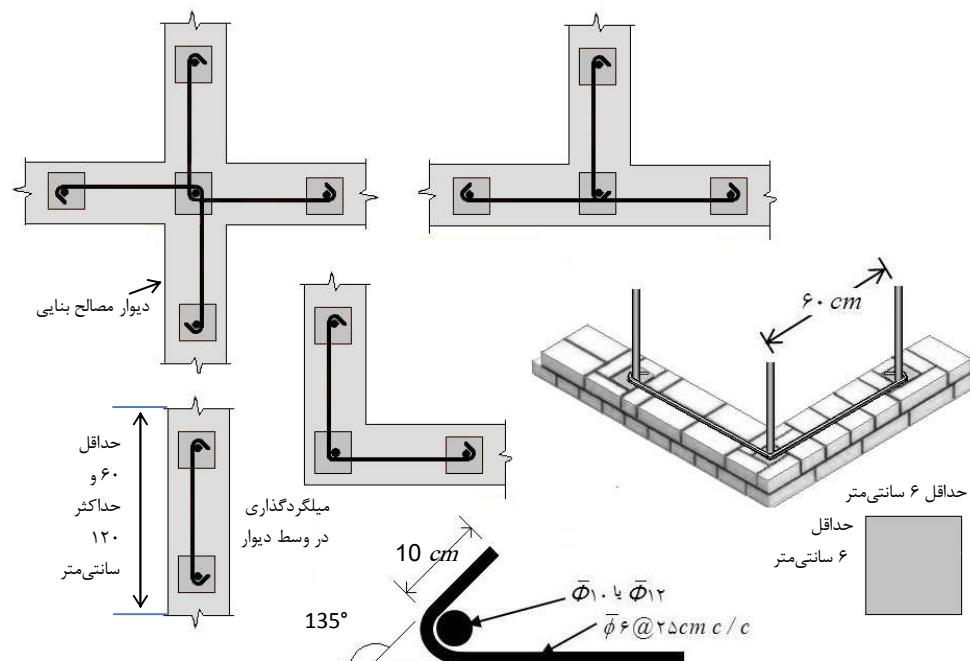


۱-۷-۷ انواع سقف

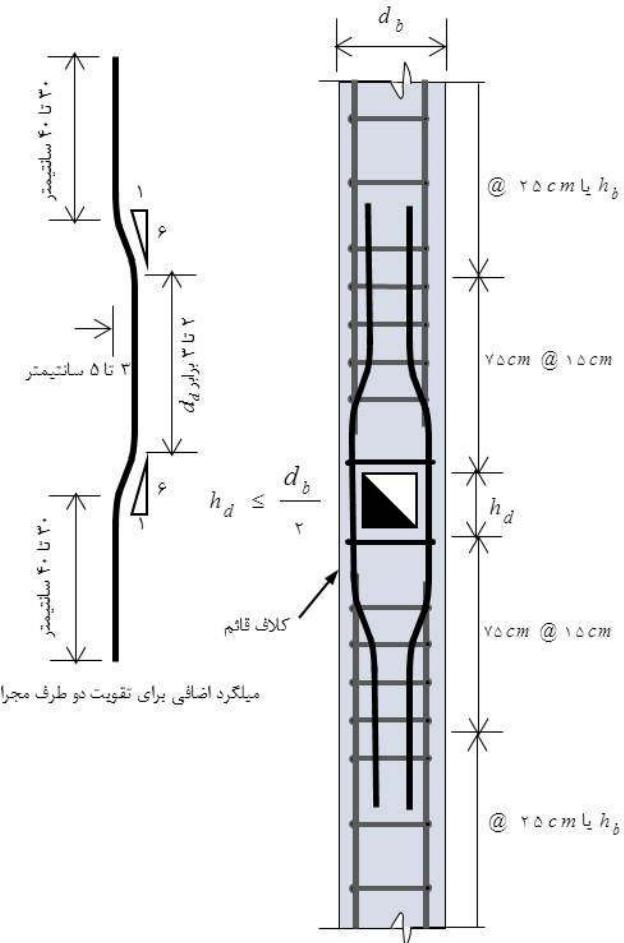
سقف های مجاز و متداول برای ساختمان بنایی می توانند به صورت تخت، شیبدار یا قوسی با استفاده از طاق ضربی، تیرچه بلوک و چوبی اجرا شود.

۲-۷-۷ مصالح سقف

- ۱- مصالح مصرفي سقف باید مطابق با فصل پنجم مقررات ملی ساختمان باشد.
- ۲- کاربرد چوب به عنوان عنصر باربر سقف در صورتی مجاز است که پوشش سقف از نوع سبک نظیر تخته- ورق آهن یا صفحات موجودار فلزی باشد و در این صورت برای کلاف بندی سقف نیز می توان از چوب استفاده کرد.
- ۳- سقف چوبی با پوشش حصیر و نی با گل و یا شفته آهک و یا طاق خشتشی مجاز نیست.



شکل ۲۳-۷ جزئیات میلگرد های قائم و افقی در سامانه میلگردگذاری معادل



شکل ۲۴-۷ میلگردگذاری اطراف مجاري (دودکش و تهويه) عبور داده شده از کلاف قائم

۳-۷-۷ اتصال سقف به تکيه‌گاه

عناصر سقف (تیر و تیرچه اعم از فولادی، بتنی و چوبی) و یا دال بتنی باید در تکيه‌گاهها به نحو مطمئنی به عناصر زیر سری (تیر حمال، کلاف افقی، جرزها و ستون‌ها) متصل شوند، تا نیروهای زلزله بدون جابجا شدن سقف به دیوارها انتقال یابد. به این منظور رعایت ضوابط زیر الزامی است:

- ۱- اگر سقف به تیر حمال تکيه دارد، باید اجزای اصلی سقف به تیر حمال به خوبی متصل شود و تیر حمال نیز به کلاف روی دیوار مهار شود.



۲- اگر سقف طاق ضربی بر روی دیوار قرار می گیرد، باید تیرآهن های سقف در داخل کلاف افقی به خوبی مهار شود. برای این منظور می توان به یکی از روش های زیر اقدام کرد (شکل ۷-۲۶):

الف) اگر کلاف افقی بتن آرمه باشد، باید تیرآهن های سقف به صفحات فولادی، که از قبل روی کلاف و به وسیله میلگرد داخل آن مهار شده، متصل شوند.

ب) اگر کلاف افقی فولادی باشد، باید تیرآهن های سقف به آنها متصل شوند.

پ) طول تکیه گاه تیرآهن های سقف طاق ضربی نباید از ارتفاع تیر یا از ۲۰ سانتی متر کمتر باشد.

۳- اگر سقف ساختمان بنایی دال بتنی پیش ساخته باشد، باید به یکی از روش های زیر اتصال سقف به کلاف های افقی تأمین شود:

الف) دال پیش ساخته در کلاف افقی بتن آرمه مهار شود.

ب) دال پیش ساخته با مهار مناسب بر روی کلاف افقی بتن آرمه قرار داده شود.

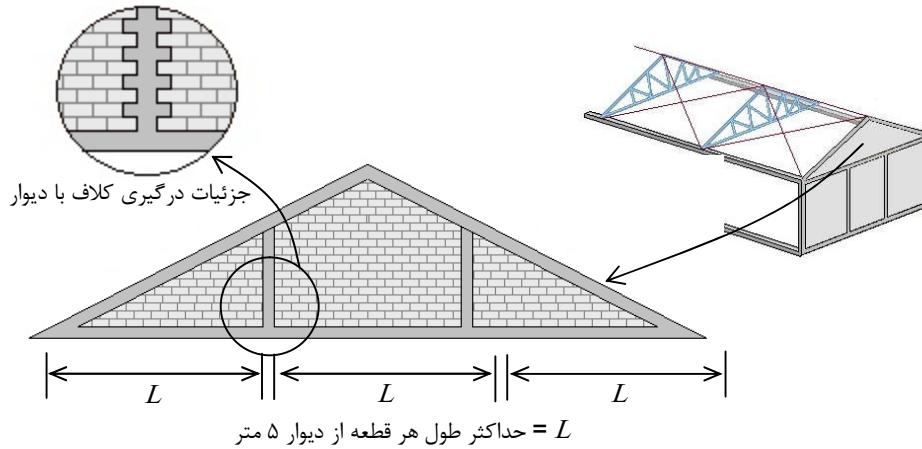
۴- سقف های تیرچه بلوك باید به خوبی به کلاف افقی مهار شده و بتن ریزی تیرچه ها و کلاف هیزمان انجام شود.

۵- برای سقف های بتن آرمه درجا باید طول تکیه گاه سقف به صورت زیر باشد:

الف) اگر ضخامت دیوار ۲۰ سانتی متر است، طول تکیه گاه نباید از ۱۵ سانتی متر کمتر باشد.

ب) اگر ضخامت دیوار بیشتر از ۲۰ سانتی متر است، حداقل طول تکیه گاه باید ۱۵ سانتی متر یا ضخامت دیوار منهای ۱۲ سانتی متر هر کدام بیشتر است، باشد.

۶- عناصر سازه ای راهم پله باید در پاگرد هایی که هم سطح ساختمان هستند، در کلاف بندی افقی سقف مهار شوند.



شکل ۷-۲۵ کلافبندی دیوار انتهایی زیر سقف‌های شیبدار

۴-۷-۷ انسجام سقف

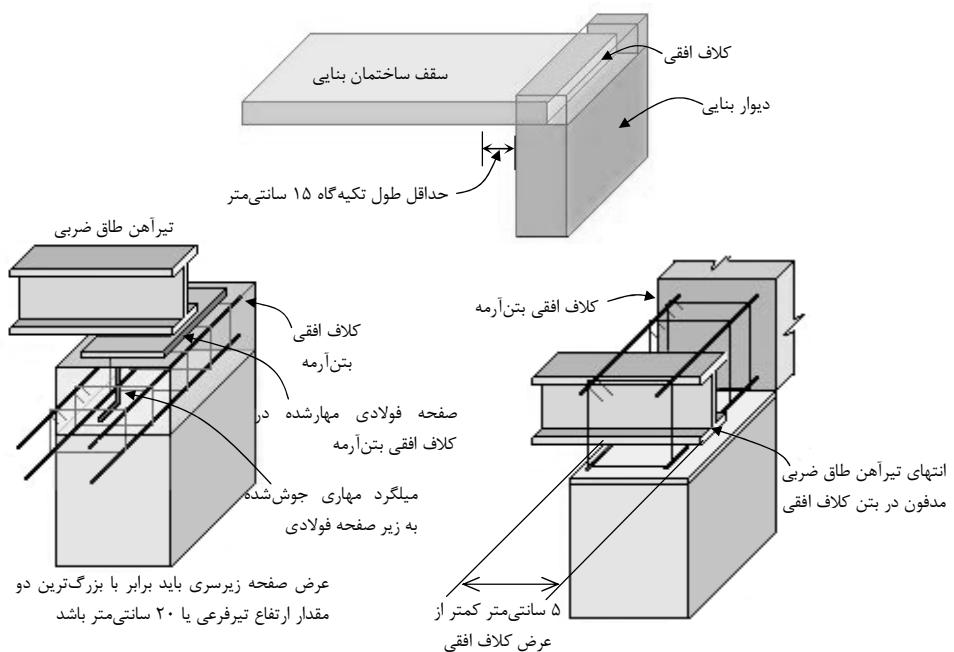
برای حفظ انسجام و عملکرد یکپارچه سقف باید نکات زیر رعایت شود:

۱-۴-۷-۷ سقف طاق ضربی

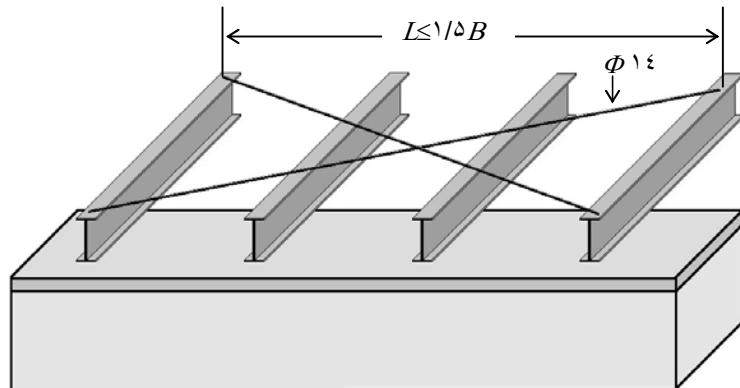
- ۱- فاصله بین تیرآهن‌ها از یک متر تجاوز نکند.
- ۲- تیر آهن‌ها باید به گونه‌ای مناسب به کلاف افقی، مطابق زیر بند ۲ از بند (۳-۷-۷)، متصل گرددند.
- ۳- تیرآهن‌ها باید به وسیله میلگرد و یا تسمه فولادی (در بالا یا پایین) به صورت ضربدری به یکدیگر بسته شوند، به طوری که اولاً طول مستطیل ضربدری شده بیش از $1/5$ برابر عرض آن نباشد، ثانیاً مساحت تحت پوشش هر ضربدری از ۲۵ متر مربع تجاوز نکند (شکل ۷-۲۷).
- ۴- تکیه‌گاه مناسبی برای پاطاق آخرین دهانه طاق ضربی تعبیه شود. این تکیه‌گاه می‌تواند با قرار دادن یک پروفیل فولادی و اتصال آن با کلاف زیر خود و یا با جاسازی در کلاف بتی تأمین شود. چنانچه این تکیه‌گاه فولادی باشد باید با میلگردها و یا تسمه‌های کاملاً کشیده و مستقیم در دو انتهای تیر و همچنین در فواصل کمتر از ۲ متر به آخرین تیر آهن سقف متصل گردد (شکل ۷-۲۸).



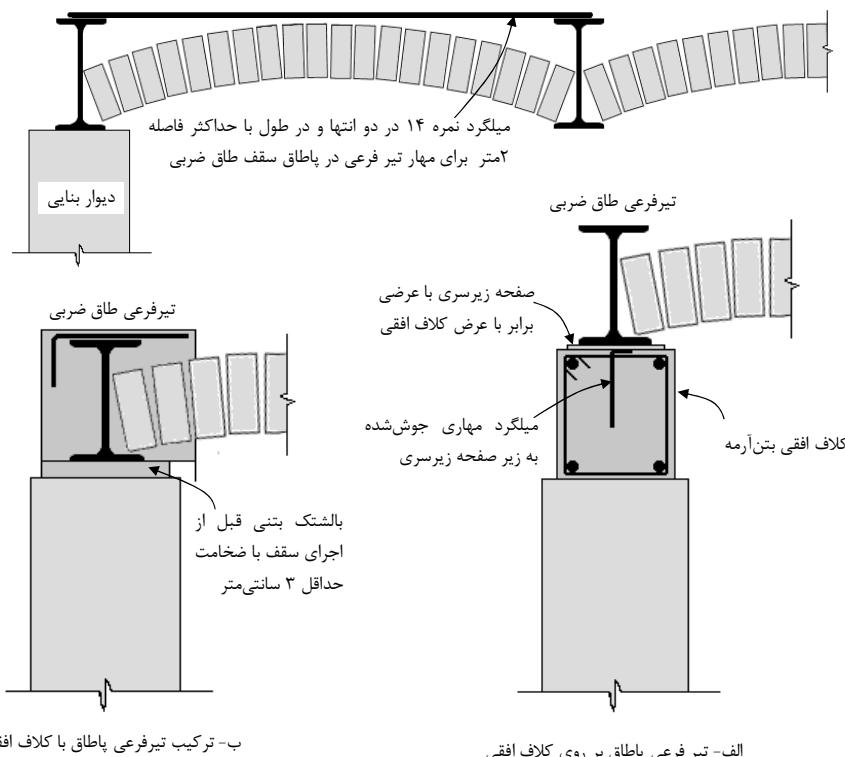
۵- حداقل سطح مقطع میلگرد و یا تسمه که برای مهاربندی ضربدری تیرآهن های سقف و یا استوار کردن آخرین دهانه به کار می رود، میلگرد ۱۴ میلی متر و یا تسمه معادل آن می باشد.



شکل ۷-۲۶ نمونه های اتصال تیرآهن سقف طاق ضربی به کلاف افقی بتن آرم



شکل ۷-۷ نحوه منسجم کردن تیرآهن‌های سقف طاق ضربی



شکل ۷-۸ جزئیات مربوط به نحوه منسجم کردن تیرآهن‌های سقف طاق ضربی



۲-۴-۷-۷ سقف تیرچه بلوک

- الف) تیرچه ها به نحو مناسبی به کلاف های افقی مطابق زیربنده ۴ از بند (۷-۷-۳) متصل شوند.
- ب) ضخامت بتن پوشش روی بلوک ها باید حداقل ۵ سانتی متر باشد و میلگرد مورد استفاده در بتن پوشش سقف حداقل به قطر ۰۶ میلی متر به فواصل حداقل ۲۵ سانتی متر در جهت عمود بر تیرچه ها قرار داده شود.
- پ) در صورت تجاوز دهانه تیرچه ها از ۴ متر، تیرچه ها به وسیله کلاف عرضی، که عرض مقطع آن حداقل ۱۰ سانتی متر باشد، به هم متصل شوند. این کلاف باید دارای حداقل ۲ میلگرد آجدار سراسری به قطر ۱۰ میلی متر، یکی در بالا و دیگری در پایین مقطع کلاف باشد (شکل ۷-۲۹).
- ت) در صورت وجود طره در سقف، در بالای تیرچه بر روی تکیه گاه میلگرد هایی حداقل به اندازه میلگرد های پایین به طول مهار ۱/۵ متر پیش بینی گردد.

۳-۴-۷-۷ خرپاها

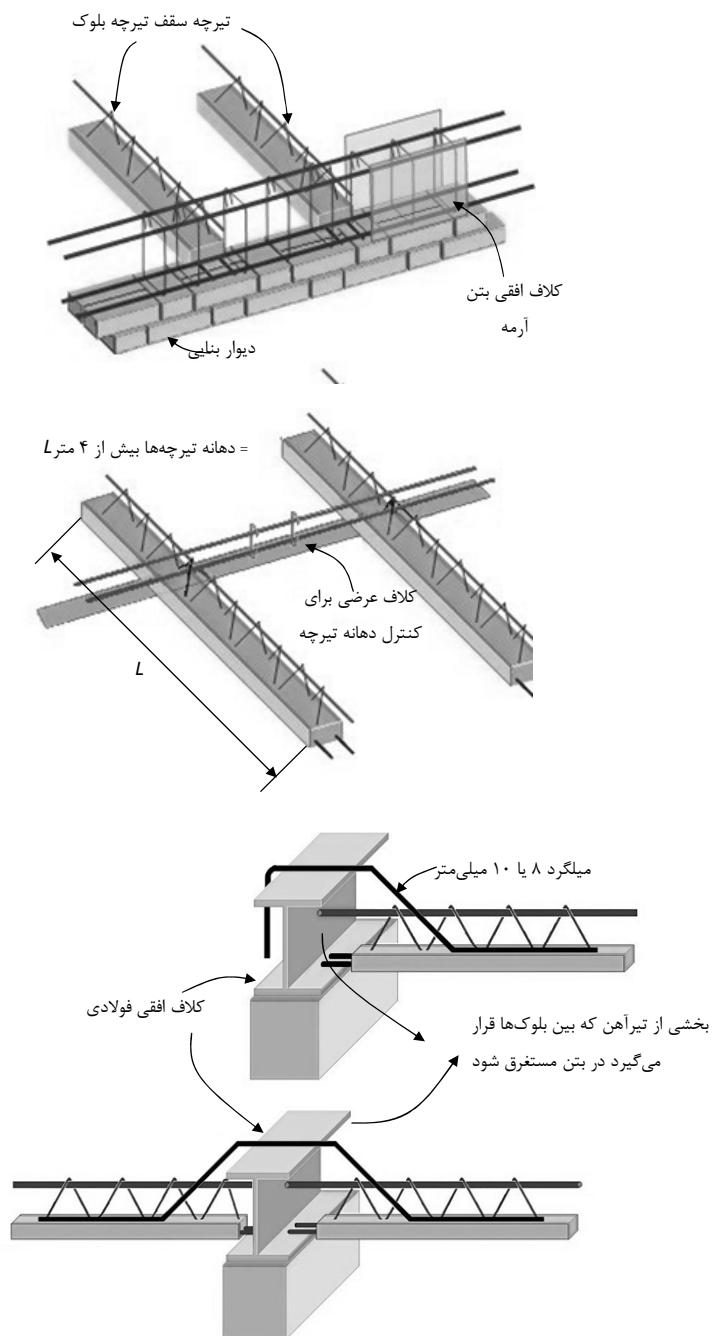
در اجرای خرپاها رعایت موارد زیر الزامی است:

- الف) با تعبیه مهار بند های مورب (در صفحه قائم) و افقی مناسب، بین خرپاها انسجام سقف تأمین شود (شکل ۷-۳۰).
- ب) اصلاح مختلف خرپایی چوبی در نقاط اتصال به یکدیگر با پیچ و مهره و یا اسکوپ های فولادی کاملاً به هم محکم شوند (میخ کردن ساده این اصلاح به یکدیگر کافی نیست).
- پ) در سقف های مسطح شیب دار چنانچه سقف به صورت خرپا نباشد، عناصر مناسبی برای مقابله با رانش سقف تعبیه شود.

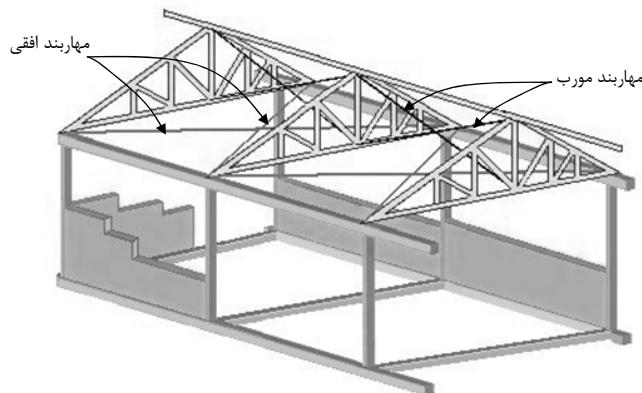
۵-۷-۷ سقف کاذب

در اجرای سقف کاذب رعایت موارد زیر الزامی است:

- ۱- سقف کاذب باید حتی المقدور با مصالح سبک ساخته شود و قاب بندی آن به نحوی مناسب به سقف، اسکلت و یا کلاف بندی ساختمان متصل گردد تا ضربه تکان های ناشی از زلزله موجب خرابی دیوارهای مجاور نشود.
- ۲- سقف های کاذب باید به نحو مناسبی به سازه اصلی ساختمان، سقف ها، کلاف ها و دیوارهای باربر، متصل شوند، به طوری که علاوه بر وزن آنها نیروی جانبی ایجاد شده در آنها به نحو مناسبی، نظیر استفاده از مهار بند موضعی، به سازه اصلی منتقل گردد.



شکل ۷-۲۹ نحوه اتصال تیرچه‌های سقف به کلاف افقی بتونی و فولادی

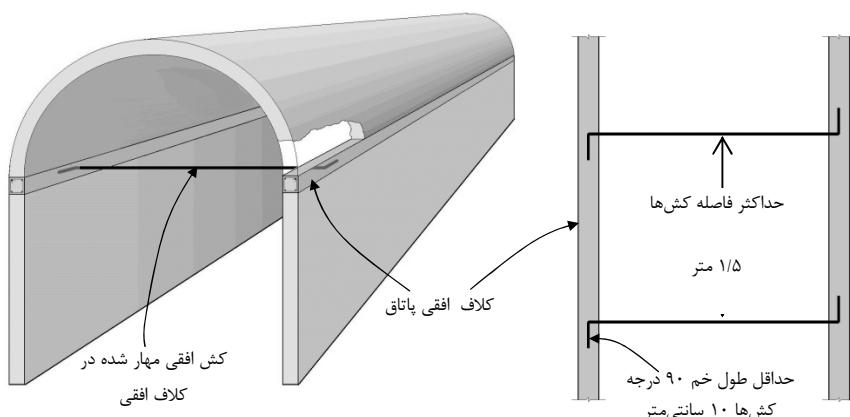


شکل ۳۰-۷ تعبیه مهاربندهای فائمه و افقی در خرپاها

۶-۷-۷ سقف های قوسی

در صورت تحقق شرایط زیر می توان از سقف های قوسی استفاده کرد:

- ۱- نیروی رانش به حداقل رسانده شود.
- ۲- دیوارها به خوبی مهار شده و نیروی رانش را تحمل کنند.
- ۳- کلاف سراسری به محاذات پاطاق تعبیه شود و سقف قوسی به نحوی مناسب بر روی آن قرار گیرد.
- ۴- کلاف پاطاق سقف های قوسی استوانه ای به وسیله کش های فولادی مهار شده در آنها به یکدیگر متصل شوند. فاصله کش ها نباید از $1/5$ متر بیشتر باشد و حداقل سطح مقطع کش 3 سانتی متر مربع باشد (شکل ۳۱-۷).



شکل ۳۱-۷ تعبیه مهاربندهای افقی در طاق های قوسی استوانه ای



۸-۷ نماسازی

۱-۸-۷ نمای آجری

- ۱- اگر آجر نما به طور همزمان با آجر پشت کار چیده می‌شود، باید ضخامت این دو نوع آجر یکسان و یا تقریباً یکسان باشد تا بتوان آنها را در هر رگ روی یک لایه ملات چید.
- ۲- اگر آجر نما پس از احداث دیوار پشت کار چیده شود، باید با مهار کردن مفتول‌های فلزی در داخل ملات پشت کار و قرار دادن سر آزاد این مفتول‌ها در ملات آجر نما، این دو قسمت آجرکاری بهم متصل شوند. فاصله این مفتول‌ها در هر یک از جهات افقی و قائم نباید از ۵۰ سانتی‌متر بیشتر شود.

۲-۸-۷ نمای سنگی

- ۱- نماسازی با سنگ غیرپلاک که قطعات سنگ به صورت افقی روی هم چیده می‌شود باید مطابق نماسازی با آجر، در بند (۱-۸-۷) باشد.
- ۲- در صورتی که سنگ‌ها به صورت پلاک به طور قائم نصب شوند، باید با تعبیه اسکوپ و یا مهار مناسب دیگری از جدا شدن و فرو ریختن آنها در هنگام زلزله جلوگیری شود.

۹-۷ خرپشته

احداث خرپشته باید با رعایت شرایط زیر انجام شود:

- ۱- در صورتی که سطح زیربنای خرپشته بیش از ۲۵ درصد سطح زیر بنای طبقه زیر خود باشد، خرپشته به عنوان یک طبقه محسوب می‌شود و ضوابط بند (۱-۲-۷) در مورد آن باید رعایت گردد.
- ۲- حداکثر ارتفاع خرپشته از تراز طبقه زیر خود ۳ متر است و رعایت ضوابط مربوط به کلاف‌بندی افقی و قائم و سایر ضوابط این فصل در مورد جزئیات اجرایی آن الزامی است.

پیوست ۱

درجه‌بندی خطر نسبی زلزله در شهرها و نقاط مهم ایران



آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله / ۱۲۹

خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
*				زنجان	آب بر	۱
	*			بوشهر	آب پخش	۲
	*			بوشهر	آباد	۳
		*		خوزستان	آبادان	۴
	*			فارس	آباده	۵
	*			فارس	آباده طشك	۶
	*			بوشهر	آبادان	۷
	*			ایلام	آبدانان	۸
	*			قزوین	آبرم	۹
*				تهران	آبسرد	۱۰
	*			قزوین	آبگرم	۱۱
	*			اردبیل	آبی بیگلو	۱۲
*				قزوین	آبیک	۱۳
	*			همدان	آجین	۱۴
	*			آذربایجان شرقی	آذرشهر	۱۵
*				کرمانشاه	آران	۱۶
*				کردستان	آرمده	۱۷
	*			کهگیلویه و بویراحمد	آرو	۱۸
	*			گلستان	آزادشهر	۱۹
	*			گیلان	آستارا	۲۰
*				سمنان	آستانه	۲۱
	*			گیلان	آستانه اشرفیه	۲۲
	*			ایلام	آسمان آباد	۲۳
	*			مرکزی	آشتیان	۲۴
	*			خراسان شمالی	آشخانه	۲۵



خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			خوزستان	آغاچاری	۲۶
	*			گلستان	آق بند	۲۷
	*			گلستان	آق قلا	۲۸
*				قزوین	آقا بابا	۲۹
	*			مازندران	آلشت	۳۰
*				قزوین	آلولک	۳۱
	*			مازندران	أمل	۳۲
*				آذربایجان شرقی	آمند	۳۳
*				آذربایجان غربی	آوجیق	۳۴
	*			قزوین	آوج	۳۵
*				چهارمحال و بختیاری	آورگان	۳۶
الف						
	*			کرمان	ابارق	۳۷
	*			سمنان	ابر	۳۸
	*			سمنان	ابرسرج	۳۹
	*			بید	ابرکوه	۴۰
	*			اصفهان	ابریشم	۴۱
	*			اصفهان	ابوزید آباد	۴۲
	*			هرمزگان	ابوموسی (بوم سوز)	۴۳
	*			زنجان	ابهر	۴۴
	*			اصفهان	ابیانه	۴۵
	*			هرمزگان	احمدی	۴۶
*				کرمان	اختیارآباد	۴۷
	*			مرکزی	اراک	۴۸
	*			اصفهان	اران و بیدل	۴۹
*				تهران	ارجمند	۵۰



آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله / ۱۳۱

خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			اردبیل	اردبیل	۵۱
	*			اصفهان	اردستان	۵۲
	*			یزد	اردکان	۵۳
	*			فارس	اردکان	۵۴
*				چهارمحال و بختیاری	اردل	۵۵
	*			کرمان	ارزوئیه	۵۶
	*			فارس	ارسنجان	۵۷
	*			ایلام	ارکواز ملک شاهی	۵۸
	*			زنجان	ارمغان خانه	۵۹
*				کرمانشاه	ارمنیجان	۶۰
	*			مازندران	اروست	۶۱
	*			آذربایجان غربی	ارومیه	۶۲
		*		خوزستان	اروند کنار	۶۳
*				لرستان	ازنا	۶۴
	*			همدان	ازندریان	۶۵
	*			فارس	استهبان	۶۶
	*			همدان	اسدآباد	۶۷
	*			خراسان جنوبی	اسدیه	۶۸
	*			مازندران	اسطلخ پشت	۶۹
	*			خراسان شمالی	اسفراین	۷۰
	*			اصفهان	اسفرجان	۷۱
*				قزوین	اسفرورین	۷۲
	*			مرکزی	اسفندان	۷۳
	*			آذربایجان شرقی	اسکو	۷۴
	*			فارس	اسلام آباد	۷۵
	*			اردبیل	اسلام آباد	۷۶
*				کرمان	اسلام آباد	۷۷



خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			کرمانشاه	اسلام آباد غرب	۷۸
*				تهران	اسلامشهر	۷۹
*				خراسان جنوبی	اسلامیه	۸۰
*				لرستان	اشترینان	۸۱
*				تهران	اشتهارد	۸۲
	*			یزد	اشکذر	۸۳
	*			فارس	اشکنان	۸۴
	*			آذربایجان غربی	اشنویه	۸۵
	*			اصفهان	اصفهان	۸۶
	*			اردبیل	اصلاندوز	۸۷
*				خراسان جنوبی	افین	۸۸
*				قزوین	اقبالیه	۸۹
*	*			فارس	اقلید	۹۰
*				تهران	الارد	۹۱
*	*			لرستان	الشتر	۹۲
	*			خوزستان	الوان	۹۳
*				قزوین	الوند	۹۴
	*			خوزستان	الهایی	۹۵
*	*			لرستان	الیگودرز	۹۶
	*			خراسان رضوی	امام تقی	۹۷
*				خراسان رضوی	امام قلی	۹۸
	*			یلان	املش	۹۹
*				خوزستان	امیدیه	۱۰۰
*				سمنان	امیر آباد	۱۰۱
	*			مازندران	امیر کلا	۱۰۲
	*			خراسان رضوی	انابد	۱۰۳
	*			کرمان	انار	۱۰۴



آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله / ۱۳۳

خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			اصفهان	انارک	۱۰۵
	*			گلستان	انبار آلوم	۱۰۶
	*			زنجان	اند آباد	۱۰۷
*				کرمان	اندوه چردن	۱۰۸
*				تهران	اندیشه	۱۰۹
	*			خوزستان	اندیمشک	۱۱۰
	*			اردبیل	اوعلو	۱۱۱
	*			فارس	اوز	۱۱۲
	*			آذربایجان شرقی	اهر	۱۱۳
	*			بوشهر	اهرم	۱۱۴
	*			خوزستان	اهواز	۱۱۵
	*			فارس	ایج	۱۱۶
	*			خوزستان	ایذه	۱۱۷
	*			سیستان و بلوچستان	ایرانشهر	۱۱۸
	*			فارس	ایزد خواست	۱۱۹
	*			مازندران	ایزد شهر	۱۲۰
*				خراسان جنوبی	ایسک	۱۲۱
	*			ایلام	ایلام	۱۲۲
	*			آذربایجان شرقی	ایلخچی	۱۲۳
	*			آذربایجان شرقی	ایلخی	۱۲۴
	*			اصفهان	ایمان شهر	۱۲۵
	*			گلستان	اینچه برون	۱۲۶
	*			ایلام	ایوان	۱۲۷
	*			سمنان	ایوان کی	۱۲۸
ب						
	*			فارس	باب انار	۱
*				چهارمحال و بختیاری	بابا حیدر	۲



ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله	بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم
۳	باباکلان	کهگیلویه و بویراحمد	*				
۴	بابامنیر	فارس	*				
۵	باتنگل	کرمان	*				
۶	بابل	مازندران	*				
۷	بابلسر	مازندران	*				
۸	باخرز	خراسان رضوی	*				
۹	بادرود	اصفهان	*				
۱۰	بازرگان	آذربایجان غربی	*				
۱۱	باسمنج	آذربایجان شرقی	*				
۱۲	باشت	کهگیلویه و بویراحمد	*				
۱۳	باغ بهادران	اصفهان	*				
۱۴	باغ ملک	خوزستان	*				
۱۵	باغچه جلیل	کهگیلویه و بویراحمد	*				
۱۶	باغستان	خراسان رضوی	*				
۱۷	باغملک	خوزستان	*				
۱۸	باغین	کرمان	*				
۱۹	بافت	کرمان	*				
۲۰	باقستان	سیستان و بلوچستان	*				
۲۱	بافق	یزد	*				
۲۲	باقرشهر	تهران	*				
۲۳	بالا ده	فارس	*				
۲۴	بالو	آذربایجان غربی	*				
۲۵	بان مزاران	کرمانشاه	*				
۲۶	بانه	کردستان	*				
۲۷	بایجان	مازندران	*				
۲۸	بایگان	فارس	*				
۲۹	بجستان	خراسان رضوی	*				



آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله / ۱۳۵

خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			خراسان شمالی	بجنورد	۳۰
	*			آذربایجان شرقی	بخشایش	۳۱
	*			ایلام	بدره	۳۲
	*			بوشهر	برازجان	۳۳
	*			بوشهر	بردخون	۳۴
	*			خراسان رضوی	بردسکن	۳۵
	*			کرمان	بردسیر	۳۶
*				تهران	برغان	۳۷
	*			اصفهان	برف انبار	۳۸
	*			کرمان	بروات	۳۹
*				لرستان	بروجرد	۴۰
*				لرستان	بروجرد	۴۱
	*			چهارمحال و بختیاری	بروجن	۴۲
	*			سیستان و بلوچستان	بزمان	۴۳
	*			خوزستان	بستان	۴۴
*				آذربایجان شرقی	بستان آباد	۴۵
	*			هرمزگان	بستک	۴۶
	*			سمنان	بسطام	۴۷
*				خراسان جنوبی	بسک آباد	۴۸
	*			خراسان جنوبی	بشرويه	۴۹
*				يزد	بشکان	۵۰
	*			قریون	بک کندی	۵۱
*				چهارمحال و بختیاری	بلداجی	۵۲
*				مازندران	بلده	۵۳
	*			کرمان	بلورد	۵۴
*				کرمان	بهم	۵۵
	*			سیستان و بلوچستان	بمپور	۵۶



ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله	بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم
۵۷	بن	چهارمحال و بختیاری	*				
۵۸	بناب	آذربایجان شرقی	*				
۵۹	بنارویه	فارس	*				
۶۰	بنت	سیستان و بلوچستان	*				
۶۱	بند	آذربایجان غربی	*				
۶۲	بندر امام خمینی	خوزستان	*				
۶۳	بندر ترکمن	گلستان	*				
۶۴	بندر جاسک	هرمزگان	*				
۶۵	بندر دیر	بوشهر	*				
۶۶	بندر دیلم	بوشهر	*				
۶۷	بندر عباس	هرمزگان	*				
۶۸	بندر کنان	بوشهر	*				
۶۹	بندر گناوه	بوشهر	*				
۷۰	بندر مقام	بوشهر	*				
۷۱	بندر انزلي	گیلان	*				
۷۲	بندر ترکمن	گلستان	*				
۷۳	بندر چارک	هرمزگان	*				
۷۴	بندر خمیر	هرمزگان	*				
۷۵	بندر دیر	بوشهر	*				
۷۶	بندر دیلم	بوشهر	*				
۷۷	بندر ریگ	بوشهر	*				
۷۸	بندر طاهری	بوشهر	*				
۷۹	بندر عسلویه	بوشهر	*				
۸۰	بندر کیاشهر	گیلان	*				
۸۱	بندر گز	گلستان	*				
۸۲	بندر گناوه	بوشهر	*				
۸۳	بندر لنگه	هرمزگان	*				



آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله / ۱۳۷

خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
		*		خوزستان	بندر ماهشهر	۸۴
	*			هرمزگان	بندر مقام	۸۵
	*			بوشهر	بنک	۸۶
*				خراسان رضوی	بنياباد	۸۷
*				قزوین	بوئین زهرا	۸۸
*				کردستان	بوئین سفلی	۸۹
*				اصفهان	بوئین و میاندشت	۹۰
*				فارس	بوانات	۹۱
*				بوشهر	بوشکان	۹۲
*				بوشهر	بوشهر	۹۳
*				زنجان	بوغدا کندی	۹۴
	*			آذربایجان غربی	بوکان	۹۵
*				چهارمحال و بختیاری	بوگر	۹۶
	*			هرمزگان	بوم سوز (ابوموسی)	۹۷
*				تهران	بومهن	۹۸
*				کرمان	بهآآباد	۹۹
*				یزد	بهاباد	۱۰۰
	*			یزد	بهادران	۱۰۱
*				همدان	بهار	۱۰۲
*				همدان	بهار	۱۰۳
	*			اصفهان	بهاران شهر	۱۰۴
	*			اصفهان	بهارستان	۱۰۵
*				خوزستان	بهبهان	۱۰۶
*				فارس	بهرستان	۱۰۷
*				مازندران	بهشهر	۱۰۸
*				کهگیلویه و بویراحمد	بهمنی	۱۰۹
*				فارس	بهمن	۱۱۰



خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			مازندران	بهنامیر	۱۱۱
	*			سمنان	بیارجمند	۱۱۲
	*			کرمان	بیاض	۱۱۳
	*			کردستان	بیجار	۱۱۴
*				قزوین	بیدستان	۱۱۵
	*			خراسان	بیرجند	۱۱۶
	*			فارس	بیرم	۱۱۷
	*			کرمانشاه	بیستون	۱۱۸
	*			ایلام	بیشه دراز	۱۱۹
	*			اردبیل	بیله سوار	۱۲۰

پ

*			کهگیلویه و بویراحمد	پاتاوه	۱
*			اردبیل	پارس آباد	۲
*			هرمزگان	پارسیان	۳
*			کرمان	پاریز	۴
*			تهران	پاکدشت	۵
*			کرمانشاه	پاوه	۶
*			تهران	پردیس	۷
*			مرکزی	پرندک	۸
*			کرمان	پشت رود	۹
*			مازندران	پل سفید	۱۰
*			سیستان و بلوچستان	پلان	۱۱
	*		لرستان	پلدختر	۱۲
*			آذربایجان غربی	پلدشت	۱۳
*			مازندران	پلور	۱۴
*			مازندران	پول	۱۵
	*		ایلام	پهله	۱۶



آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله / ۱۳۹

خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
*				آذربایجان غربی	پیرانشهر	۱۷
	*			اصفهان	پیرکران	۱۸
*				تهران	پیشو	۱۹
*				سیستان و بلوچستان	پیشین	۲۰
ت						
	*			کرمانشاه	تازه آباد	۱
*				آذربایجان غربی	تازه شهر	۲
*				اردبیل	تازه کندی	۳
*				قزوین	تاقستان	۴
*				گیلان	تالش	۵
*				خراسان رضوی	تایباد	۶
*				آذربایجان شرقی	تبریز	۷
*				هرمزگان	تخت	۸
*				خراسان رضوی	تربت جام	۹
*				خراسان رضوی	تربت حیدریه	۱۰
*				آذربایجان شرقی	ترکمنچای	۱۱
*				سمنان	ترود	۱۲
*				آذربایجان شرقی	تسوچ	۱۳
*				خوزستان	تشان	۱۴
	*			یزد	تفت	۱۵
*				مرکزی	تفرش	۱۶
	*			آذربایجان غربی	تکاب	۱۷
*				کهگیلویه و بویراحمد	تلگرد	۱۸
*				هرمزگان	تمبان	۱۹
*				هرمزگان	تنب بزرگ	۲۰
*				هرمزگان	تنب بزرگ	۲۱
*				هرمزگان	تبک کوچک	۲۲



خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			مازندران	تنکابن	۲۳
	*			بوشهر	تنگ ارم	۲۴
*				لرستان	توشک آبرسد	۲۵
	*			همدان	توبیسرکان	۲۶
*				سمنان	توبیه	۲۷
*				تهران	تهران	۲۸
	*			اصفهان	تیبران	۲۹
	*			خراسان جنوبی	تیغدر	۳۰
*				آذربایجان شرقی	تیکمه داش	۳۱

ث

	*			کرمانشاه	ثلاث باباجانی	۱
--	---	--	--	----------	---------------	---

ج

	*			خراسان شمالی	جاجرم	۱
	*			هرمزگان	جاسک	۲
	*			سیستان و بلوچستان	جالق	۳
	*			سمnan	جام	۴
	*			مرکزی	جاورسیان	۵
	*			اردیبل	جعفرآباد	۶
	*			قم	جعفریه	۷
	*			خراسان رضوی	جفتای	۸
	*			مرکزی	جفتان	۹
	*			آذربایجان شرقی	جلفا	۱۰
	*			بوشهر	جم	۱۱
	*			هرمزگان	جناح	۱۲
	*			فارس	جنت شهر	۱۳
	*			اصفهان	جندق	۱۴
	*			خراسان رضوی	جنگل	۱۵



آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله / ۱۴۱

خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			تهران	جود آباد	۱۶
	*			کرمانشاه	جوانرود	۱۷
	*			همدان	جورقان	۱۸
	*			کرمان	جوزم	۱۹
*				کرمان	جوشان	۲۰
	*			اصفهان	جوشقان استرک	۲۱
	*			اصفهان	جوشقان و کامو	۲۲
*				چهارمحال و بختیاری	جونقان	۲۳
	*			فارس	جووکان	۲۴
	*			مازندران	جوپیار	۲۵
	*			فارس	جویم	۲۶
	*			فارس	جهرم	۲۷
	*			کرمان	جیرفت	۲۸
*				گیلان	جیرنده	۲۹
چ						
	*			گیلان	چابکسر	۱
	*			سیستان و بلوچستان	چابهار	۲
	*			اصفهان	چادگان	۳
*				لرستان	چالان چولان	۴
	*			مازندران	چالوس	۵
	*			هرمزگان	چاه مسلم	۶
*				کرمان	چترود	۷
*				کرمان	چترود	۸
	*			کهگیلویه و بویراحمد	چرام	۹
	*			اصفهان	چرمهین	۱۰
	*			اصفهان	چرمهین	۱۱
	*			کرمان	چشممه سبز	۱۲



خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			بوشهر	چگادک	۱۳
	*			لرستان	چغلوندی	۱۴
	*			خراسان رضوی	چکنه	۱۵
*				چهارمحال و بختیاری	چلگرد	۱۶
		*		خوزستان	چمران	۱۷
	*			مازندران	چمستان	۱۸
	*			لرستان	چمشک	۱۹
	*			خراسان شمالی	چمن بید	۲۰
	*			چهارمحال و بختیاری	چمن گلی	۲۱
	*			خراسان رضوی	چنار	۲۲
	*			کرمانشاه	چنار	۲۳
	*			خراسان رضوی	چناران	۲۴
	*			خراسان رضوی	چناران	۲۵
	*			کردستان	چناره	۲۶
	*			سمنان	چندآب	۲۷
	*			قزوین	چنگوره	۲۸
	*			ایلام	چوار	۲۹
	*			گیلان	چوبر	۳۰
	*			اصفهان	چوبنان	۳۱
	*			گلستان	چهار باغ	۳۲
*				تهران	چهاردانگه	۳۳
	*			بوشهر	چهل ذرعی	۳۴
*				تهران	چهل قز	۳۵
ح						
	*			هرمزگان	حاجی آباد	۱
	*			فارس	حاجی آباد	۲
*				خراسان جنوبی	حاجی آباد	۳



آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله / ۱۴۳

خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			اصفهان	حبیب آباد	۴
*				کرمان	حتکن	۵
	*			خوزستان	حر	۶
*				کرمان	حرجند	۷
	*			تهران	حسن آباد	۸
*				مازندران	حسن کیف	۹
*				هرمزگان	حسن لنگی	۱۰
*				خوزستان	حسینیه علیا	۱۱
*				کرمان	حصن	۱۲
	*			اصفهان	حصه	۱۳
*				زنجان	حلب	۱۴
	*			یزد	حمیدیا	۱۵
	*			خوزستان	حمیدیه	۱۶
*				کرمانشاه	حملیل	۱۷
*				اصفهان	حنا	۱۸
*				گیلان	حویق	۱۹

خ

*				بوشهر	خارک	۱
*				بوشهر	خارکو	۲
	*			بوشهر	خارک	۳
*				سیستان و بلوچستان	خاش	۴
*				گلستان	خان بیان	۵
*				فارس	خان زینان	۶
*				کرمان	خانوک	۷
*				فارس	خاوران	۸
*				تهران	خاور شهر	۹
*				زنجان	خدابنده	۱۰



ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله	بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم
۱۱	خرامه	فارس	*				
۱۲	خرم آباد	لرستان	*				
۱۳	خرم آباد	مازندران	*				
۱۴	خرم دره	زنجان	*				
۱۵	خرمدشت	قزوین	*				
۱۶	خرمشهر	خوزستان	*				
۱۷	خرو	خراسان رضوی	*				
۱۸	خروانق	آذربایجان شرقی	*				
۱۹	خسروآباد	کردستان	*				
۲۰	خسروشهر	آذربایجان شرقی	*				
۲۱	خشت	فارس	*				
۲۲	خشکبیجار	گیلان	*				
۲۳	حضری	خراسان جنوبی	*				
۲۴	خفر	اصفهان	*				
۲۵	خلخال	اردبیل	*				
۲۶	خلیل آباد	خراسان رضوی	*				
۲۷	خلیل شهر	مازندران	*				
۲۸	خمام	گیلان	*				
۲۹	خمین	مرکزی	*				
۳۰	خمینی شهر	اصفهان	*				
۳۱	خنج	فارس	*				
۳۲	خداب	مرکزی	*				
۳۳	خواجه	آذربایجان شرقی	*				
۳۴	خواجه عسگر	کرمان	*				
۳۵	خواف	خراسان رضوی	*				
۳۶	خوانسار	اصفهان	*				
۳۷	خور	اصفهان	*				



آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله / ۱۴۵

خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			فارس	خور	۳۸
		*		اصفهان	خوراسان	۳۹
		*		اصفهان	خوزرزوق	۴۰
	*			بوشهر	خورموج	۴۱
		*		خراسان جنوبی	خوسف	۴۲
*				آذربایجان غربی	خوی	۴۳
۵						
	*			فارس	داراب	۱
	*			اصفهان	داران	۲
	*			فارس	داریان	۳
	*			بوشهر	دالکی	۴
	*			فارس	دالین	۵
*				سمنان	دامغان	۶
*				قزوین	دانسفهان	۷
		*		مرکزی	داودآباد	۸
	*			کرمان	داوران	۹
*				زنجان	درام	۱۰
*				لرستان	درب آستانه	۱۱
	*			کرمان	دریهشت	۱۲
	*			خراسان رضوی	درخت توت	۱۳
	*			خوزستان	درخزینه	۱۴
	*			خراسان رضوی	دررود	۱۵
	*			فارس	درزوساپیان	۱۶
	*			زنجان	درسجین	۱۷
	*			خراسان رضوی	درگز	۱۸
	*			لرستان	درمره	۱۹
*				لرستان	درود	۲۰

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله	بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم
۲۱	درونه	خراسان	*				
۲۲	درویش آباد	خوزستان	*				
۲۳	دره اسبر	لرستان	*				
۲۴	دره شهر	ایلام	*				
۲۵	دزآب	خوزستان	*				
۲۶	دزج	کردستان	*				
۲۷	دزفول	خوزستان	*				
۲۸	دستگرد	چهارمحال و بختیاری	*				
۲۹	دشت خاک	کرمان	*				
۳۰	دشت عباس	ایلام	*				
۳۱	دگاگا	کردستان	*				
۳۲	دلبران	کردستان	*				
۳۳	دلند	گلستان	*				
۳۴	دلوار	بوشهر	*				
۳۵	دليجان	مرکزی	*				
۳۶	دماوند	تهران	*				
۳۷	دمیرچی	آذربایجان شرقی	*				
۳۸	دو آب	مازندران	*				
۳۹	دوبران	فارس	*				
۴۰	دوراهان	چهارمحال و بختیاری	*				
۴۱	دورود	لرستان	*				
۴۲	دوزال	آذربایجان شرقی	*				
۴۳	دوسن محمد	سیستان و بلوچستان	*				
۴۴	دوگنبدان	کهگیلویه و بویراحمد	*				
۴۵	دولت آباد	اصفهان	*				
۴۶	دولت آباد	خراسان رضوی	*				



آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله / ۱۴۷

خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			زنجان	ده جلال	۴۷
	*			اصفهان	دها قان	۴۸
	*			هرمزگان	دھبارز	۴۹
		*		کرمان	دهج	۵۰
	*			خوزستان	دهدرز	۵۱
	*			کهگیلویه و بویراحمد	دهدشت	۵۲
	*			یزد	دهشیر	۵۳
		*		اصفهان	دهق	۵۴
	*			گیلان	دهکاء	۵۵
	*			کردستان	دهگلان	۵۶
	*			کردستان	دهلان	۵۷
		*		ایلام	دهران	۵۸
	*			سمنان	دبیاج	۵۹
	*			سمنان	دیزج	۶۰
*				تهران	دیزین	۶۱
	*			اصفهان	دیزیه	۶۲
	*			گیلان	دیلمان	۶۳
*				کرمانشاه	دینور	۶۴
		*		کردستان	دیواندره	۶۵
*				یزد	دیهوک	۶۶
ذ						
	*			فارس	ذرات	۱
ر						
	*			مازندران	رئیس کلا	۱
	*			کرمان	را بر	۲



خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			خراسان رضوی	رادکان	۳
*				خراسان شمالی	راز	۴
	*			مرکزی	رازقان	۵
*				آذربایجان غربی	رازی	۶
	*			سیستان و بلوچستان	راسک	۷
	*			مازندران	رامسر	۸
	*			خوزستان	رامشیر	۹
	*			خوزستان	رامهرمز	۱۰
	*			گلستان	رامیان	۱۱
	*			کرمان	راور	۱۲
	*			مرکزی	راوه	۱۳
	*			کرمان	راین	۱۴
	*			بیزد	رباط پشت بادام	۱۵
	*			تهران	رباط کریم	۱۶
*				آذربایجان غربی	ربط	۱۷
	*			گیلان	رحیم آباد	۱۸
*				قزوین	رزجرد	۱۹
	*			همدان	رزن	۲۰
	*			فارس	رستاق	۲۱
*				قزوین	رسنم آباد	۲۲
	*			مازندران	رستمکلا	۲۳
	*			بوشهر	رستمی	۲۴
	*			گیلان	رشت	۲۵
	*			خراسان رضوی	رشتخوار	۲۶
	*			آذربایجان غربی	رشکان	۲۷
	*			هرمزگان	رضوان	۲۸
	*			سمنان	رضوان	۲۹



آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله / ۱۴۹

خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			گیلان	رضوانشهر	۳۰
	*			اردبیل	رضی	۳۱
	*			کرمان	رفسنجان	۳۲
	*			فارس	رمقان	۳۳
	*			کرمانشاه	روانسر	۳۴
	*			هرمزگان	رودان	۳۵
	*			کرمان	رودبار	۳۶
*				گیلان	رودبار	۳۷
	*			گیلان	رودسر	۳۸
	*			تهران	رودشور	۳۹
*				تهران	رودهن	۴۰
*				لرستان	روستای ازنا	۴۱
	*			چهارمحال و بختیاری	روستای سونگ	۴۲
	*			فارس	رونیز	۴۳
	*			مازندران	رویان	۴۴
*				تهران	ری	۴۵
	*			فارس	ریچی	۴۶
	*			بوشهر	ریز	۴۷
	*		*	کرمان	ریگان	۴۸
	*			خراسان رضوی	ریوش	۴۹
ز						
	*			سیستان و بلوچستان	زابل	۱
	*			سیستان و بلوچستان	زابلی	۲
		*		یزد	زار	۳
*				لرستان	زارم	۴
	*			مرکزی	زاویه	۵
	*			فارس	زاهد شهر	۶



خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			سیستان و بلوچستان	Zahedan	۷
	*			اصفهان	زاینده رود	۸
	*			فارس	زرگان	۹
*				کرمان	زرند	۱۰
	*			زنجان	زرین آباد	۱۱
	*			اصفهان	زرین شهر	۱۲
	*			اصفهان	زفره	۱۳
	*	*		سمنان	زمان آباد	۱۴
	*			زنجان	زنجان	۱۵
	*			فارس	زنجیران	۱۶
*				آذربایجان شرقی	زنجیره	۱۷
	*			آذربایجان شرقی	زنوز	۱۸
*				کرمان	زنی آباد	۱۹
*				قزوین	زوارک	۲۰
	*			اصفهان	زواره	۲۱
	*			سیستان و بلوچستان	زهک	۲۲
	*			هرمزگان	زیارت علی	۲۳
	*			گیلان	زیار	۲۴
*				قزوین	زیبا شهر	۲۵
	*	*		کرمان	زیدآباد	۲۶
	*			مازندران	زیرآب	۲۷
	*			اردبیل	زیوه	۲۸
س						
	*			مازندران	ساری	۱
	*			یزد	ساغند	۲
	*			چهارمحال و بختیاری	سامان	۳
	*			همدان	سامن	۴



آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله / ۱۵۱

خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			مرکزی	ساوه	۵
	*			سیستان و بلوچستان	سیزگز	۶
	*			خراسان رضوی	سیزووار	۷
	*			فارس	سپیدان	۸
	*			لرستان	سپیددشت	۹
	*			زنجان	سجاس	۱۰
	*			خراسان جنوبی	سده	۱۱
	*			فارس	سده	۱۲
	*			اصفهان	سده لنجان	۱۳
	*			ایلام	سرآبله	۱۴
	*			آذربایجان شرقی	سراب	۱۵
	*			کرمانشاه	سراب نیلوفر	۱۶
	*			سیستان و بلوچستان	سراوان	۱۷
*				خراسان جنوبی	سرایان	۱۸
	*			سیستان و بلوچستان	سرباز	۱۹
*				تهران	سربندان	۲۰
		*		خوزستان	سریندر	۲۱
	*			خراسان جنوبی	سربیشه	۲۲
	*			کرمانشاه	سرپل ذهاب	۲۳
*				آذربایجان غربی	سرچشمہ	۲۴
	*			مازندران	سرخود	۲۵
	*			خراسان رضوی	سرخس	۲۶
	*			گلستان	سرخنکلاته	۲۷
	*			چهارمحال و بختیاری	سرخون	۲۸
	*			سمنان	سرخه	۲۹
*				آذربایجان شرقی	سردرود	۳۰
	*			خوزستان	سردشت	۳۱



خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
*				آذربایجان غربی	سردشت	۳۲
	*			خوزستان	سردشت زیدون	۳۳
	*			اردبیل	سرعین	۳۴
	*			هرمزگان	سرگز احمدی	۳۵
	*			آذربایجان غربی	سرو	۳۶
*				کردستان	سروآباد	۳۷
	*			فارس	سروستان	۳۸
	*			کردستان	سریش آباد	۳۹
	*			کرمان	سعادت آباد	۴۰
	*			فارس	سعادت شهر	۴۱
	*			بوشهر	سعدآباد	۴۲
*				تهران	سعیدآباد	۴۳
	*			چهارمحال و بختیاری	سفید دشت	۴۴
	*			اصفهان	سفید شهر	۴۵
	*			سیستان و بلوچستان	سفیدابه	۴۶
	*			کردستان	سقز	۴۷
	*			خراسان رضوی	سلامی	۴۸
	*			خوزستان	سلطان آباد	۴۹
	*			زنجان	سلطان آباد	۵۰
	*			خراسان رضوی	سلطان آباد	۵۱
	*			زنجان	سلطانیه	۵۲
	*			قم	سلفچگان	۵۳
*				آذربایجان غربی	سلماس	۵۴
	*			مازندران	سلمان شهر	۵۵
	*			سمنان	سمنان	۵۶
	*			اصفهان	سمیرم	۵۷
		*		مرکزی	سنجان	۵۸



خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			گیلان	سنر	۵۹
	*			کرمانشاه	سنقر	۶۰
	*			خراسان رضوی	سنگان	۶۱
	*			کردستان	سنندج	۶۲
*				چهارمحال و بختیاری	سودجان	۶۳
	*			سیستان و بلوچستان	سوران	۶۴
*				چهارمحال و بختیاری	سورشجان	۶۵
	*			مازندران	سورک	۶۶
	*			فارس	سوریان	۶۷
	*			هرمزگان	سوزا	۶۸
	*			خوزستان	سوسنگرد	۶۹
	*			کهگیلویه و بویراحمد	سوق	۷۰
*				تهران	سولقان	۷۱
	*			کرمانشاه	سومار	۷۲
	*			خوزستان	سویره	۷۳
	*			خراسان جنوبی	سه قلعه	۷۴
	*			هرمزگان	سیری	۷۵
	*			کهگیلویه و بویراحمد	سی سخت	۷۶
*				مازندران	سیاه بیشه	۷۷
	*			گیلان	سیاهکل	۷۸
	*			هرمزگان	سیاهو	۷۹
	*			سیستان و بلوچستان	سیب سوران	۸۰
*				آذربایجان غربی	سید تاج الدین	۸۱
	*			مازندران	سید کلاء	۸۲
	*			فارس	سیدان	۸۳
	*			کرمان	سیرجان	۸۴
*				کرمان	سیرچ	۸۵



خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			قزوین	سیردان	۸۶
*				آذربایجان شرقی	سیس	۸۷
	*			فارس	سیف آباد	۸۸
*				آذربایجان غربی	سیلاپ	۸۹
	*			آذربایجان غربی	سیلوانا	۹۰
	*			گلستان	سیمین شهر	۹۱
	*			فارس	سیوند	۹۲
*				آذربایجان غربی	سیه چشمہ	۹۳

ش

		*	خوزستان	شادگان	۱
		*	مرکزی	شازند	۲
*			قزوین	شال	۳
	*		خراسان رضوی	شاندیز	۴
	*		مازندران	شاه زید	۵
*			تهران	شاهدشهر	۶
	*		یزد	شاهدیه	۷
*			خراسان جنوبی	شاھرخت	۸
	*		سمنان	شاھروود	۹
	*		آذربایجان غربی	شاھین دژ	۱۰
	*		اصفهان	شاھین شهر	۱۱
*			بوشهر	شبانکاره	۱۲
*			آذربایجان شرقی	شبستر	۱۳
*			آذربایجان شرقی	شربیان	۱۴
*			آذربایجان شرقی	شرفخانه	۱۵
	*		تهران	شریف آباد	۱۶
	*		فارس	ششده	۱۷
	*		خراسان رضوی	شعبه	۱۸



آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله / ۱۵۵

خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			گیلان	شفت	۱۹
	*			گیلان	شلمان	۲۰
*				چهارمحال و بختیاری	شلمزار	۲۱
	*			هرمزگان	شمیل	۲۲
	*			بوشهر	شنبه	۲۳
*				آذربایجان شرقی	شنداباد	۲۴
	*			خوزستان	شوش	۲۵
	*			خوزستان	شوشتار	۲۶
*				آذربایجان غربی	شوط	۲۷
*				خراسان شمالی	شوقان	۲۸
*				بوشهر	شول	۲۹
*				لرستان	شول آباد	۳۰
*				کردستان	شویشه	۳۱
*				کرمان	شهداد	۳۲
*				کرمان	شهر بابک	۳۳
*				تهران	شهر جدید پرند	۳۴
*				اصفهان	شهرضا	۳۵
*				چهارمحال و بختیاری	شهر کرد	۳۶
*				تهران	شهریار	۳۷
*				سمنان	شهمیرزاد	۳۸
	*			خوزستان	شیبان	۳۹
*				فارس	شیراز	۴۰
*				اردبیل	شیران	۴۱
*				مازندران	شیرگاه	۴۲
*				خراسان شمالی	شیروان	۴۳
	*			همدان	شیرین سو	۴۴



ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله			
			کم	متوسط	زیاد	بسیار زیاد
ص						
۱	صائین	زنگان	*			
۲	صائین قلعه	زنگان	*			
۳	صالح آباد	ایلام	*			
۴	صالح آباد	خراسان رضوی	*			
۵	صالح آباد	همدان	*			
۶	صالح آباد	تهران	*			
۷	صباشهر	تهران	*			
۸	صحنه	کرمانشاه	*			
۹	صفد	فارس	*			
۱۰	صفادشت	تهران	*			
۱۱	صفاشهر	فارس	*			
۱۲	صفی آباد	خراسان شمالی	*			
۱۳	صوغان	کرمان	*			
۱۴	صوفیان	آذربایجان شرقی	*			
۱۵	صومعه سرا	گیلان	*			
۱۶	صیدون	خوزستان	*			
ض						
۱	ضیاء آباد	قزوین	*			
ط						
۱	طاфанک	چهارمحال و بختیاری	*			
۲	طالب قشلاقی	اردبیل	*			
۳	طالخونه	اصفهان	*			
۴	طالقان	تهران	*			
۵	طبس	خراسان رضوی	*			
۶	طبس	بیزد	*			
۷	طلبل	هرمزگان	*			



خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
*				کرمان	طرز	۸
	*			خراسان رضوی	طرق	۹
	*			خراسان رضوی	طرق به	۱۰
	*			سمنان	طرود	۱۱
*				سمنان	ظرره	۱۲
ع						
	*			بوشهر	عالی حسینی	۱
	*			سمنان	عباس آباد	۲
	*			مازندران	عباس آباد	۳
	*			خوزستان	عبدالخان	۴
	*			آذربایجان شرقی	عجب شیر	۵
	*			یزد	عشق آباد	۶
	*			مرکزی	عصبده	۷
	*			خراسان رضوی	عظیم آباد	۸
	*			یزد	عقدا	۹
	*			آذربایجان شرقی	علمدارگرگر	۱۰
	*			اصفهان	علویجه	۱۱
	*			فارس	علی آباد	۱۲
	*			گلستان	علی آباد	۱۳
	*			فارس	عماده ده	۱۴
	*			کرمان	عنبرآباد	۱۵
	*			اردبیل	عنبران	۱۶
غ						
*				تهران	غنج آباد	۱
	*			سمنان	غیاث آباد	۲
		*		خوزستان	غیرانیه	۳



ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله	بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم
ف							
۱	فارسان		چهارمحال و بختیاری	*			
۲	فارسیان		گلستان	*			
۳	فارغان		هرمزگان	*			
۴	فارمد		خراسان رضوی	*			
۵	فاروج		خراسان شمالی	*			
۶	فارور بزرگ		هرمزگان	*			
۷	فارور کوچک		هرمزگان	*			
۸	فاریاب		بوشهر	*			
۹	فاریاب		کرمان	*			
۱۰	فضل آباد		گلستان	*			
۱۱	فامنین		همدان	*			
۱۲	فتح آباد		خراسان جنوبی	*			
۱۳	فتح آباد		فارس	*			
۱۴	ف DAG		فارس	*			
۱۵	ف دک		خراسان رضوی	*			
۱۶	فرادنیه		چهارمحال و بختیاری	*			
۱۷	فراشبند		فارس	*			
۱۸	فرخ شهر		چهارمحال و بختیاری	*			
۱۹	فردوس		خراسان جنوبی	*			
۲۰	فردوسیه		تهران	*			
۲۱	فردیس		تهران	*			
۲۲	فرمهین		مرکزی	*			
۲۳	فروندگاه امام خمینی		تهران	*			
۲۴	فرومد		سمنان	*			
۲۵	فرون آباد		تهران	*			
۲۶	فرهادرد		خراسان رضوی	*			



آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله / ۱۵۹

خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			اصفهان	فریدون شهر	۲۷
	*			مازندران	فریدون کنار	۲۸
	*			خراسان	فریمان	۲۹
	*			فارس	فسا	۳۰
*				تهران	فشم	۳۱
	*			اصفهان	فلاورجان	۳۲
	*			سیستان و بلوچستان	فنوج	۳۳
	*			فارس	فورک	۳۴
	*			اصفهان	فولادشهر	۳۵
	*			گیلان	فومن	۳۶
	*			کرمان	فهرج	۳۷
*				آذربایجان غربی	فیروزق	۳۸
*				اردبیل	فیروزآباد	۳۹
	*			فارس	فیروزآباد	۴۰
	*			مازندران	فیروزآباد	۴۱
*				همدان	فیروزان	۴۲
*				تهران	فیروزکوه	۴۳
	*			خراسان رضوی	فیروزه	۴۴
	*			خراسان رضوی	فیض آباد	۴۵
*				هرمزگان	فین	۴۶
ق						
	*			مازندران	قائم شهر	۱
	*			فارس	قائمیه	۲
*				خراسان جنوبی	قائن	۳
	*			فارس	قادر آباد	۴
	*			خراسان رضوی	قاسم آباد	۵
	*			گلستان	قپان علیا	۶



ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله	بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم
۷	قدس	تهران	*				
۸	قرچک	تهران	*				
۹	قروه	کردهستان	*				
۱۰	قروه در جزین	همدان	*				
۱۱	قره آغاج	آذربایجان شرقی	*				
۱۲	قره ضیالدین	آذربایجان غربی	*				
۱۳	قره قشلاق	آذربایجان غربی	*				
۱۴	قزل حصار	تهران	*				
۱۵	قزلر	گلستان	*				
۱۶	قزلقان	خراسان شمالی	*				
۱۷	قزوین	قزوین	*				
۱۸	قسطین لار	قزوین	*				
۱۹	قشم	هرمزگان	*				
۲۰	قصرشیرین	کرمانشاه	*				
۲۱	قصرقمشه	فارس	*				
۲۲	قصرقند	سیستان و بلوچستان	*				
۲۳	قطب آباد	کرمان	*				
۲۴	قطروئیه	فارس	*				
۲۵	قطور	آذربایجان غربی	*				
۲۶	قلعه تل	خوزستان	*				
۲۷	قلعه چنان	خوزستان	*				
۲۸	قلعه خیابان	خراسان رضوی	*				
۲۹	قلعه شوکت	سمنان	*				
۳۰	قلعه گنج	کرمان	*				
۳۱	قلعه نو	تهران	*				
۳۲	قلعه نو خرافان	سمنان	*				
۳۳	قم	قم	*				



خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			اصفهان	قمصر	۳۴
	*			قم	قنوات	۳۵
*				خراسان رضوی	قوچان	۳۶
	*			آذربایجان غربی	قوشچی	۳۷
	*			همدان	قهاوند	۳۸
	*			اصفهان	قهریجان	۳۹
	*			همدان	قهوه د	۴۰
	*			زنجان	قیدار	۴۱
	*			فارس	قیر	۴۲
	*			فارس	قیروکارزین	۴۳

ک

	*			خراسان رضوی	کندر	۱
*				کرمانشاه	کنگاور	۲
	*			هرمزگان	کیش	۳
*				کرمان	کیانشهر	۴
*				خراسان رضوی	کاخک	۵
	*			خراسان رضوی	کاریز	۶
	*			فارس	کازرون	۷
	*			اصفهان	کاشان	۸
	*			خراسان رضوی	کاشمر	۹
*				کهگیلویه و بویراحمد	کاکان	۱۰
	*			بوشهر	کاکی	۱۱
*				کردستان	کامیاران	۱۲
*				کردستان	کانی سور	۱۳
	*			همدان	کبودر آهنگ	۱۴
	*			مازندران	کتالم و سادات شهر	۱۵
	*			خراسان رضوی	کدکن	۱۶



خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
*				تهران	کرج	۱۷
	*			گلستان	کردکوی	۱۸
	*			اصفهان	کرکوند	۱۹
*				کرمان	کرمان	۲۰
	*			کرمانشاه	کرمانشاه	۲۱
	*			کرمانشاه	کرنده	۲۲
	*			گلستان	کرنده	۲۳
	*			فارس	کره بس	۲۴
	*			مرکزی	کره هرود	۲۵
	*			اردبیل	کربق	۲۶
*				آذربایجان شرقی	کشکسرای	۲۷
	*			کرمان	کشکویه	۲۸
	*			فارس	کفترک	۲۹
	*			خراسان رضوی	کلات	۳۰
*				خراسان جنوبی	کلات اعلم	۳۱
	*			خراسان	کلات نادری	۳۲
	*			سمنان	کلاته خیج	۳۳
	*			گیلان	کلاچای	۳۴
	*			مازندران	کلار آباد	۳۵
	*			مازندران	کلاردشت	۳۶
	*			گلستان	کلاله	۳۷
*				آذربایجان غربی	کلوانس	۳۸
	*			آذربایجان شرقی	کلوانق	۳۹
*				اردبیل	کلور	۴۰
	*			آذربایجان شرقی	کلیبر	۴۱
*				آذربایجان غربی	کلیساکندی	۴۲
	*			اصفهان	کلیشا دوسورجان	۴۳



آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله / ۱۶۳

خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
*				تهران	کمال شهر	۴۴
	*			اصفهان	کمه	۴۵
	*			مرکزی	کمیجان	۴۶
	*			مرکزی	کمیجان	۴۷
	*			فارس	کنارتخته	۴۸
	*			سیستان و بلوچستان	کنارک	۴۹
*				تهران	کندر	۵۰
	*			هرمزان	کنگ	۵۱
	*			بوشهر	کنگان	۵۲
*				کرمانشاه	کنگاور	۵۳
	*			فارس	کوار	۵۴
*				کردستان	کوانه	۵۵
*				آذربایجان غربی	کوپر	۵۶
	*			فارس	کوره	۵۷
*				آذربایجان غربی	کوزه رش	۵۸
	*			اصفهان	کوشک	۵۹
	*			کرمان	کوشک علیا	۶۰
	*			قم	کوشک نصرت	۶۱
	*			گیلان	کوچصفهان	۶۲
*				خراسان جنوبی	کولی	۶۳
	*			گیلان	کومله	۶۴
*				کرمان	کوهبنان	۶۵
	*			اصفهان	کوهپایه	۶۶
	*			لرستان	کوهدشت	۶۷
*				چهارمحال و بختیاری	کوهرنگ	۶۸
*				تهران	کوهسار	۶۹
	*			سیستان و بلوچستان	کوهک	۷۰



خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			اصفهان	کهرموده	۷۱
	*			آذربایجان غربی	کهریز	۷۲
	*			اصفهان	کهریز سنگ	۷۳
*				تهران	کهریزک	۷۴
	*			قم	کهک	۷۵
*				قزوین	کهک	۷۶
	*			کرمان	کهنوج	۷۷
	*			همدان	کهنوش	۷۸
	*			خراسان شمالی	کهنه جلگه	۷۹
	*			هرمزگان	کهورستان	۸۰
	*			مازندران	کیاسر	۸۱
	*			گیلان	کیاشهر	۸۲
	*			مازندران	کیاکلا	۸۳
	*			چهارمحال و بختیاری	کیان	۸۴
*				کرمان	کیانشهر	۸۵
	*			هرمزگان	کیش	۸۶
*				تهران	کیلان	۸۷
گ						
	*			قم	گازران	۱
	*			گلستان	گالیکش	۲
	*			هرمزگان	گاوندی	۳
	*			مازندران	گتاب	۴
	*			خوزستان	گتوند	۵
*				تهران	گچسر	۶
	*			فارس	گراش	۷
	*			خراسان رضوی	گرجی سفلی	۸
	*			گلستان	گرگان	۹



خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
*				خراسان جنوبی	گرماب	۱۰
	*			زنجان	گرماب	۱۱
*				تهران	گرمابدر	۱۲
*				خراسان شمالی	گرمخان	۱۳
*				تهران	گرمدره	۱۴
	*			سمنان	گرمسار	۱۵
	*			اردبیل	گرمی	۱۶
*				مازندران	گزنه	۱۷
*				سیستان و بلوچستان	گشت	۱۸
*				گیلان	گشت	۱۹
	*			همدان	گل تپه	۲۰
*				کرمان	گلبا	۲۱
	*			اصفهان	گلپایگان	۲۲
*				تهران	گلستان	۲۳
	*			اصفهان	گلشهر	۲۴
*				گلستان	گمیش تپه	۲۵
*				گلستان	گمیشان	۲۶
*				خراسان رضوی	گناباد	۲۷
*				همدان	گنبد	۲۸
*				گلستان	گندکاووس	۲۹
*				خراسان رضوی	گنبدلی	۳۰
*				چهارمحال و بختیاری	گندمان	۳۱
*				آذربایجان غربی	گنگچین	۳۲
*				سیستان و بلوچستان	گواتر	۳۳
*				سیستان و بلوچستان	گورنگان	۳۴
*				آذربایجان شرقی	گوگان	۳۵
	*			اصفهان	گوگد	۳۶



خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			هرمزگان	گوهران	۳۷
	*			فارس	گویم	۳۸
	*			کرمانشاه	گهواره	۳۹
*				همدان	گیان	۴۰
*				کرمان	گیسک	۴۱
*				خراسان شمالی	گیفان	۴۲
	*			کرمانشاه	گیلانغرب	۴۳
*				زنجان	گیلوان	۴۴
	*			اردبیل	گیوی	۴۵

ل

	*			خراسان رضوی	لائین نو	۱
	*			فارس	لار	۲
	*			هرمزگان	لارک	۳
	*			سمنان	لاسجرد	۴
	*	*		همدان	لالجین	۵
	*			کرمان	لاله زار	۶
	*			خوزستان	لالی	۷
	*			فارس	لامرد	۸
	*			هرمزگان	لاوان	۹
	*			اردبیل	لاهروود	۱۰
	*			گیلان	لاهیجان	۱۱
	*	*		اصفهان	لایان	۱۲
	*			چهارمحال و بختیاری	لدگان	۱۳
*				کرمانشاه	لنجب	۱۴
	*			کهگیلویه و بویراحمد	لنده	۱۵
	*			گیلان	لنگرود	۱۶
*				تهران	لواسان	۱۷



آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله / ۱۶۷

خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
*				گیلان	لوشان	۱۸
	*			ایلام	لومار	۱۹
*				گیلان	لوندویل	۲۰
*				آذربایجان شرقی	لیقوان	۲۱
*				کهگیلویه و بویراحمد	لیک	۲۲

۵

*				کهگیلویه و بویراحمد	مارگون	۱
*				گیلان	ماسال	۲
*				لرستان	ماسور	۳
*				گیلان	MASOOLAH	۴
*				آذربایجان غربی	ماکو	۵
*				مرکزی	مامونیه	۶
*				زنجان	ماهنشان	۷
*				کرمان	ماهان	۸
*				تهران	ماهدشت	۹
*				کرمانشاه	ماهیدشت	۱۰
*				لرستان	مؤمن	۱۱
*				اصفهان	مبارکه	۱۲
*				سمنان	مجن	۱۳
*				اردبیل	مجیدآباد	۱۴
	*			مرکزی	محلات	۱۵
*				کرمان	محمدآباد مسکون	۱۶
*				تهران	محمد شهر	۱۷
*				مازندران	محمدآباد	۱۸
*				سیستان و بلوچستان	محمدآباد	۱۹
	*			کرمان	محمدآباد	۲۰
*				آذربایجان غربی	محمدیار	۲۱



خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
*				قزوین	محمدیه	۲۲
	*			مازندران	محمودآباد	۲۳
*				قزوین	محمودآباد نمونه	۲۴
	*			اردبیل	مرادلو	۲۵
	*	*		آذربایجان شرقی	مراغه	۲۶
	*			گلستان	مراده تپه	۲۷
	*			گیلان	مرجل	۲۸
*				تهران	مردآباد	۲۹
	*			اصفهان	مردان	۳۰
*				خراسان رضوی	مرزداران	۳۱
	*			مازندران	مرزن آباد	۳۲
*				خراسان جنوبی	مرک	۳۳
*				آذربایجان شرقی	مرند	۳۴
*				فارس	مرودشت	۳۵
*				یزد	مرrost	۳۶
*				یزد	مرrost	۳۷
*				همدان	مریانج	۳۸
*				کردستان	مریوان	۳۹
*				کرمان	مس سرچشممه	۴۰
*				خوزستان	مسجدسلیمان	۴۱
*				تهران	مشاء	۴۲
*				اصفهان	مشکات	۴۳
*				تهران	مشکین دشت	۴۴
*				اردبیل	مشکین شهر	۴۵
*				زنجان	مشمپا	۴۶
*				خراسان رضوی	مشهد	۴۷
	*			خراسان رضوی	مشهد ریزه	۴۸



آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله / ۱۶۹

خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
*				اصفهان	مصطفیر	۴۹
	*			فارس	مصطفیری	۵۰
*				قزوین	معلم کلایه	۵۱
	*			سمنان	معلمان	۵۲
	*			لرستان	عمولان	۵۳
	*			یزد	ملا اسماعیل	۵۴
	*			خوزستان	ملا ثانی	۵۵
*				تهران	ملارد	۵۶
	*			خوزستان	ملاشیه یک	۵۷
	*			همدان	ملایر	۵۸
	*			آذربایجان شرقی	ملکان	۵۹
	*			آذربایجان شرقی	ممغان	۶۰
*				گیلان	منجیل	۶۱
	*			اصفهان	منظريه	۶۲
	*			کرمان	منوجان	۶۳
	*			خراسان جنوبی	مود	۶۴
	*			خراسان جنوبی	موسویه	۶۵
	*			ایلام	موسیان	۶۶
*				آذربایجان غربی	مهاباد	۶۷
	*			مرکزی	مهاجران	۶۸
	*			فارس	مهرلو	۶۹
*				سمنان	مهندی شهر	۷۰
	*			فارس	مهر	۷۱
	*			ایلام	مهران	۷۲
*				آذربایجان شرقی	مهربان	۷۳
*				یزد	مهردشت	۷۴
	*			یزد	مهریز	۷۵



خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			سمنان	میامی	۷۶
	*			آذربایجان غربی	میاندوآب	۷۷
	*			خوزستان	میانرود	۷۸
*				آذربایجان شرقی	میانه	۷۹
	*			یزد	میبد	۸۰
	*			کرمان	میچ	۸۱
	*			سیستان و بلوچستان	میرجاوه	۸۲
	*			مرکزی	میلاجرد	۸۳
	*			فارس	میمند	۸۴
	*			کهگیلویه و بویراحمد	میمند	۸۵
	*			زنجان	میمون دره	۸۶
	*			هرمزگان	میناب	۸۷
	*			گلستان	مینودشت	۸۹

ن

	*			اصفهان	نائین	۱
*				مازندران	ناحیه	۲
*				چهارمحال و بختیاری	ناغان	۳
*				خراسان شمالی	ناوه	۴
	*			یزد	نایبند	۵
	*			کردستان	ناییسر	۶
	*			اصفهان	نجف آباد	۷
	*			کرمان	نجف شهر	۸
	*			بوشهر	نخل تقی	۹
	*			هرمزگان	نخل ناخدا	۱۰
	*			مرکزی	نراق	۱۱
	*			فارس	نرگس زار	۱۲
*				تهران	نسیم شهر	۱۳



آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله / ۱۷۱

خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			خراسان رضوی	نشستیفان	۱۴
	*			خراسان رضوی	نصرآباد	۱۵
	*			اصفهان	نصرآباد	۱۶
	*			سیستان و بلوچستان	نصرت آباد	۱۷
	*			اصفهان	نظر	۱۸
*				تهران	نظرآباد	۱۹
*				سمنان	نعمیم آباد	۲۰
	*			خوزستان	نفت سفید	۲۱
	*			خراسان رضوی	نقاب	۲۲
	*			آذربایجان غربی	نقده	۲۳
	*			آذربایجان غربی	نقده	۲۴
	*			مازندران	نکاء	۲۵
	*			گلستان	نگین شهر	۲۶
*				آذربایجان غربی	نلاس	۲۷
	*			اردبیل	نمین	۲۸
	*			گلستان	نوکنده	۲۹
	*			مرکزی	نوربران	۳۰
	*			کرمان	نودژ	۳۱
	*			خراسان رضوی	نوده	۳۲
	*			مازندران	نودرا آباد	۳۳
	*			مازندران	نور	۳۴
*				لرستان	نورآباد	۳۵
	*			فارس	نورآباد ممسنی	۳۶
	*			کرمانشاه	نوسود	۳۷
	*			اصفهان	نوش آباد	۳۸
	*			مازندران	نوشهر	۳۹
	*			آذربایجان غربی	نوشین	۴۰



خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			کرمانشاه	نوکان	۴۱
	*			قزوین	نهاوند	۴۲
*				همدان	نهاوند	۴۳
	*			خراسان جنوبی	نهیندان	۴۴
	*			آذربایجان شرقی	نهند	۴۵
	*			اردبیل	نیارق	۴۶
	*			اردبیل	نیر	۴۷
	*			فارس	نبیز	۴۸
	*			خراسان رضوی	نیشابور	۴۹
	*			سیستان و بلوچستان	نیک شهر	۵۰
	*			قزوین	نیکوئیه	۵۱
	*			خراسان رضوی	نیل شهر	۵۲
	*	*		مرکزی	نیمور	۵۳

۹

*				تهران	واریش	۱
*				مازندران	وانا	۲
*				بوشهر	وحدتیه	۳
*				تهران	وحیدیه	۴
*				تهران	ورامین	۵
*				آذربایجان شرقی	ورزان	۶
	*			اصفهان	ورزنه	۷
*				اصفهان	ورنامخواست	۸
*				قم	وشنوه	۹
*				خراسان جنوبی	وندیک	۱۰
*	*			تهران	وهن آباد	۱۱
*		*		تهران	ویره	۱۲
	*	*		خوزستان	ویس	۱۳



آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله / ۱۷۳

ردیف	مرکز جمعیتی	استان	خطر نسبی زلزله	بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم
۵							
۱	هادی شهر	آذربایجان شرقی	*				
۲	هاشم آباد	هرمزگان	*				
۳	هجدک	کرمان	*				
۴	هچیب	قزوین	*				
۵	هرات	بیزد	*				
۶	هرسین	کرمانشاه	*				
۷	هرمز	هرمزگان	*				
۸	هرند	اصفهان	*				
۹	هریس	آذربایجان شرقی	*				
۱۰	هشتگین	اردبیل	*				
۱۱	هشتetrod	آذربایجان شرقی	*				
۱۲	هشتگرد	تهران	*				
۱۳	هفتگل	خوزستان	*				
۱۴	هفشجان	چهارمحال و بختیاری	*				
۱۵	هل آباد	اردبیل	*				
۱۶	همدان	همدان	*				
۱۷	هندورابی	هرمزگان	*				
۱۸	هنديجان	خوزستان	*				
۱۹	هنگام	فارس	*				
۲۰	هنگام	هرمزگان	*				
۲۱	هوراند	آذربایجان شرقی	*				
۲۲	هویزه	خوزستان	*				
۲۳	هیدج	زنجان	*				
۲۴	هیر	اردبیل	*				
۲۵	هینمان	کرمان	*				



خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
۵						
*				کهگیلویه و بویراحمد	یاسوج	۱
*				آذربایجان شرقی	یامی	۲
*				مازندران	یانه سر	۳
	*			یزد	یزد	۴
*				کرمان	یزدان شهر	۵
*				آذربایجان شرقی	یکان کهریز	۶

پیوست ۲

راهنمای انجام تحلیل‌های غیرخطی



۱- کلیات

تحلیل غیرخطی سازه‌ها در برابر زلزله به دو روش تحلیل استاتیکی غیرخطی (بند ۳) و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی (بند ۴) قابل انجام می‌باشند. روش‌های تحلیل غیرخطی برای تخمین سازوکارها (مکانیزم‌های) خمیری موردانه، توزیع آسیب‌های وارد و ارزیابی عملکرد سازه قابل استفاده می‌باشند.

۱-۱ برای انجام تحلیل غیرخطی باید مدل به کار گرفته شده در تحلیل‌های خطی با در نظر گرفتن مقاومت اعضا و رفتار فرا ارتجاعی آنها ارتقا یابد.

۱-۲ قبل از انجام تحلیل غیرخطی می‌باید بار ثقلی مطابق با ضرایب ترکیب بار مربوطه به مدل سازه اعمال گردد.

تبصره: ترکیب بارهای ثقلی عبارت از $L/2D + 0.9D$ می‌باشد که در آنها D بار مرده و L بار زنده است. بار زنده بر طبق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان محاسبه می‌شود. ضمناً در مواردی که بار زنده گستردگی کمتر از ۴۰۰ کیلوگرم بر متر مربع است، کاهش این بار تا ۵۰٪ مجاز است.

۲- مشخصات غیرخطی اعضاي سازه

۱-۲ مشخصات غیرخطی اعضاي سازه در مدل‌سازی باید به لحاظ مقاومت، سختی و شکل‌پذیری با داده‌های آزمایشگاهی و یا مدل‌های تحلیلی معتبر سازگار باشد.

۲-۲ رابطه نیرو-تغییرشکل اعضا را می‌توان حداقل به صورت دو خطی در نظر گرفت. سختی ارجاعی در ساختمان‌های بتن‌آرمه و بنایی براساس مقاطع ترک‌خورده در نظر گرفته می‌شود. در اعضاي شکل‌پذیر که انتظار می‌رود رفتار غیرخطی داشته باشند، سختی ارجاعی در مدل‌سازی دو خطی، سختی سکانت تا نقطه جاری شدن محسوب می‌شود. در منحنی رفتاری اعضا می‌توان سختی بعد از جاری شدن را صفر اختیار نمود. استفاده از رابطه سه خطی نیرو-تغییرشکل که اثر سختی قبل و بعد از ترک‌خوردگی را در نظر می‌گیرد مجاز می‌باشد. استفاده از روابط داده شده در "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود" (نشریه ۳۶۰) نیز مجاز است.



۳-۲ در اعضایی که در آنها زوال مقاومت انتظار می‌رود، باید این رفتار در رابطه نیرو-تغییرشکل آن اعضا در نظر گرفته شود. در صورتی که از روابط نشریه ۳۶۰ برای توصیف رابطه نیرو-تغییر شکل اعضا استفاده شود، شرایط این بند لحاظشده تلقی می‌گردد.

۴-۲ مقاومت اعضا براساس مقادیر مورد انتظار (میانگین) مشخصات صالح محاسبه می‌شود. مشخصات میانگین صالح با ضرب عدد ۱/۱۵ در مقادیر مقاومت مشخصه صالح (کرانه پایین) به دست می‌آیند.

۵-۲ در تعیین روابط نیرو-تغییرشکل برای اعضا سازه اثر نیروهای محوری ناشی از بارهای ثقلی باید در نظر گرفته شوند.

۳- تحلیل استاتیکی غیرخطی

۱-۳ تحلیل استاتیکی غیرخطی یک سازه با اعمال بارهای ثقلی ثابت و بارهای جانبی رانشی انجام می‌شود. اثر $P-\Delta$ نیز در انجام این تحلیل باید در نظر گرفته شود. از این روش می‌توان برای ارزیابی عملکرد سازه در تغییر مکان هدف (بند ۷-۳) و نیز محاسبه مقدار ضریب اضافه مقاومت سازه استفاده کرد.

۲-۳ از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی در سازه‌هایی می‌توان استفاده نمود که در آنها اثر مدهای بالا عمدۀ نباشد. برای تعیین این موضوع ضروری است سازه ساختمان دو بار با استفاده از روش تحلیل دینامیکی طیفی تحلیل شود. در بار اول تنها مود اول سازه در نظر گرفته شده و در بار دوم تمام مدهای نوسانی که مجموع جرم مؤثر آنها حداقل ۹۰٪ جرم کل سازه است باید در نظر گرفته شود. در صورتی که نتایج تحلیل دوم نشان دهد نیروی برشی در طبقه‌ای بیش از ۳۰٪ از نیروی برشی حاصل از تحلیل اول بزرگ‌تر است، این امر به معنی عمدۀ بودن اثر مدهای بالای سازه است.

۳-۳ در این روش تأثیر زلزله باید در هر دو جهت مثبت و منفی در هر امتداد اصلی به ساختمان اعمال گردد و بحرانی‌ترین مقادیر تلاش‌ها و تغییرشکل‌های ایجادشده ملاک طراحی و کنترل اعضا قرار گیرد.



۴-۳ در مورد ساختمان های منظم می توان تحلیل را در هر امتداد اصلی افقی به طور مستقل انجام داد، مگر آن دسته از ساختمان ها که باید ضوابط بند (۵-۳) در مورد آنها رعایت شود.

۵-۳ در مورد ساختمان های نامنظم باید از مدل های سه بعدی در تحلیل استفاده کرد. آثار دو مؤلفه افقی زلزله نیز باید ملاحظه گردد. برای در نظر گرفتن این آثار در مورد این ساختمان ها و نیز آن دسته از ساختمان های منظم که دارای یک یا چند ستون مشترک بین دو یا چند قاب سیستم باربر جانبی در جهات مختلف باشد، در تحلیل استاتیکی غیرخطی باید در هر امتداد 100% نیروها و تغییر مکان ها در جهت مورد بررسی به همراه نیروهای متناظر با 30% تغییر مکان در امتداد عمود بر آن در نظر گرفته شود.

۶-۳ توزیع های بار جانبی

۱-۶-۳ حداقل دو توزیع بار جانبی به شرح زیر در تحلیل باید اعمال گردد،
الف- توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی با لحاظ آن تعداد مودهای ارتعاشی که حداقل 90% جرم سازه در تحلیل مشارکت کند،
ب- توزیع بار یکنواخت که عبارت است از توزیعی متناسب با جرم بدون توجه به ارتفاع هر طبقه.
۲-۶-۳ بارهای جانبی باید در محل جرمها در مدل اعمال گردد. در ساختمان های دارای دیافراگم های صلب این بارها می توانند در مرکز جرم کفها اعمال شود. تأثیر خروج از مرکزیت اتفاقی نیز باید اعمال گردد.

۷-۳ منحنی ظرفیت

۱-۷-۳ ۱- منحنی ظرفیت یعنی رابطه بین برش پایه و تغییر مکان نقطه کنترل باید توسط روش تحلیل استاتیکی غیرخطی از مقدار صفر تا تغییر مکانی معادل 150% تغییر مکان هدف تعیین گردد.

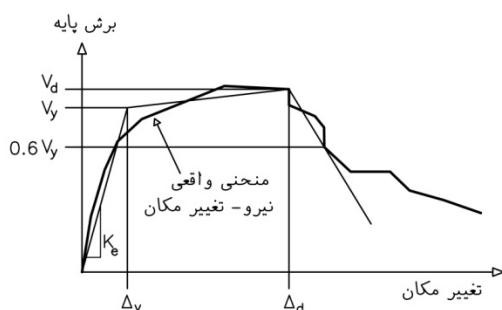
۲-۷-۳ ۲- مرکز جرم بام باید به عنوان محل نقطه کنترل اختیار گردد. بام خرپشته را نباید به عنوان نقطه کنترل در نظر گرفت.

۳-۷-۳ ۳- منحنی ظرفیت باید تبدیل به منحنی چند خطی گردد تا برش پایه جاری شدن مؤثر سازه V_y و تغییر مکان نظیر آن Δ تعیین و از این مقادیر برای محاسبه زمان تناوب اصلی مؤثر T_e استفاده شود.

۴-۷-۳ چندخطی کردن منحنی ظرفیت، مطابق شکل (پ-۲-۱) به نحوی صورت می‌پذیرد که خط اول از نقطه شروع با شبیه برابر با سختی جانبی مؤثر K_e رسم می‌گردد. سختی جانبی مؤثر K_e برابر سختی سکانت محاسبه شده در برش پایه نظیر ۶۰٪ برش پایه جاری شدن مؤثر سازه V_y در منحنی ظرفیت است. برش پایه جاری شدن مؤثر سازه V_y نباید از حداقل برش پایه در نقاط مختلف منحنی ظرفیت بیشتر باشد.

خط دوم نماینده شبیه مثبت بعد از جاری شدن سازه است که از نقطه‌ای به مختصات (Δ_d و V_d) و نقطه‌ای روی خط اول چنان ترسیم می‌شود که سطح زیر مدل رفتار دو خطی برابر سطح زیر منحنی رفتار غیرخطی تا نقطه $(\Delta_d \text{ و } V_d)$ باشد. (Δ_d و V_d) روی منحنی ظرفیت سازه در تغییر مکان هدف یا در تغییر مکان نظیر برش پایه حداقل، هر کدام که کمتر باشد، قرار دارد.

خط سوم نماینده شبیه منفی بعد از افت مقاومت است که از نقطه انتهای شبیه مثبت در منحنی ظرفیت (Δ_d و V_d) و نقطه‌ای که در آن برش پایه به ۶۰٪ پایه جاری شدن مؤثر سازه نزول می‌کند، می‌گذرد.



شکل پ-۲ چندخطی کردن منحنی ظرفیت

۸-۳ زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان

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

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

که در آن T_i (بر حسب ثانیه) زمان تناوب اصلی ارتیجاعی است، که با تحلیل مدل سازه با فرض رفتار خطی به دست می‌آید، K_e سختی جانبی ارتیجاعی سازه (شبیه خط مماس بر



منحنی ظرفیت سازه در مبدأ در جهت موردنظر و K_e سختی جانبی مؤثر سازه در جهت موردنظر می باشد (شکل پ-۲-۱).

۹-۳ ضریب اضافه مقاومت

ضریب اضافه مقاومت برابر نسبت برش پایه در هنگام تشکیل سازوکار خمیری کلی در سازه به برش پایه در هنگام تشکیل اولین مفصل پلاستیک می باشد. در روش تحلیل استاتیکی غیر خطی، برش پایه در هنگام تشکیل سازوکار خمیری کلی برابر برش پایه جاری شدن مؤثر سازه V_e فرض می شود. در این روش برای تعیین ضریب اضافه مقاومت، باید کمترین ضریب حاصل از دو توزیع بار جانبی، اختیار شود.

۱۰-۳ تغییر مکان هدف

مقدار تغییر مکان هدف در نقطه کنترل باید با استفاده از روش های معتبر محاسبه شود. این مقدار را می توان از رابطه زیر محاسبه نمود.

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

که در آن T_e زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان برای امتداد موردنظر، g شتاب ثقل و S_a شتاب طیفی در زمان تناوب اصلی مؤثر است. ضریب C_0 با رابطه زیر محاسبه می شود:

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

که در آن w_i و $\phi_{1,i}$ به ترتیب وزن مؤثر لرزه ای و مؤلفه بردار شکل مد اول در تراز i می باشند. $\phi_{1,r}$ نیز مؤلفه بردار شکل مد اول در تراز نقطه کنترل می باشد. ضریب C_1 از روابط زیر محاسبه می شود:

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

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

در این رابطه T_e پارامتر نوع زمین است که از جدول (۳-۲) در فصل ۲ این استاندارد به دست می‌آید و R_d نسبت مقاومت است که از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

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

در این رابطه S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی مؤثر T_e و W وزن مؤثر لرزه‌ای است. مقدار شتاب طیفی برای زلزله طرح برابر ABI بطبق فصل ۲ این استاندارد است.

۱۱-۳ اثر پیچش

در مورد ساختمان‌های «اعطاف‌پذیر پیچشی» که پیچش در مود اول یا دوم آنها حاکم باشد، الگوهای متداول تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌توانند موجب تخمین کمتر از واقع تغییرمکان‌ها در سمت سخت (مقاوم) ساختمان گردند. در مورد چنین ساختمان‌هایی تغییرمکان‌های سمت سخت (مقاوم) آنها باید در مقایسه با ساختمان‌های متعادل پیچشی افزایش یابد. در صورتی که از ضریب بزرگنمایی برای تغییرمکان‌های سمت سخت (مقاوم) استفاده گردد، شرایط مورد نظر این بند را می‌توان اقناع شده فرض نمود. این ضریب بزرگنمایی می‌تواند از تحلیل خطی دینامیکی طیفی مدل سه بعدی ساختمان به دست آید.

۱۲-۳ معیارهای پذیرش

۱-۱۲-۳ طراحی سازه باید به نحوی انجام شده باشد که مقاومت سازه در نقطه رسیدن به تغییرمکانی معادل ۱۲۵ درصد تغییرمکان هدف، کمتر از برش پایه جاری شدن مؤثر سازه V_y نباشد.

۲-۱۲-۳ حداقل تغییرمکان نسبی سازه در تغییرمکان هدف نباید بیشتر از ۱۲۰٪ مقادیر مجاز معرفی شده در بند (۳-۵-۲) این استاندارد باشد.

۳-۱۲-۳ کنترل مقاومت اعضا در خصوص تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییر شکل، با توجه به بازتاب‌های حاصل از تحلیل ضروری نیست. در مورد آن دسته از تلاش‌ها که کنترل آنها با توجه به ضرایب اضافه مقاومت در روش‌های تحلیل خطی ضروری است، مقادیر تلاش‌های حاصل از تحلیل غیرخطی در تغییرمکان هدف را باید بدون ضرب کردن در ضرایب اضافه مقاومت مورد استفاده قرار داد. در صورتی که این تلاش‌ها از



ظرفیت کرانه پایین آنها بیشتر نباشد، قابل قبول تلقی می‌گردد.

۴-۱۲-۳ ارزیابی کفايت ظرفیت اعضا و اتصالات در تحمل تغییرشکل‌ها و نیروهای نیاز لرزه‌ای بر اساس نتایج مطالعات آزمایشگاهی برای مدل‌های مشابه آن اعضا و اتصالات انجام گردد. تغییرشکل عضوی که وظیفه تحمل بار ثقلی را دارد باید بیشتر از هر یک از مقادیر زیر باشد: الف) دو سوم تغییرشکلی که در آن عضو ظرفیت باربری ثقلی را از دست می‌دهد، و ب) دو سوم تغییرشکلی که در آن مقاومت عضو به کمتر از ۷۰ درصد مقاومت حداکثر آن افت می‌کند. در مورد تغییرشکل عضوی که وظیفه باربری ثقلی ندارد کافیست شرط (ب) برآورده شود. به جای انجام مطالعات آزمایشگاهی می‌توان از روابط معیار پذیرش ایمنی جانی در نشریه ۳۶۰ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی نیز برای تعیین ظرفیت تغییر شکل اعضا استفاده نمود.

۴-۱۳-۳ اگر ضریب R_d از مقدار ضریب رفتار سازه تقسیم بر ضریب اضافه مقاومت سازه بیشتر باشد، سازه طراحی شده باید به تأیید شخص حقیقی یا حقوقی مستقل باصلاحیت رسانده شود. در این بررسی، موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد.

- الف- سازگاری مشخصات سازه با داده‌های به کار برده شده در مدل تحلیلی،
- ب- سازگاری ظرفیت‌های اعضاي سازه با نتایج به دست آمده از تحلیل.

۴- تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

۱-۴ در این روش، تحلیل دینامیکی سازه با اثر دادن شتاب زمین به صورت تابعی از زمان در تراز پایه و محاسبه پاسخ مدل ریاضی سازه که در برگیرنده رفتار فرا ارجاعی آن است، انجام می‌شود. مدل مذکور عمده‌ای باشد با توجه به ضوابط بندهای ۱ و ۲ پیوست حاضر تهیه شده باشد. در این مدل تکیه‌گاه سازه می‌تواند صلب فرض شود. استفاده از فرض‌های مناسب در خصوص سختی و ظرفیت باربری پی با توجه به ویژگی‌های خاک و درنظر گرفتن تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر برای سازه نیز مجاز است.

۲-۴ شتاب‌نگاشتهایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا، در هنگام وقوع زلزله، باشند. برای نیل به این هدف لازم است حداقل سه زوج شتاب‌نگاشت متعلق به

مؤلفه‌های افقی سه زلزله مختلف ثبت شده که دارای ویژگی‌های مذکور در بند (۱-۳-۵-۲) این استاندارد باشند، انتخاب گردند. در مواردی که تعداد مورد نیاز از زوج شتاب‌نگاشتهای مناسب ثبت شده در دسترس نباشد، می‌توان از زوج شتاب‌نگاشتهای شبیه‌سازی شده مناسب برای تکمیل تعداد آنها استفاده کرد. زوج شتاب‌نگاشتهای انتخاب شده باید به روش مذکور در بند (۲-۳-۵-۲) این استاندارد به مقیاس درآورده شوند. لیکن در این محاسبات، طیف طرح باید طیف طرح استاندارد تعريف شده در بند (۲-۱-۴-۲) بدون اعمال عکس ضریب رفتار (R_u) در نظر گرفته شود.

۳-۴ ترکیب اثر زلزله با بارهای ثقلی

در این تحلیل، اثر زلزله در دو امتداد افقی با استفاده از زوج شتاب‌نگاشتهای اعمال می‌شود. ضمناً لازم است در هنگام اثر زلزله بارهای ثقلی نیز مطابق بند ۱ این پیوست به مدل سازه اعمال شود. اثر $P-\Delta$ نیز در انجام این تحلیل باید در نظر گرفته شود. تبصره: در مورد ساختمانهای منظمی که دارای یک یا چند ستون مشترک بین دو یا چند قاب سیستم برابر جانبی در جهات مختلف نباشند، می‌توان تحلیل را در هر امتداد اصلی افقی به‌طور مستقل انجام داد. در این حالت شتاب‌نگاشتهای انتخاب شده باید شرایط مذکور در بند (۲-۴) را دara باشند، لیکن در مقیاس نمودن آنها دیگر نیازی به تهیه طیف جذر مجموع مربعات زوج مؤلفه‌ها نبوده و شتاب‌نگاشتهای انتخابی باید با مقایسه طیف پاسخ آنها با طیف طرح مقیاس شوند.

۴-۴ پارامترهای بازتاب سازه

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

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

۴-۴-۱ مقاومت اعضا

در این روش کنترل مقاومت اعضا در خصوص تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییر شکل، با توجه به بازتاب‌های حاصل از تحلیل ضروری نیست. در مورد آن دسته از



تلاش‌ها که کنترل آنها با توجه به ضرایب اضافه مقاومت در روش‌های تحلیل خطی ضروری است، مقادیر تلاش‌های حاصل از تحلیل غیرخطی را باید بدون ضرب کردن در ضریب اضافه مقاومت مورد استفاده قرار داد. در صورتی که این تلاش‌ها از ظرفیت کرانه پایین آنها بیشتر نباشد، قابل قبول تلقی می‌گردد.

۲-۴-۴ تغییر شکل اعضا

ارزیابی کفايت ظرفیت اعضا و اتصالات در تحمل تغییرشکل‌ها و نیروهای نیاز لرزه‌ای بر اساس نتایج مطالعات آزمایشگاهی برای مدل‌های مشابه آن اعضا و اتصالات انجام گردد. تغییرشکل عضوی که وظیفه تحمل بار ثقلی را دارد، باید بیشتر از هر یک از مقادیر زیر باشد: (الف) دو سوم تغییرشکلی که در آن عضو ظرفیت باربری ثقلی را از دست می‌دهد، و (ب) دو سوم تغییرشکلی که در آن مقاومت عضو به کمتر از ۷۰ درصد مقاومت حداکثر آن افت می‌کند. در مورد تغییرشکل عضوی که وظیفه باربری ثقلی ندارد، کافیست شرط (ب) برآورده شود. به جای انجام مطالعات آزمایشگاهی می‌توان از روابط معیار پذیرش ایمنی جانی در نشریه ۳۶۰ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی برای تعیین ظرفیت تغییر شکل اعضا استفاده نمود.

۲-۴-۴ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

تغییر مکان جانبی نسبی طبقات حاصل از تحلیل غیر خطی نباید از ۱۲۰٪ مقدار مجاز معرفی شده در بند (۳-۵-۲) این استاندارد تجاوز نماید.

۴-۵ سازه طراحی شده بر اساس تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی باید به تأیید شخص حقیقی یا حقوقی مستقل باصلاحیت رسانده شود. در این بررسی، موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد.

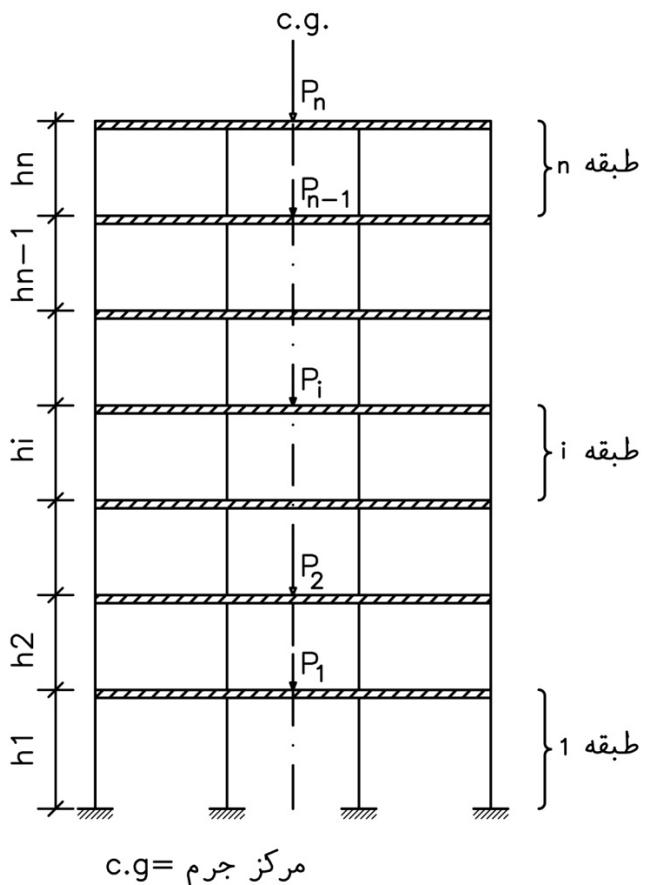
الف- شتابنگاشتهای به کار گرفته شده در تحلیل،

ب- سازگاری مشخصات سازه با داده‌های به کار برده شده در مدل تحلیلی،

پ- سازگاری ظرفیت‌های اعضاي سازه با نتایج به دست آمده از تحلیل.

پیوست ۳

اثر P-Δ

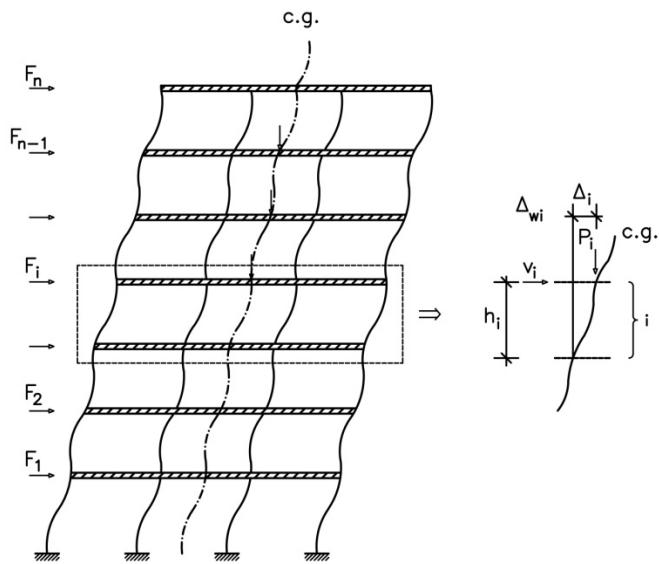


شکل پ-۳-۱ سازه چند طبقه تحت اثر بارهای قائم

۱- کلیات، تعاریف و مفاهیم

اثر $P-\Delta$ در هر طبقه به دلیل بروز محوری بارهای ثقلی طبقات بالای طبقه α (طبقه مورد نظر) که نیروی α (یا P) نامیده می‌شود، ایجاد می‌گردد. در صورتی که تغییر مکان جانبی طبقه α در اثر نیروهای جانبی زلزله، Δ باشد، به لنگر ایجاد شده در هر طبقه، لنگری که مقدار آن برابر با حاصلضرب P و Δ است، اضافه می‌گردد. شکل (پ-۳-۱) حالت تغییرشکل نیافته یک ساختمان n طبقه و شکل (پ-۳-۲) حالت تغییر شکل یافته همان ساختمان در اثر بارهای جانبی را نشان می‌دهد. در این پیوست اثر $P-\Delta$ در یک ساختمان

متقارن بررسی می‌شود، هر چند تعمیم همین بحث می‌تواند ساختمان‌های غیر متقارن (همراه با پیچش) را نیز دربرگیرد.



شکل پ-۳-۲ تغییر شکل‌های جانبی در اثر وارد شدن نیروهای جانبی

M_i = لنگر اولیه طبقه بر اثر برش وارد بر طبقه i

Δ_{wi} = تغییر مکان نسبی اولیه طبقه i

V_i = مجموع نیروی برش وارد در طبقه i

P_i = مجموع بارهای مرده و زنده مربوط در طبقات i تا n

h_i = ارتفاع طبقه i

c.g. = مرکز جرم

لنگر ثانویه وارد به طبقه i بر اثر پدیده ΔP برابر است با:

$$\Delta M_i = P_i \Delta_{wi} \quad (1)$$

لنگر اولیه طبقه بر اثر برش وارد بر طبقه i برابر است با:

$$M_i = V_i h_i \quad (2)$$



برش اضافه در حالت رفتار ارجاعی طبقه بر اثر ΔP در طبقه i برابر است با:

$$\Delta V_i = \frac{\Delta M_i}{h_i} = \frac{P_i \Delta_{w_i}}{h_i} \quad (3)$$

نسبت ΔM_i ایجاد شده بر اثر ΔP به لنگر اولیه بر اثر برش، M_i ، شاخص پایداری طبقه نامیده شده و با علامت θ_i نشان داده می شود:

$$\theta_i = \frac{\Delta M_i}{M_i} = \left(\frac{P \Delta_w}{V h} \right)_i \quad (4)$$

اهمیت اثر ΔP بر اساس مقدار شاخص پایداری تعیین می شود. اگر مقدار این شاخص از θ_{max} مطابق رابطه زیر بیشتر باشد، سازه در طبقه مورد نظر ناپایدار محسوب شده و باید در طراحی آن تجدیدنظر گردد.

$$\theta_{max} = \frac{0.65}{C_d} \leq 0.25 \quad (5)$$

در صورتی که مقدار شاخص پایداری طبقه کمتر از ۰.۲۵ درصد باشد، اثر ΔP در طبقه مورد نظر قابل اهمیت نیست.

در صورتی که $\theta_i < \theta_{max}$ باشد باید نیروها و تلاش های ثانویه محاسبه و طراحی اعضا از نظر پایداری با استفاده از رهنمودهای زیر کنترل گردد.

۲- محاسبه تغییر مکان نسبی و نیروی برشی معادل طبقه مجموع لنگر در حالت رفتار ارجاعی برابر است با:

$$M_i + \Delta M_i = M_i + P_i \Delta_{w_i} = M_i (1 + \theta_i) \quad (6)$$

از طرف دیگر لنگر اضافی ΔM_i خود ایجاد یک تغییر مکان اضافی در طبقه i می نماید که این تغییر مکان نیز بهنوبه خود اثر ΔP و در نتیجه لنگر اضافی جزئی تری را ایجاد می نماید. لنگر طبقه در نهایت برابر خواهد بود با:

$$M_{ip\Delta} = M_i (1 + \theta_i + \theta_i^2 + \theta_i^3 \dots) \quad (7)$$

با توجه به حد سری ها، مقدار حد سری داخل پرانتر برابر با $\frac{1}{1 - \theta_i}$ است و خواهیم داشت:



$$M_{ip\Delta} = M_i \left(\frac{1}{1 - \theta_i} \right) \quad (8)$$

در سازه‌های تحت اثر زلزله، بهدلیل رفتار غیر ارجاعی سازه، تغییر مکان طبقات که از محاسبات ارجاعی سازه در برابر بارهای جانبی زلزله مطابق ضوابط بندهای (۳-۳) و (۴-۳) آیین‌نامه به‌دست می‌آید، نمایانگر تغییر مکان جانبی غیرارجاعی طبقه در یک زلزله شدید نیست. تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی در این آیین‌نامه از رابطه ۹-ب) برآورد می‌شود:

$$\bar{\Delta}_{eui} = \frac{\Delta_{eui}}{1 - \theta_i} \quad (9-\text{الف})$$

$$\Delta_{Mi} = C_d \Delta_{eui} \quad (9-\text{ب})$$

بنابراین برای کنترل تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی طرح طبقات، تغییر مکان به‌دست‌آمده از رابطه ۹-ب) با مقادیر مجاز، بند (۳-۶-۳) آیین‌نامه مقایسه می‌گردد. در محاسبه مقدار برش معادل طبقه با منظور نمودن اثرهای $P-\Delta$ ، یعنی $V_{ip\Delta}$ ، می‌توان از رابطه زیر استفاده کرد:

$$V_{ip\Delta} = V_i \left(\frac{1}{1 - \theta_i} \right) \quad (10)$$

۳- روش استفاده از برنامه‌های کامپیوتروی

برنامه‌های کامپیوتروی متعددی وجود دارند که در آنها اثرهای $P-\Delta$ به شکل‌های مختلف منظور می‌گردند. در هنگام استفاده از چنین برنامه‌هایی باید فرضیات و روش انجام آنالیز $P-\Delta$ برای استفاده کننده کاملاً معلوم و مشخص باشد.

از طرف دیگر مقدار تغییر مکان‌های جانبی نسبی غیرخطی طرح در برنامه‌های تحلیل خطی تعیین نمی‌گردد. بنابراین برای تعیین تغییر مکان‌های جانبی نسبی غیرخطی طرح باید تغییر مکان‌های حاصل از تحلیل خطی با در نظر گرفتن اثر $P-\Delta$ را نیز با ضریب C_d افزایش داد.

پیوست ۴

دیافراغم‌ها



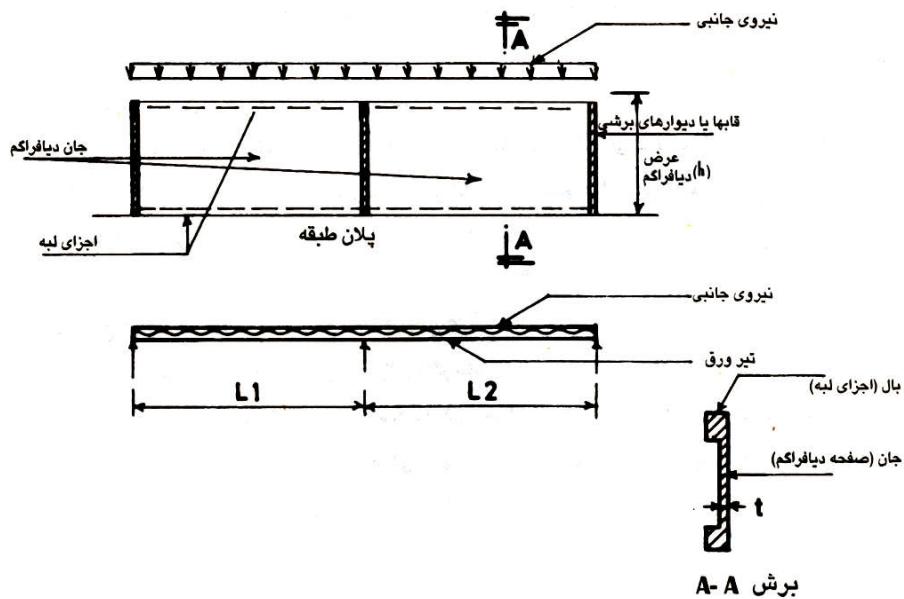
۱- تعریف و عملکرد

مجموعه سیستم مقاوم ساختمان ها در برابر نیروهای جانبی معمولاً از دو قسمت اجزای قائم و اجزای افقی (یا تقریباً افقی) تشکیل می شود. اجزای افقی نیروهای افقی زلزله و باد را به اجزای قائم منتقل نموده و اجزای قائم نیز این نیروها را به شالوده ها و نهایتاً به زمین منتقل می نمایند. به اجزای افقی یا تقریباً افقی منتقل کننده نیروهای جانبی «دیافراگم افقی» و یا به اختصار «دیافراگم» گفته می شود. در ساختمان های متعارف دیافراگم ها شامل کفها و سقفها (افقی و یا با شیب کم) می باشند. در چنین ساختمان هایی دیافراگم ها وظیفه باربری قائم (ثقلی) را هم زمان بر عهده دارند. در ساختمان های صنعتی به طور کلی بادبندی های افقی (یا تقریباً افقی) نقش انتقال نیروهای افقی به اجزای قائم (قابها) را عهده دار هستند و بنابراین دیافراگم محسوب می گردند.

برای سهولت دیافراگم را می توان مشابه یک تیر ورق تصور نمود که بر روی تکیه گاه هایی که همان اجزای قائم باربر جانبی می باشند (قابها و دیوارهای برشی) واقع شده است (شکل پ-۴-۱).

جان تیر ورق همان صفحه افقی دیافراگم بوده و بال های آن اجزای لبه دیافراگم را شامل می شوند. لیکن باید توجه داشت به واسطه بزرگی نسبت عرض دیافراگم ها (h) به دهانه آنها (L_1 یا L_2) معمولاً این اجزا به عنوان تیرهای عمیق (تیر تیغه) محسوب شده و دیگر فرض مستوی ماندن مقاطع هنگام خمش در آنها صادق نیست. در تغییر شکل تیر تیغه باید علاوه بر اثرهای تغییر شکل های خمی، اثرهای تغییر شکل های برشی نیز منظور گردد.

دیافراگم ها باید با توجه به فرضیات منظور شده در محاسبات کل سازه در برابر بارهای جانبی دارای سختی و صلبیت مناسب همراه با مقاومت کافی بوده و طوری با سایر قطعات سازه در گیر شده باشند که سازه و دیافراگم هنگام زلزله یکپارچه باقی بمانند.



شکل پ-۴-۱ نمونه‌ای از دیافراگم

۲- انواع دیافراگم‌ها از نظر جنس و سیستم ساختمانی

دیافراگم‌ها ممکن است از کف‌های ساخته شده از بتن آرمه درجا ریخته شده، شامل تیرچه بلوك (با بتن آرمه مناسب رویه)، ورق‌های ساده یا موجدار فلزی، ورق‌های موجدار فلزی با بتن آرمه رویه به صورت مرکب، کف‌های چوبی، کف‌های ساخته شده از قطعات بتن پیش‌ساخته همراه با بتن رویه، کف‌های ساخته شده از قطعات بتن پیش‌ساخته با اتصالات خشک و یا تر با یکدیگر و بدون بتن رویه، طاق‌های ضربی (با مهاربندی) و غیره تشکیل شده باشند.

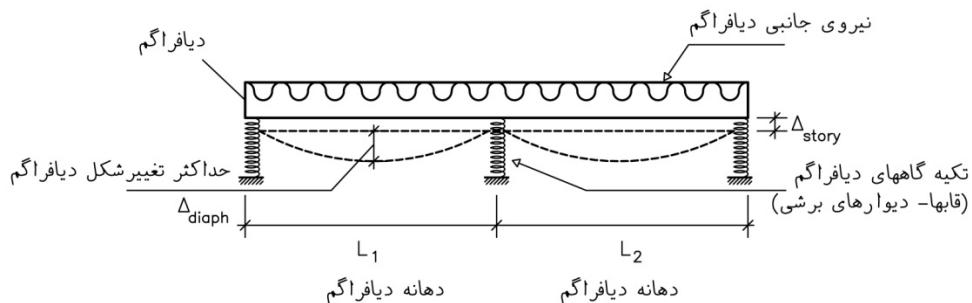
همچنین دیافراگم‌ها می‌توانند شامل مهاربندی‌های افقی که از اجزای فولادی و یا بتونی ساخته شده‌اند نیز باشند. طراحی سیستم مهاربندی افقی مشابه سیستم مهاربندی قائم بوده و از ضوابط آیین‌نامه‌های مربوط استفاده می‌گردد.

۳- انواع دیافراگم‌ها از نظر صلبيت و انعطاف‌پذيری

نيرouy Janbi هر دیافراگم باید بين اجزای قائم سیستم باربری Janbi با توجه به سختی دیافراگم نسبت به سختی اجزای سازه‌ای قائم تقسیم گردد. در واقع اجزای قائم مانند



تکیه گاه های دیافراگم (تیر ورق) عمل می نمایند. جامع ترین روش تحلیلی برای تعیین نیروهای داخلی دیافراگم ها (تلاش ها) و توزیع مناسب نیروهای جانبی بین اجزای باربر قائم، مدل نمودن دیافراگم به صورت اجزای محدود (finite elements) همراه با اجزای تیر، ستون و دیوارهای برشی در یک مدل سه بعدی کلی است. لیکن به منظور صرفه جویی در وقت در دیافراگم های متعارفی که قادر بازشو های بزرگ و نزدیک بهم بوده و دارای پلان نسبتاً منظمی می باشند، مطلوب تر است از روش های ساده شده استفاده شود. شکل (پ-۴-۲) وضعیت تغییر مکان و تغییر شکل کلی تیر تیغه (دیافراگم) و تکیه گاه های آن (قباها و دیوارهای برشی) را نشان می دهد.



شکل پ-۴

بر طبق بند (۳-۸-۱) این استاندارد دیافراگم ها با توجه به نسبت $\frac{\Delta_{\text{diaph}}}{\Delta_{\text{story}}}$ به سه دسته

نرم، نیمه صلب و صلب تقسیم می شوند.

$$\Delta_{\text{story}} = \text{تغییر مکان نسبی}$$

$$\Delta_{\text{diaph}} = \text{حداکثر تغییر شکل دیافراگم}$$

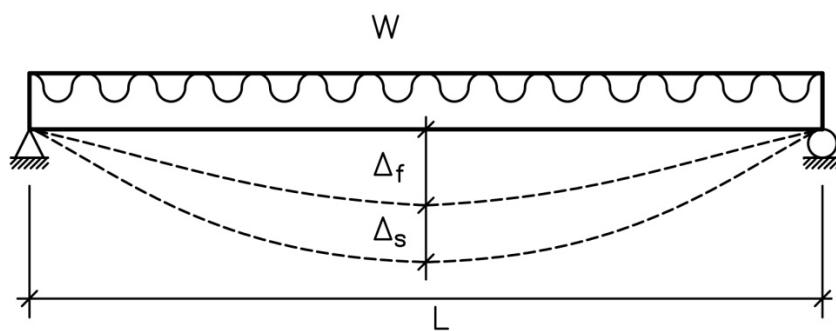
۴- تغییر شکل دیافراگم ها

با توجه به اینکه متداول ترین نوع دیافراگم در ایران دیافراگم های بتن آرمی هستند، در ادامه، روش تعیین صلبیت این گونه دیافراگم ها مورد بحث قرار می گیرد.

همان طور که قبلاً ذکر شد، تغییر شکل کلی هر دیافراگم (Δ_{story}) تحت اثر بارهای جانبی وارد بر آن از دو قسمت تغییر شکل خمشی (Δ_f) و تغییر شکل برشی (Δ_s) تشکیل می‌گردد.

$$\Delta_{\text{story}} = \Delta_f + \Delta_s$$

در تیرهای معمولی (غیر تیغه) مقدار تغییر شکل‌های برشی جزئی بوده و از آن صرف نظر می‌شود، لیکن در تیر تیغه، مقدار تغییر شکل‌های برشی عمده بوده و باید منظور گرددند. روش برآورد تغییر شکل‌های خمشی تیر تیغه، مشابه تیرهای معمولی است. مثلاً در تیر ساده شکل (پ-۴-۳) مقدار حداکثر Δ_f را می‌توان از رابطه زیر محاسبه نمود:



شکل پ-۴

$$\Delta_f = \frac{5WL^4}{384EI}$$

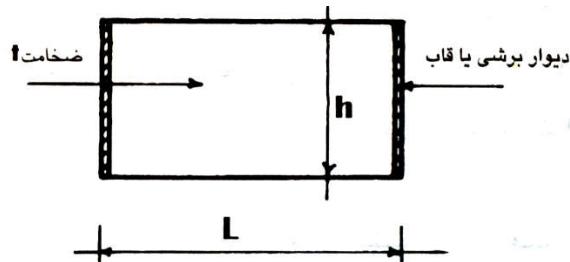
W = بار گستردگی کنواخت

E = مدول ارتجاعی ماده

I = گشتاور ماند مقطع

در دیافراگم‌های با ضخامت ثابت برای محاسبه I معمولاً کل مقطع دیافراگم منظور می‌گردد. مثلاً در شکل (پ-۴-۴) مقدار I برابر است با:

$$I = \frac{th^3}{12}$$



شکل پ-۴-۴

تغییر شکل برشی دیافراگم ها (Δ_s) به شرطی که دیافراگم به صورت تیر تیغه ساده فرض شود، از رابطه زیر به دست می آید:

$$\Delta_s = \frac{\alpha w L}{\lambda A G}$$

α : ضریب فرم

A: سطح مقطع کل دیافراگم

G: مدول برشی بتن

w: بار جانبی یکنواخت

در رابطه فوق G برابر با $1/40$ مقدار مدول ارتجاعی بتن بر اساس آیین نامه بتن ایران، t ضخامت دیافراگم و ضریب α ضریبی است که برای دال های بتنی برابر با $1/50$ منظور می شود. در سایر انواع دیافراگم ها مانند دیافراگم های ساخته شده از ورق های موجدار با بتن رویه یا دیافراگم های چوبی، هر چند اصول محاسبات تغییر شکل دیافراگم مطابق روش فوق است، لیکن باید بر اساس اصول مکانیک جامدات و مقاومت مصالح و رعایت شرایط سازگاری، محاسبات تغییر شکل دیافراگم انجام شود.

۵- نکاتی درباره تحلیل دیافراگم ها

در تحلیل دیافراگم های چند دهانه برای تعیین نوع دیافراگم از نظر صلبیت، راه حل محافظه کارانه، منظور نمودن کل دیافراگم به صورت چند دهانه ساده می باشد. بررسی اجمالی یک دیافراگم، بحرانی ترین دهانه های آن را به وضوح مشخص می نماید. کنترل

صلبیت دیافراگم می‌تواند فقط برای دهانه‌های بحرانی دیافراگم‌های صلب و بر اساس بارگذاری مطابق بند (۳-۶) انجام شود. در صورت صلب بودن دیافراگم در چند دهانه و عدم صلبیت آن در یک دهانه ممکن است نیاز به تحلیل جامع کل دیافراگم و سازه وجود داشته باشد.

از طرف دیگر، در صورتی که کل سازه با فرض دیافراگم صلب تحلیل شده باشد، می‌توان مجموع دیافراگم را به صورت یک تیر ممتد چند دهانه بر روی تکیه‌گاه‌های صلب و با منظور نمودن سختی‌های خمشی (گشتاور ماند) متفاوت و سطوح مقطع برشی مؤثر متفاوت در دهانه‌های مختلف و قسمت‌های مختلف هر دو دهانه تحلیل نمود. بر این اساس تغییر مکان‌های حداکثر دهانه‌های مختلف را با تغییر مکان‌های مجاز هر طبقه مقایسه نموده و صلبیت دیافراگم را تأیید نمود. کنترل تغییر شکل‌های هر دیافراگم باید در امتداد هر دو محور اصلی دیافراگم انجام گیرد.

از طرف دیگر برای تعیین تلاش‌های داخلی هر دیافراگم بعد از تعیین میزان صلبیت آن باید نیروهای طراحی مطابق بند (۳-۸-۳) آیین‌نامه ملاک عمل قرار گیرد. توزیع افقی نیروهای برشی بین تکیه‌گاه‌های دیافراگم (عناصر قائم بار بر جانبی) با رعایت بند (۳-۳-۷) آیین‌نامه صورت می‌گیرد. در صورت صلبیت دیافراگم، این توزیع به نسبت سختی جانبی هر کدام از تکیه‌گاهها (دیوار برشی، قاب، مهاربند و ...) انجام می‌شود. برای تعیین نسبت سختی جانبی عناصر قائم می‌توان تغییر مکان واحدی را در سقف طبقه مورد نظر وارد کرده و در حالتی که کلیه طبقات زیرین بدون حرکت باشند از نسبت نیروهای برشی ایجاد شده در عناصر قائم بار بر جانبی آن طبقه استفاده کرد.

۶- نکاتی درباره طراحی دیافراگم‌ها

ضخامت حداقل دیافراگم‌های بتونی و یا بتون رویه دیافراگم‌های ساخته شده از ورق و یا قطعات پیش‌ساخته نباید از ۵ سانتی‌متر کمتر باشد. کنترل کفایت ضخامت باید با توجه به تلاش‌های داخلی دیافراگم و ضوابط آیین‌نامه بتون ایران انجام گردد. این کنترل به خصوص باید در کنار بازشوهای نسبتاً بزرگ با دقت خاص انجام پذیرد. در صورت عدم کفایت بتون دیافراگم می‌توان آن را با سیستم مهاربندی فولادی مناسب نیز تقویت نمود. به‌طور کلی توصیه می‌گردد که میزان و تعداد بازشوها در دیافراگم‌ها به حداقل ممکن



محدود گردد. کلیه اجزای متصل به دیافراگم (سازه‌ای یا غیرسازه‌ای) باید قادر به تحمل تغییر شکل دیافراگم در محل اتصال باشند.

همچنین اتصالات دیافراگم با دیوارهای برشی و یا قاب‌های خمشی باید به نحوی طراحی شوند که کل نیروهای وارده را تحمل نمایند.

کلیه نیروها و تلاش‌هایی که برای طراحی دیافراگم‌ها به کار می‌روند باید بر اساس نحوه بارگذاری مطابق بند (۳-۸) آیین نامه محاسبه شده باشند.

نیروی جانبی که باید برای طراحی دیافراگم منظور شود، شامل نیروی اینرسی ایجاد شده در اثر وزن خود دیافراگم و همچنین وزن قطعات سازه‌ای و غیرسازه‌ای متصل به آن می‌باشد. علاوه بر آن دیافراگم‌ها باید نیروهای جانبی سازه‌های باربر جانبی را که در محل دیافراگم جابجا یا قطع شده‌اند تحمل نمایند.

پیوست ۵

اندرکنش خاک و سازه



مقدمه

اندرکنش لرزه‌ای خاک و سازه می‌تواند بر نیروهای وارد بر سازه و عملکرد سازه‌ای آن مؤثر باشد. در صورتی که سازه دارای پی گستردگی یا عمیق بوده و در عمقی از سطح زمین قرار گیرد و ابعاد ساختمان و پی آن به حدی باشد که انتشار و بازگشت موج زلزله از بدنه سازه به داخل خاک، با توجه به سختی نسبی سازه و خاک پی امکان‌پذیر باشد، می‌توان با استفاده از روش‌های مناسب، اندرکنش لرزه‌ای خاک و سازه را در نظر گرفت. در غیر این صورت و در ساختمان‌های معمولی و با ابعاد متداول که عمق زیرزمین آنها نیز از دو طبقه تجاوز نمی‌نماید، لزومی به در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه نیست. یادآوری می‌شود که در تحلیل‌های معمول سازه‌ای به هنگام اعمال زلزله به دلیل تناوبی بودن نیروی زلزله ممکن است در لحظات کوتاهی بخش سازه‌ای پی از خاک زیر آن جدا شود و مجدداً به خاک متکی گردد. چنین جدایی مدامی که مقدار آن کم بوده و موجب ناپایداری کل سازه بر اثر واژگونی و یا ناپایداری ژئوتکنیکی لرزه‌ای پی (نظیر روانگرایی و یا نشست غیرمجاز) نگردد، بلامانع است و نیازی به استفاده از تمهیداتی نظیر پی عميق برای اتصال دائم خاک و بخش سازه‌ای پی در حین بارگذاری زلزله نمی‌باشد.

۱- کلیات

چنانچه در نظر باشد اثر اندرکنش خاک و سازه در تحلیل سازه لحاظ شود، پیوست حاضر می‌تواند به عنوان یک روش قابل قبول مورد استفاده قرار گیرد تا نیروهای ناشی از زلزله و تغییرشکل‌های ایجاد شده در سازه محاسبه شود. روش حاضر زمانی می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد که در هنگام مدلسازی و تحلیل سازه از فرض تکیه‌گاه ثابت استفاده شده باشد و سازه بر روی زمین‌های نوع I، II یا III قرار گرفته باشد. به عبارت دیگر، چنانچه در مدلسازی سازه اثر انعطاف‌پذیری پی صریحاً و با استفاده از روش‌های معتبر مکانیک خاک لحاظ شده باشد، استفاده از روش حاضر مجاز نیست.

۲- روش تحلیل استاتیکی معادل

۱- نیروی برشی پایه

نیروی برشی پایه، V_u ، محاسبه شده بر طبق بند (۳-۳-۱) آیین‌نامه در این روش تحلیل می‌تواند بر طبق رابطه زیر کاهش یابد و برابر V_{eu} اختیار گردد.



$$V_{eu} = V_u - \Delta V_u \quad (1)$$

در این رابطه مقدار کاهش نیروی برشی (ΔV) از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\Delta V_u = \left[C - \bar{C} \left(\frac{0.05}{\beta_e} \right)^{0.4} \right] \bar{W} \leq 0.15 V_u \quad (2)$$

در رابطه فوق:

C = ضریب زلزله است که با استفاده از رابطه (۲-۳) آیننامه و با فرض زمان تناوب T در حالت سازه دارای تکیه‌گاه ثابت محاسبه می‌شود.

\bar{C} = ضریب زلزله که با استفاده از رابطه (۲-۳) این استاندارد و با فرض زمان تناوب مؤثر T_e محاسبه می‌شود. T_e برطبق ضوابط بند (۲-۲) این پیوست محاسبه می‌شود.

β_e = در صد میرایی بحرانی مؤثر برای سیستم سازه و پی که برطبق ضوابط بند (۳-۲) این پیوست محاسبه می‌شود.

\bar{W} = وزن مؤثر لرزه‌ای در محاسبات اندرکنش که برابر $W/7$ در نظر گرفته می‌شود. در مورد سازه‌هایی که فقط دارای یک جرم مرکزی در یک تراز هستند، \bar{W} برابر W می‌باشد.

۲-۲ زمان تناوب مؤثر سازه

زمان تناوب اصلی مؤثر سازه با در نظر گرفتن اثر انرکنش خاک و سازه، T_e از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$T_e = T \sqrt{1 + \frac{\bar{K}}{K_y} \left(1 + \frac{K_y h^2}{K_\theta} \right)} \quad (3)$$

در این رابطه :

T = زمان تناوب اصلی سازه در حالت تکیه‌گاه ثابت است که بر اساس بند (۳-۳-۳) آیننامه محاسبه می‌شود.

\bar{K} = سختی سازه در حالت تکیه‌گاه ثابت که از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\bar{K} = 4\pi^2 \left(\frac{W}{gT^2} \right) \quad (4)$$



\bar{h} = ارتفاع مؤثر سازه که برابر $7/0$ ارتفاع کل سازه در نظر گرفته می شود. در خصوص سازه هایی که فقط دارای یک جرم مرکز در یک تراز هستند، ارتفاع مؤثر برابر ارتفاع سازه در آن تراز می باشد.

K_θ = سختی حرکت گهواره ای پی

K_y = سختی حرکت جانبی پی

g = شتاب ثقل

سختی های حرکت جانبی و گهواره ای پی K_y و K_θ می باید بر اساس اصول مهندسی پی و با در نظر گرفتن مشخصات خاک سازگار با سطح کرنش تحت اثر زلزله طراحی محاسبه شود.

در حالتی که سازه بر روی پی سطحی گسترده در نزدیکی سطح زمین قرار گرفته باشد و یا در عمقی مدفون باشد که تماس دیوار های جانبی با خاک در هنگام زلزله طرح را نتوان مؤثر در نظر گرفت، به جای استفاده از رابطه 3 می توان زمان تناوب را از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$T_e = T \sqrt{1 + \frac{25\alpha r_a \bar{h}}{V_s^2 T^2} \left(1 + \frac{1.12 r_a \bar{h}^2}{\alpha_\theta r_m^3}\right)} \quad (5)$$

در این رابطه:

α = شاخص نسبت جرم سازه به خاک است که از رابطه زیر به دست می آید:

$$\alpha = \frac{\bar{W}}{\gamma A_\theta \bar{h}}$$

γ = متوسط وزن مخصوص خاک

r_m و r_a = ابعاد مشخصه پی که به ترتیب زیر تعریف می شود:

$$r_a = \sqrt{\frac{A_\theta}{\pi}}$$

$$r_m = \sqrt[4]{\frac{4I_0}{\pi}}$$



A_0 = مساحت باربر پی

a_0 = ممان اینرسی سطح باربر پی حول محور افقی است که از مرکز سطح پی عبور کند و عمود بر امتدادی باشد که سازه در دست تحلیل است.

V_s = سرعت موج برشی در خاک سازگار با سطح کرنش تحت اثر زلزله طراحی

α_θ = ضریب اصلاح سختی دینامیکی پی برای حرکت گهواره‌ای که از جدول (پ-۵-۱) به دست می‌آید.

جدول پ-۱-۵

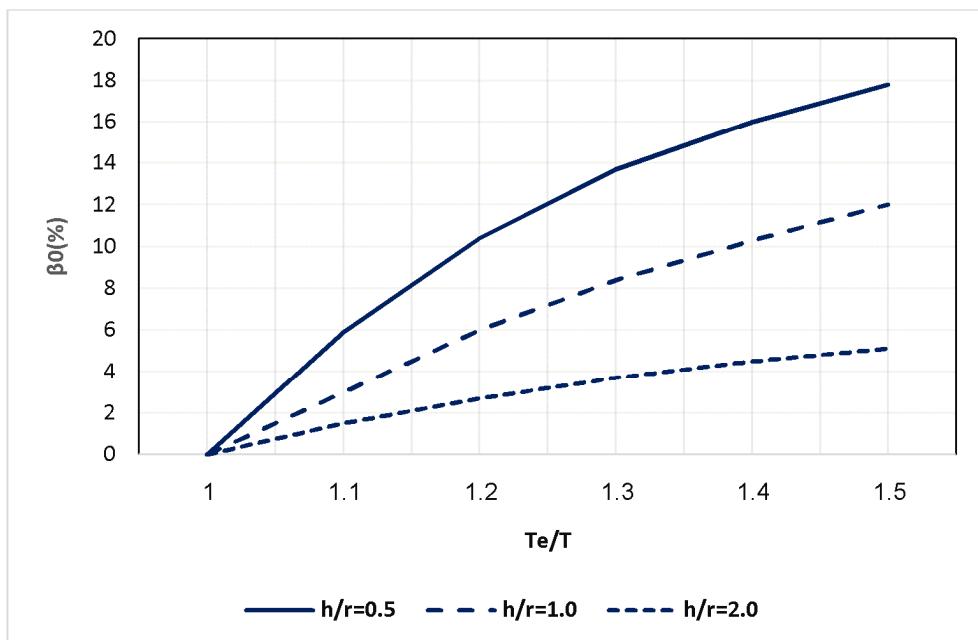
نسبت α_θ	$r_m/V_s T$
۱/۰	< 0.05
۰/۸۵	۰/۱۵
۰/۷	۰/۳۵
۰/۶	۰/۵

۳-۲ میرایی مؤثر

میرایی مؤثر سیستم سازه -پی از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\beta_e = \beta_0 + \frac{0.05}{\left(\frac{T_e}{T}\right)^3} \quad (6)$$

در این رابطه β_0 نسبت میرایی پی است که از شکل (پ-۵-۱) به دست می‌آید:



شکل پ-۵-۱ نسبت میرایی پی

در شکل (پ-۵-۱) ۲ بعد مشخصه پی است که در حالتی که $\frac{\bar{h}}{L_0} \leq 0.5$ باشد، برابر r_a

و در حالتی که $\frac{\bar{h}}{L_0} \geq 1.0$ باشد، برابر r_m می‌باشد (۱۰ طول شالوده در امتدادی است

که سازه مورد تحلیل قرار می‌گیرد). برای مقادیر $\frac{\bar{h}}{L_0}$ بین ۰/۵ و ۱، ۲ از طریق درون‌یابی خطی به دست می‌آید).

در حالتی که $0.5 < \frac{\bar{h}}{r}$ باشد، β_0 برابر با مقادیر متناظر با همین نسبت ابعادی و در

حالتی که $2.0 > \frac{\bar{h}}{r}$ باشد، β_0 برابر با صفر در نظر گرفته می‌شود.

استثنای در مورد سازه‌هایی که بر روی پی‌های شمعی نقطه‌ای قرار گرفته‌اند یا آنها که خاک زیر شالوده متشکل از یک لایه خاک نرم است که بر روی یک خاک بسیار سخت‌تر قرار گرفته‌اند، به طوری که یک تغییر سختی ناگهانی در خاک وجود دارد، در حالتی که

$\frac{4D_s}{V_s T_e} < 1$ باشد، در رابطه ۴ باید به جای β_0 از پارامتر β'_0 که از رابطه زیر به دست می‌آید، استفاده شود (D_s ضخامت لایه خاک نرم است).

$$\beta'_0 = \left(\frac{4D_s}{V_s T_e}\right)^2 \beta_0$$

در هر حال مقدار محاسبه شده β باید از $0/05$ کمتر و از $0/20$ بیشتر در نظر گرفته شود.

۴-۲ توزیع نیروی جانبی در ارتفاع

نیروی برشی کاهش یافته با در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک و سازه، باید به صورت مشابه با سازه با تکیه گاه ثابت و با استفاده از رابطه (۶-۳) این استاندارد در ارتفاع ساختمان توزیع شود.

۵-۲ سایر اثربارهای اندرکنش خاک و سازه

مقادیر نیروی برشی، لنگر واژگونی و اثر پیچش حول محور قائم ساختمان بر اساس نیروی برشی کاهش یافته که در این بخش ارائه شدند، مانند ساختمان‌های دارای تکیه گاه ثابت، محاسبه می‌شوند.

تغییر مکان جانبی ساختمان در ترازهای مختلف، با توجه به اثر اندرکنش خاک و سازه، باید از رابطه زیر محاسبه شود.

$$\delta_x = \frac{V_{eu}}{V_u} \left[\frac{M_{0u} h_x}{K_\theta} + \delta_x \right] \quad (7)$$

در این رابطه:

M_{0u} = لنگر واژگونی در پایه ساختمان در حالت تکیه گاه ثابت

h_x = ارتفاع تراز مورد نظر از تراز پایه

δ_x = تغییر مکان جانبی ساختمان که با اعمال نیروی برشی کاهش نیافته در حالت تکیه گاه ثابت به دست آمده است.

کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات (بند ۵-۳ این استاندارد) و اثر $\Delta - p$ باید با توجه به تغییر مکان جانبی اصلاح شده به روش فوق انجام شود.



۳- روش تحلیل دینامیکی طیفی

برای در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک سازه در تحلیل دینامیکی طیفی در هریک از امتدادهای اصلی افقی ساختمان موارد زیر باید رعایت شود.

۱-۳ مقادیر نیروی برشی پایه مودی

مقدار نیروی برشی پایه مود اول می‌تواند بر طبق رابطه (۸) کاهش یابد.

$$V_{el} = V_{lu} - \Delta V_{lu} \quad (8)$$

مقدار ΔV_{lu} از رابطه (۲) با درنظر گرفتن وزن مؤثر لرزه‌ای مود اول، \bar{W}_l به جای \bar{W} به دست می‌آید. برای استفاده از رابطه‌های (۲) و (۳)، زمان تنابوب مود اول سازه در همان امتداد اصلی افقی T_1 ملاک عمل بوده و در محاسبه ارتفاع مؤثر \bar{h} از رابطه (۹) استفاده می‌شود:

$$\bar{h} = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \varphi_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \varphi_i} \quad (9)$$

در این رابطه :

W_i = وزن طبقه i

h_i = ارتفاع تراز i از تراز پایه

φ_i = دامنه تغییر مکان جانبی تراز i در ارتعاش در مود اول که از درایه مربوطه در بردار شکل مود اول به دست می‌آید.

n = تعداد طبقات

برای محاسبه نسبت میرایی مؤثر و ضریب α نیز باید از مقادیر فوق الذکر \bar{W} و \bar{h} و T استفاده شود.

کاهش در مقادیر نیروی برشی پایه سایر مودهای ارتعاشی سازه مجاز نبوده و حداقل مقدار کاهش نیروی برشی مود اول ΔV_l نیز برابر 15% می‌باشد.

۲-۳ سایر اثرهای مودی

مقادیر نیروی جانبی، نیروی برشی و لنگر واژگونی در طبقات مختلف بر اساس مقدار کاهش یافته نیروی برشی پایه در مود اول و به صورت مشابه با ساختمان‌های دارای تکیه‌گاه ثابت محاسبه می‌شود. در مودهای دیگر ارتعاشی، کاهش اعمال نمی‌شود. تغییر مکان جانبی ساختمان نیز در مود اول با توجه به اثر اندرکنش خاک و سازه از طریق رابطه (۱۰) محاسبه می‌شود.

$$\bar{\delta}_{X_l} = \frac{V_{elu}}{V_{lu}} \left[\frac{M_{0lu} h_x}{K_\theta} + \delta_{xl} \right] \quad (10)$$

پارامترهای رابطه (۱۰) مشابه رابطه (۷) و با در نظر گرفتن پارامترهای متناظر با مود اول محاسبه می‌شود.

۳-۳ مقادیر مورد استفاده در طراحی

مقادیر نیروی برشی، لنگر، تغییر مکان جانبی و تغییر مکان جانبی نسبی مورد استفاده در طراحی باید با استفاده از ترکیب مناسب جذر مجموع مربعات یا ترکیب مربعات کامل پاسخ‌های مودهای مختلف محاسبه شود.

**Standard No. 2800
4th Edition**

BHRC Publication No.: S-253