بسم الله الرحمن الرحیم

جمهوری اسلامی ایران
وزارت راه و شهرسازی

مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

با حمایت

نظام فنی و اجرایی کشور

سازمان ملی زمین و مسکن

آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله

استاندارد ۲۸۰۰

(ویرایش ۵)

زیر نظر کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله

شماره نشر: ض-۱۱۶۶
چاپ اول: فروردین ماه ۱۴۰۵

عنوان و نام پدیدآور : آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰/ زیر نظر کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله.
وضعیت ویراست : ویراست ۵.
مشخصات نشر : مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی،۱٤۰۵.
مشخصات ظاهری : ل‌ل، ۳۷۰ ص.
فروست : مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی؛ ض ۱۱٦٦.
شابک : 978-600-113-581-1
وضعیت فهرستنویسی : فیپا
یادداشت : ص.ع. به انگلیسی: Iranian code of practice for sismic resistant design of buildings standard No. 2800
موضوع : **ساختمان‌ها -- ایران -- اثر زلزله -- آئین‌نامه‌ها**
: Buildings -- Earthquake effects -- Iran -- By - laws
: ساختمان‌سازی -- صنعت و تجارت -- استانداردها
: Construction industry -- Standards
شناسه افزوده : **مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی. کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله**
شناسه افزوده : **مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی**
شناسه افزوده : Road, Housing and Urban Development Research Center
شناسه افزوده : مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی
شناسه افزوده : Road, Housing and Urban Development Research Center
رده بندی کنگره : TA٦٥٨/٤٤
رده بندی دیویی : ٦٩٣/٨٥٢٠٢١٨٥٥
شماره کتابشناسی ملی : ١٠٤٧٠٩٣١
اطلاعات رکورد کتابشناسی : فیپا

نام کتاب: آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش۵)
پدیدآور: زیر نظر کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله
شماره نشر: ض ١١٦٦
ناشر: مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی
نوبت چاپ: اول، سال ١٤٠٥
تیراژ: ۵۰۰۰ جلد
قطع: وزیری
لیتوگرافی، چاپ و صحافی: اداره انتشارات و چاپ مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی
قیمت: ٦٠٠٠٠٠٠ ریال
شابک: ۹۷۸-٦۰۰-۱۱۳-۵۸۱-۱ **ISBN: 978-600-113-581-1**

مسئولیت صحت دیدگاه‌های علمی بر عهده نگارندگان محترم می‌باشد.
کلیهٔ حقوق چاپ و انتشار اثر برای مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی محفوظ است.

نشانی ناشر: تهران، بزرگراه شیخ فضل ا... نوری، روبروی فاز ۲ شهرک فرهنگیان، خیابان نارگل، خیابان شهید علی مروی، خیابان حکمت صندوق پستی: ١٦٩٦-١٣١٤٥ تلفن: ٦-٨٨٢٥٥٩٤٢ دورنگار: ٨٨٣٨٤١٣٢
پست الکترونیکی:pub@bhrc.ac.ir فروش الکترونیکی: http:// pub.bhrc.ac.ir

جمهوری اسلامی ایران
وزارت راه و شهرسازی
وزیر

تاریخ : ۱۴۰۴/۱۲/۲۷
شماره : ۲۰۷۷۸۳/۱۰۰/۰۲

بسمه تعالی

به استناد ماده ۳۲ قانون نظام مهندسی و کنترل ساختمان – مصوب ۱۳۷۴ – آئین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (ویرایش پنجم) که توسط این وزارتخانه – مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی – بازنگری و تدوین شده و در جلسه مورخ ۱۴۰۴/۱۲/۰۳ کمیته دائمی بازنگری آئین‌نامه مذکور مورد تائید قرار گرفته است، به شرح متن پیوست ابلاغ می شود و تمامی ساخت و سازها در میهن اسلامی باید براساس 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 می‌بایست این آئین‌نامه را رعایت و اجرا نمایند.

شایان یادآوری است که همزمان، مفاد ویرایش چهارم این آئین‌نامه نیز تا پایان شهریورماه سال ۱۴۰۵ معتبر خواهد بود.

این ابلاغیه جایگزین ابلاغیه شماره ۴۲۳۱۳/۱۱۰/۰۱ مورخ ۱۳۹۳/۰۸/۲۴ می‌شود.

فرزانه صادق

میدان آرژانتین، بلوار آفریقا
ابتدای عباس‌آباد
ساختمان شهید دادمان
کدپستی: ۱۵۱۹۶۱۳۱۱۱
صندوق پستی: ۱۵۸۷۵-۲۵۶۸
www.mrud.ir

جمهوری اسلامی ایران
وزارت راه و شهرسازی
وزیر

تاریخ : ۱۴۰۴/۱۲/۲۷
شماره : ۲۰۷۸۷۳/۱۰۰/۰۲

بسمه تعالی

جناب آقای دکتر مومنی
وزیر محترم کشور

موضوع: ابلاغ ویرایش پنجم آئین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله

با سلام و احترام

در اجرای ماده ۳۳ قانون نظام مهندسی و کنترل ساختمان – مصوب ۱۳۷٤ – بدینوسیله ویرایش پنجم آئین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله که توسط این وزارتخانه – مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی – بازنگری و تدوین شده و پیرو ابلاغیه شماره ۲۰۷۷۸۳/۱۰۰/۰۲ مورخ ۱٤۰٤/۱۲/۲۷ به تائید رسیده است، به شرح متن پیوست ابلاغ می گردد.

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 می‌بایست این آئین‌نامه را رعایت و اجرا نمایند.

شایان ذکر است که زمان انقضای ویرایش چهارم این آئین نامه ۱٤۰۵/۰٦/۲۱ خواهد بود و بدیهی است تا آن زمان، استفاده از هر کدام از این دو ویرایش مجاز است.

فرزانه صادق

رونوشت:
- جناب آقای طاهرخانی، معاون محترم مسکن و ساختمان جهت آگاهی
- سرکار خانم راهب، رئیس محترم مرکز تحقیقات راه ، مسکن و شهرسازی جهت آگاهی

میدان آرژانتین، بلوار آفرینا
ارامنی عباس‌آباد
ساختمان شهید دادمان
کدپستی: ۱۵۱۹۷۰۳۱۱۱
صندوق پستی: ۴۵۶۸-۱۵۸۷۵
www.mrud.ir

ریاست جمهوری
سازمان برنامه و بودجه کشور
رئیس سازمان

بخشنامه به دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور و پیمانکاران	شماره :	۱۴۰۵/۴۹۹۸۱
	تاریخ :	۱۴۰۵/۰۲/۱۳

موضوع: ضوابط طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها (آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله- ویرایش پنجم)

به استناد ماده(۳۴) قانون احکام دائمی برنامه‌های توسعه کشور و تبصره ذیل بند(۳-۱) ماده(۴) «سند نظام فنی‌واجرایی یکپارچه کشور»؛ موضوع تصویب‌نامه شماره ۴۰۵۴۴/ت۶۳۷۱۹ه مورخ ۱۴۰۴/۰۳/۰۶ هیئت وزیران؛ **«ضوابط طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها (آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله- ویرایش پنجم)، موضوع استاندارد ملی ایران به شماره ۲۸۰۰»** به صورت لازم‌الاجرا ابلاغ می‌شود تا از تاریخ ۱۴۰۵/۰۴/۰۱ برای قراردادهای جدید در حوزهٔ وجوه عمومی، به مورد اجرا گذاشته شود.

این بخشنامه از تاریخ اجرا، جایگزین بخشنامه شماره ۹۸/۶۰۵۴۴۴ مورخ ۱۳۹۸/۱۰/۲۲ می‌گردد.

مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی دریافت‌کننده نظرات و پیشنهادهای اصلاحی در مورد مفاد آیین‌نامه یادشده بوده و در صورت لزوم اصلاحات لازم را اعمال و اعلام خواهد کرد.

سیدحمید پورمحمدی

رونوشت:
معاونت حقوقی ریاست جمهوری - سامانه ملی قوانین و مقررات جمهوری اسلامی ایران
امور حقوقی قوانین و مقررات
مرکز روابط عمومی، امور بین‌الملل و مدیریت دانش
مرکز تحقیقات راه مسکن و شهر سازی
دبیرخانه مرکزی سازمان

سخن مرکز

زلزله یکی از پدیده‌های طبیعی و اصلی‌ترین مخاطره طبیعی در فلات ایران است. با گسترش پهنه‌های سکونتگاهی و افزایش ساخت و ساز در بخش‌های مختلف کشور، و به تبع آن افزایش جمعیت، تامین عملکرد مطلوب برای ساختمان‌ها در برابر زلزله و کاهش میزان خسارات و تخریب‌های ناشی از آن مورد توجه قرار گرفت. پس از زلزله ویرانگر ۱۰م شهریور ۱۳۴۱ بوئین زهرا، وجود راهکارهای محاسباتی و اجرائی برای تامین ایمنی ساختمان‌ها در برابر زلزله، بعنوان یکی از نیازهای اساسی کشور احصاء گردید و متعاقب آن، با مشارکت مبرزترین مهندسین حوزه ساختمان وقت، طی سال‌های ۱۳۴۳ تا ۱۳۴۸ اولین سند رسمی کشور برای حفاظت ساختمان‌ها در برابر زلزله منتشر گردید.

اگرچه این سند ملاحظات لازم در تامین ایمنی ساختمان‌ها را به خوبی و بعضاً در قالب تجویزهای مهندسی ارائه می‌نمود اما پس از زلزله طبس در سال ۱۳۵۷، لزوم تدوین یک «آیین‌نامه» جامع برای طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله بیش از پیش مشخص گردید. بر همین اساس و با عنایت به دغدغه مطرح شده از سوی مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، کمیته علمی تدوین آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله در این مرکز تشکیل شد و علیرغم حاکم بودن شرایط سال‌های ابتدایی انقلاب و جنگ تحمیلی ۸ ساله بر کشور، پیش نویس اولین ویرایش آن در سال ۱۳۶۶ منتشر و در سال ۱۳۶۷ توسط هیات محترم وزیران ابلاغ گردید. نظر به اهمیت موضوع، تشکیل کمیته دائمی تدوین ویرایش‌های بعدی این آیین‌نامه – حتی پیش از تعریف، تصویب و پیاده‌سازی قوانین و نظامات مهندسی در کشور – در دستور کار مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی قرار گرفت و پیرو آن، ساختار فعالیت کارگروه‌های ذیل این کمیته نیز تعریف و مصوب گردید. به این ترتیب، این مرکز در بازه‌های زمانی مشخص؛ با در نظر گرفتن تجارب حاصل از وقوع زلزله‌های شاخص در کشور، از جمله زلزله رودبار و منجیل در سال ۱۳۶۹، زلزله قائنات، آوج، بم و زرند در فاصله سالهای ۱۳۷۶ تا ۱۳۸۳، زلزله بروجرد در سال ۱۳۸۵ و زلزله کرمانشاه (سرپل ذهاب) در سال ۱۳۹۶ یا پس از معرفی نظامات جدید ساخت و ساز در کشور، نسبت به تدوین و انتشار ویرایش‌های مختلف این آیین‌نامه اقدام نمود.

در تدوین ویرایش‌های این آیین‌نامه، از دهه ۶۰ و در مقاطع زمانی مختلف، ضمن دعوت از اساتید برجسته متخصص در این حوزه و مجرب‌ترین مهندسان کشور برای مشارکت در این امر ملی، به طور همزمان به دو موضوع «پیشرفت در حوزه‌های مختلف علوم مرتبط و تغییر و تحول در آیین‌نامه‌های معتبر دنیا» و «نیازهای بومی و ظرفیت‌های موجود در کشور» توجه شده و پس از

ابلاغ سیاست‌های کلی نظام توسط مقام معظم رهبری در سال ۱۳۸۴، این موضوعات متناظر با وظایف دولت در زمینه «پیشگیری و کاهش خطرات ناشی از سوانح طبیعی و حوادث غیرمترقبه» دنبال شده‌است. به این ترتیب، در هر ویرایش، گام‌های موثری در کاهش آسیب‌پذیری ساختمان‌ها برداشته شده است.

لازم به یادآوری است که پیرو ابلاغ ویرایش دوم این آیین‌نامه در سال ۱۳۷۸ و نظر به اهمیت استانداردسازی فرآیندها و فعالیت‌ها، این ویرایش در جلسه مورخ ۱۳۷۹/۰۶/۲۷ کمیته ملی استانداردهای مهندسی ساختمان و مصالح و فرآورده‌های ساختمانی سازمان ملی استاندارد بررسی و در قالب استاندارد ملی ایران به شماره ۲۸۰۰ به تصویب رسید.

تدوین ویرایش پنجم آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله از خردادماه سال ۱۳۹۸ در دستورکار مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی قرار گرفت و به طور رسمی، با تشکیل اولین جلسه کمیته دائمی این ویرایش در تاریخ ۱۳۹۸/۰۸/۲۳ آغاز گردید. در این ویرایش، بررسی دقیق «ضوابط لرزه‌ای سایر کشورها؛ تجارب موجود از زلزله‌های ایران و سایر کشورها؛ ضوابط فعلی موجود در مباحث مقررات ملی ساختمان برای طراحی سازه ساختمان‌ها؛ ضوابط و رویه‌های حاکم بر طراحی، نظارت و اجرا بر اساس ساختار تبیین شده توسط سازمان نظام مهندسی ساختمان کل کشور؛ نیازهای عملیاتی و اجرایی جامعه مهندسی؛ ظرفیت‌های علمی، اقتصادی و اجرایی موجود در صنعت ساخت و ساز کشور و در نهایت، نیاز و درخواست بهره‌برداران از ساختمان‌های موضوع این آیین‌نامه» مبنای عمل قرار گرفته و گام‌های مهمی در جهت اهداف توسعه‌ای و با هدف ارتقاء ایمنی ساختمان‌ها و بهبود عملکرد آنها در برابر زلزله برداشته شده‌است. ضمن آنکه، در موضوعاتی از جمله تهیه نقشه‌های شتاب طیفی، معرفی گروه‌های طراحی لرزه‌ای، تدقیق مشخصات لرزه‌ای سیستم‌های ساختمانی، توجه به تحلیل‌های غیرخطی و طراحی مبتنی بر عملکرد، معرفی رویکرد افزایش تاب‌آوری لرزه‌ای، توسعه موضوعات ژئوتکنیکی، معرفی ضوابط ساختمان‌های مجهز به سامانه‌های جداسازی لرزه‌ای و میراگرها و بسیاری موارد دیگر، رویکردهای به روز و کارآمدی ارائه شده است. اهم تغییرات ویرایش پنجم در مقایسه با ویرایش چهارم، به شرح زیر و به اختصار عبارتند از:

- تدقیق اهداف طراحی
- تدقیق زلزله‌های مبنای طراحی
- تدقیق اطلاعات مربوط به خطرپذیری ساختگاه و ارائه نقشه‌های شتاب طیفی (به جای نقشه‌های پهنه بندی خطر لرزه‌ای)

- ارائه تعریف «گروه‌های طراحی لرزه‌ای» با هدف ارتقاء ضوابط ایمنی ساختمان‌ها با منظور کردن اثر همزمان مشخصات ساختگاه، اهمیت ساختمان و نوع سیستم باربر لرزه‌ای
- ارتقاء اطلاعات مرتبط با طبقه بندی نوع زمین
- تدقیق مشخصات لرزه‌ای سیستم‌های باربر لرزه‌ای
- به روز رسانی و تدقیق ملاحظات طرح لرزه‌ای سازه
- تدقیق و توسعه الزامات متناظر با طراحی لرزه‌ای سازه‌های غیرساختمانی
- تدقیق و توسعه الزامات متناظر با طراحی لرزه‌ای اجزاء غیرسازه‌ای
- تدقیق و توسعه الزامات متناظر با طیف وسیعی از ملاحظات ژئوتکنیک لرزه‌ای و ناپایداری‌های زمین ناشی از زلزله از جمله روانگرایی، گسترش جانبی، ناپایداری شیروانی‌ها، فرونشست و گسلش
- ارائه ضوابط حائز اهمیت برای ساخت و ساز در پهنه‌های گسلی
- ارجاع ضوابط ساختمان‌های بنائی به مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان
- ارائه ضوابط ساختمان‌های مجهز به جداسازهای لرزه‌ای و میراگرها
- ارائه مبانی افزایش تاب آوری لرزه‌ای ساختمان‌ها

لازم به ذکر است؛ تهیه نقشه‌های شتاب طیفی که در این ویرایش و برای اولین بار برای کل کشور ارائه می‌شود، از سال ۱۳۹۰ و پیرو دغدغه مطرح شده از سوی امور نظام فنی و اجرایی سازمان برنامه و بودجه کشور و پشتیبانی ایشان عملیاتی گردید. در بدو امر، این نقشه‌ها توسط پژوهشکده علوم زمین زیر نظر امور نظام فنی و اجرایی و با نظارت هیاتی متشکل از متخصصین امر برای بخش‌هایی از کشور تهیه شد. با توجه به تصمیمات اتخاذ شده در کمیته‌های تدوین ویرایش پنجم آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله در خصوص تدقیق مشخصات خطرپذیری لرزه‌ای در کل کشور و پیرو همکاری موثر و تبادل اطلاعات صورت گرفته فی ما بین مرکز و امور نظام فنی و اجرایی، پژوهشکده علوم زمین نسبت به تکمیل نقشه‌های شتاب طیفی برای کل کشور و تدقیق آن‌ها بر اساس نیازهای آیین‌نامه و زیر نظر کمیته هماهنگی و کارگروه‌های پهنه بندی و طیف اقدام نمود.

فرآیند تدوین ویرایش پنجم آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، با همت و دغدغه‌مندی مسئولانه جمع ۷۰ نفره اعضای کمیته‌ها و کارگروه‌های تدوین، بدون وقفه و مجدانه دنبال گردید و در این فرآیند، ارتقاء قابل ملاحظهٔ این ویرایش نسبت به ویرایش‌های قبلی، همسو با اسناد مرجع بین‌المللی، مد نظر قرار گرفت. در تهیه این ویرایش، بیش از ۲۱٫۰۰۰ نفر-ساعت برای تدوین ۷ فصل، ۱۱ پیوست و ۲ نقشه شتاب طیفی صرف شده است که بیش از ۱٫۶۰۰ نفر-ساعت به جلسات مدیریتی و راهبردی، بالغ بر ۷٫۰۰۰ نفر-ساعت به جلسات تخصصی، حدود

۸٫۹۰۰ نفر-ساعت به مطالعات پژوهشی خارج از جلسات برای تهیه محتوای فنی جلسات و حدود ۳٫۵۰۰ نفر-ساعت برای تهیه نقشه‌های شتاب طیفی و سامانه خطرپذیری متناظر با آن تخصیص یافته است. پیش‌نویس‌های مرحله‌ای این ویرایش، در اسفندماه ۱۴۰۰، اسفندماه ۱۴۰۱ و خردادماه ۱۴۰۳ برای اظهارنظر و بررسی‌های درون کمیته‌ای و در اسفندماه ۱۴۰۳ برای اظهارنظر عمومی ارائه و متناسب با بازخوردها و نظرات دریافتی، تدقیق گردیده‌است. نسخه نهایی این ویرایش در سوم اسفندماه ۱۴۰۴ و در آستانه روز مهندس، به تائید کمیته دائمی این ویرایش رسید و با نظر مساعد مقام عالی وزارت راه و شهرسازی، در تاریخ ۱۴۰۴/۱۲/۲۷ جهت بهره‌برداری مهندسین ابلاغ گردید.

مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی مراتب قدردانی خود را از حمایت‌های سرکار خانم دکتر فرزانه صادق، مقام عالی وزارت راه و شهرسازی، از فرآیند تدوین و ابلاغ این سند و همچنین، همکاری ارزشمند «امور نظام فنی و اجرایی سازمان برنامه و بودجه کشور» و «سازمان ملی زمین و مسکن» در پشتیبانی و تامین نیازهای عملیاتی ویرایش حاضر اعلام می‌دارد و ضمن گرامیداشت یاد و خاطره اعضای کمیسیون تدوین آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله در سال ۱۳۵۷؛ به ویژه آقایان مهندس علی‌اکبر معین‌فر و دکتر حسن سروی، که با توجه ویژه به موضوع زلزله، ساختار تدوین این سند ملی را بنا نهادند؛ «ویرایش پنجم این آیین‌نامه» را جهت استفاده موثر جامعه مهندسی ارائه می‌نماید.

سیر تکامل و سابقه تدوین این آیین‌نامه و تاثیر آن در کاهش آسیب پذیری ساختمان‌ها، موید این مطلب است که این مرکز به پشتوانه انجام مطالعات کاربردی و توسعه‌ای و با بهره‌مندی از تجربه، تخصص و توان علمی اعضای محترم کارگروه‌ها و کمیته‌های تدوین در تمامی ویرایش‌ها و حمایت‌های سازمان‌های مختلف همکار در موضوع، موجبات بالندگی این آیین‌نامه طی سال‌های متمادی را فراهم آورده و به واسطه اتکا به ساختار تدوین این سند، جایگاه این آیین‌نامه بعنوان یک دستاورد ملی با عمری در حدود نیم قرن را قوام بخشیده است. از این رو، در ادامه نیز با برنامه‌ریزی تدوین ویرایش ششم بر اساس پیشرفت‌های روز مهندسی و با هدف رفع مسائل و مشکلات، از هیچ تلاشی در جهت استمرار اثربخشی این آیین‌نامه در ارتقاء تاب آوری و بهبود عملکرد ساختمان‌ها در برابر زلزله فرو گذار نخواهد کرد.

غزال راهب

رئیس مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

سخن سازمان ملی زمین و مسکن

سازمان ملی زمین و مسکن، به موجب وظیفه ذاتی خود در تأمین زمین و توسعه پایدار مسکن، همواره بر ضرورت هم‌راستایی ضوابط فنی ملی با فرآیندهای عملیاتی ساخت و ساز تأکید داشته است. «آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله» به عنوان مرجع فنی بالادست، نقشی تعیین‌کننده در کیفیت و ایمنی پروژه‌های مسکن ایفا می‌کند.

این آیین‌نامه از نخستین انتشار خود در دهه شصت تا کنون، همگام با تحول دانش لرزه‌شناسی و انباشت تجربیات اجرایی در کشور، دستخوش بازنگری‌های بنیادینی شده است. در ویرایش دوم مفهوم طیف طرح و پهنه‌بندی خطر معرفی گردید؛ ویرایش سوم بر اصلاح ضرایب رفتار متمرکز شد؛ ویرایش چهارم با انتقال به روش ضرایب بار و مقاومت و بازتعریف نقشه خطر، گامی مهم در جهت هماهنگی با رویکردهای جهانی برداشت. اکنون ویرایش پنجم، در تداوم این مسیر تکاملی، ضمن بهره‌مندی از دستاوردهای طراحی عملکردی و تحلیل غیرخطی، با تأکید ویژه بر انطباق با واقعیت‌های اجرایی طرح‌های ملی مسکن – از جمله انبوه‌سازی و نظارت‌پذیری – تدوین گردیده است.

سازمان ملی زمین و مسکن، به عنوان نهاد متولی تأمین زمین و مسکن در کشور، ضمن همکاری مجدانه با مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی و مشارکت فعال در کمیته‌های تدوین این ویرایش، بر اجرای دقیق مفاد آن در کلیه طرح‌های موضوع قرارداد خود تأکید می‌ورزد. تجانس رویکردهای طراحی این آیین‌نامه با فرآیندهای عملیاتی اجرای مسکن انبوه، یکی از بسترهای اصلی رفع موانع و بهبود بهره‌وری در پروژه‌های ملی قلمداد می‌شود.

امید است ویرایش پنجم آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، با بهره‌گیری از تجربیات ارزشمند ویرایش‌های پیشین و هماهنگی با دانش روز، گامی استوار در جهت ارتقای تاب‌آوری سکونتگاه‌ها و صیانت از جان و مال هموطنان باشد. از همه متخصصان، پژوهشگران و دست‌اندرکارانی که در تدوین این سند فنی ملی نقش داشته‌اند، صمیمانه سپاسگزاری می‌شود.

علی نبیان

مدیرعامل سازمان ملی زمین و مسکن

تشکر و قدردانی

دبیرخانه دائمی تدوین و بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله به نیابت از مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی و اعضای کمیته‌ها و کارگروه‌های تدوین ویرایش پنجم، مراتب قدردانی خود را از سرکار خانم دکتر فرزانه صادق، مقام عالی وزارت راه و شهرسازی، به واسطه حمایت از این آیین‌نامه و تاکید بر ضرورت توجه به آن به عنوان یک دستاورد ملی و راهکار اجرایی برای کاهش آسیب پذیری ساختمان‌ها اعلام می‌دارد.

این دبیرخانه، همچنین از همراهی اعضای محترم کارگروه‌های تدوین و اعضای محترم کمیته‌های هماهنگی، اجرایی و دائمی ویرایش پنجم آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله و همکاری ارزشمند ایشان با مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی قدردانی می‌نماید؛ و یاد و خاطره آقایان دکتر مرتضی زاهدی – و همراهی مسئولانه و دغدغه‌مند ایشان با ویرایش‌های مختلف این آیین‌نامه – و دکتر فرهاد بهنام‌فر – و مشارکت بی تکلف و دقیق ایشان در تمامی فعالیت‌های متناظر با کارگروه‌های تدوین – را که در اواخر فرآیند تدوین ویرایش پنجم دار فانی را وداع گفتند، گرامی می‌دارد.

همچنین، اقدامات جناب آقایان دکتر محمد شکرچی‌زاده، دکتر علیرضا قاری قرآن، دکتر محمدمهدی حیدری و سرکار خانم دکتر غزال راهب – رئوسای مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی که در دوران تصدی خود از هیچ تلاشی برای تدوین و انتشار ویرایش حاضر دریغ نکردند – شایسته تقدیر است.

این دبیرخانه، مراتب سپاسگزاری خود را از «امور نظام فنی و اجرایی سازمان برنامه و بودجه کشور» و «سازمان ملی زمین و مسکن» به واسطه پشتیبانی از فرآیند تدوین این سند و «پژوهشکده علوم زمین» به واسطه تهیه نقشه‌های شتاب طیفی ابراز می‌دارد. علاوه بر این، از توجه «سازمان ملی استاندارد ایران» به اهمیت و جایگاه آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله قدردانی می‌نماید.

در پایان نیز، از جامعه مهندسی کشور که با مشارکت در فرآیند نظرخواهی عمومی موجبات تدقیق ضوابط ارائه شده در این آیین‌نامه را فراهم آوردند، تشکر می‌شود.

دبیرخانه دائمی

تدوین و بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله

فهرست اسامی اعضای کمیته‌های بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله

الف: اعضای کمیته دائمی

۱	مهندس صمد آقازاده	مهندسین مشاور
۲	دکتر علی‌اکبر آقاکوچک	دانشگاه تربیت مدرس تهران
۳	دکتر محمدتقی احمدی	دانشگاه تربیت مدرس تهران
۴	دکتر رسول احمدی	مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی
۵	دکتر اباذر اصغری	دانشگاه تهران
۶	دکتر محمدحسن بازیار	دانشگاه علم و صنعت ایران
۷	مهندس حمید باستانی پاریزی	مهندسین مشاور
۸	دکتر علی بخشی	دانشگاه صنعتی شریف
۹	دکتر فرهاد بهنام‌فر	دانشگاه صنعتی اصفهان
۱۰	دکتر علی بیت‌اللهی	مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی
۱۱	دکتر محمد پورمحمد شاهوار	مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی
۱۲	دکتر عباسعلی تسنیمی	دانشگاه تربیت مدرس تهران
۱۳	دکتر محسن تهرانی‌زاده (رئیس)	دانشگاه صنعتی امیرکبیر
۱۴	دکتر عاطفه جهان‌محمدی	مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی
۱۵	دکتر سید محسن حائری	دانشگاه صنعتی شریف
۱۶	دکتر مسعود حسین‌زاده اصل	دانشگاه تبریز
۱۷	مهندس بهمن حشمتی	مهندسین مشاور
۱۸	مهندس حمیدرضا خاشعی	سازمان برنامه و بودجه کشور
۱۹	دکتر نادر خواجه احمد عطاری	مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی
۲۰	دکتر علی خیرالدین	دانشگاه سمنان
۲۱	دکتر فیاض رحیم زاده رفوئی	دانشگاه صنعتی شریف
۲۲	دکتر مهدی زارع	پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
۲۳	دکتر مرتضی زاهدی	دانشگاه علم و صنعت ایران
۲۴	مهندس امیرپیمان زندی	مهندسین مشاور
۲۵	دکتر مسعود سلطانی محمدی	دانشگاه تربیت مدرس تهران

۲۶	دکتر عبدالرضا سروقد مقدم	پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
۲۷	دکتر محمد شکرچی‌زاده	دانشگاه تهران
۲۸	دکتر حمزه شکیب	دانشگاه تربیت مدرس تهران
۲۹	مهندس علیرضا صادقیان‌فر	سازمان ملی زمین و مسکن
۳۰	دکتر منصور ضیائی‌فر	پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
۳۱	مهندس شاپور طاحونی	مهندسین مشاور
۳۲	دکتر مرتضی طالبیان	پژوهشکده علوم زمین
۳۳	مهندس علی‌اصغر طاهری بهبهانی	مهندسین مشاور
۳۴	دکتر محمدرضا عباسی	پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
۳۵	مهندس رضا غفاری	مهندسین مشاور
۳۶	دکتر محسن غفوری آشتیانی	پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
۳۷	دکتر جمشید فرجودی	دانشگاه تهران
۳۸	دکتر فرهنگ فرحبد	مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی
۳۹	دکتر اورنگ فرزانه	دانشگاه تهران
۴۰	دکتر غلامرضا قدرتی امیری	دانشگاه علم و صنعت ایران
۴۱	دکتر منوچهر قرشی	پژوهشکده علوم زمین
۴۲	دکتر عباس قلندرزاده	دانشگاه تهران
۴۳	دکتر محمدتقی کاظمی	دانشگاه صنعتی شریف
۴۴	دکتر علی کمک‌پناه	دانشگاه تربیت مدرس تهران
۴۵	دکتر بهروز گتمیری	دانشگاه تهران
۴۶	دکتر کریم لک نژادی	مهندسین مشاور
۴۷	دکتر محمودرضا ماهری	دانشگاه شیراز
۴۸	دکتر سید سهیل مجیدزمانی	مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی
۴۹	دکتر علی مزروعی	دانشگاه آزاد اسلامی
۵۰	دکتر حسن مقدم	دانشگاه صنعتی شریف
۵۱	دکتر رسول میرقادری	دانشگاه تهران
۵۲	مهندس احمد نادرزاده	پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
۵۳	دکتر فریبرز ناطقی الهی	پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
۵۴	مهندس تیمور هنربخش	مهندسین مشاور

ب: اعضای کمیته اجرائی

۱	دکتر علی‌اکبر آقاکوچک	دانشگاه تربیت مدرس تهران
۲	دکتر محمدتقی احمدی	دانشگاه تربیت مدرس تهران
۳	دکتر محمدحسن بازیار	دانشگاه علم و صنعت ایران
۴	دکتر عباسعلی تسنیمی	دانشگاه تربیت مدرس تهران
۵	دکتر محسن تهرانی‌زاده (رئیس)	دانشگاه صنعتی امیرکبیر
۶	دکتر عاطفه جهان‌محمدی	مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی
۷	دکتر سیدمحمدرضا حاجی میرصادقی	سازمان ملی زمین و مسکن
۸	دکتر سید محسن حائری	دانشگاه صنعتی شریف
۹	مهندس بهمن حشمتی	مهندسین مشاور
۱۰	دکتر نادر خواجه احمد عطاری	مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی
۱۱	دکتر فیاض رحیم‌زاده رفوئی	دانشگاه صنعتی شریف
۱۲	دکتر مهدی زارع	پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
۱۳	دکتر مرتضی زاهدی	دانشگاه علم و صنعت ایران
۱۴	دکتر عبدالرضا سروقد مقدم	پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
۱۵	دکتر محمد شکرچی‌زاده	دانشگاه تهران
۱۶	دکتر حمزه شکیب	دانشگاه تربیت مدرس تهران
۱۷	مهندس علیرضا صادقیان‌فر	سازمان ملی زمین و مسکن
۱۸	مهندس علی‌اصغر طاهری بهبهانی	مهندسین مشاور
۱۹	دکتر منوچهر قرشی	سازمان زمین شناسی
۲۰	دکتر محمدتقی کاظمی	دانشگاه صنعتی شریف
۲۱	دکتر سید سهیل مجیدزمانی	مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی
۲۲	دکتر حسن مقدم	دانشگاه صنعتی شریف
۲۳	دکتر رسول میرقادری	دانشگاه تهران

ج: اعضای کمیته هماهنگی

۱	دکتر علی‌اکبر آقاکوچک	دانشگاه تربیت مدرس تهران
۲	دکتر محسن تهرانی‌زاده (رئیس)	دانشگاه صنعتی امیرکبیر
۳	دکتر سید محسن حائری	دانشگاه صنعتی شریف

۴	دکتر مرتضی زاهدی	دانشگاه علم و صنت ایران
۵	مهندس علی‌اصغر طاهری بهبهانی	مهندسین مشاور
۶	دکتر عاطفه جهان‌محمدی (دبیر)	مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی

فهرست اعضا و اسامی کارگروه‌های آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله
ویرایش پنجم

کارگروه پهنه بندی

۱ دکتر محسن تهرانی‌زاده (مسئول کارگروه)
۲ دکتر علی بیت‌اللهی
۳ دکتر محمد پورمحمد شاهوار
۴ دکتر مهدی زارع
۵ دکتر مرتضی طالبیان
۶ دکتر منوچهر قرشی
۷ دکتر علی مرادی
۸ مهندس محمدحسن نبوی
۹ مهندس احمد نادرزاده

کارگروه طیف و حرکت زمین

۱ دکتر محسن تهرانی‌زاده (مسئول کارگروه)
۲ دکتر عطا آقایی آرایی
۳ دکتر محمد حسن بازیار
۴ دکتر محمد پورمحمد شاهوار
۵ دکتر سید محسن حائری
۶ دکتر مهدی زارع
۷ دکتر حمید زعفرانی
۸ دکتر حمزه شکیب
۹ دکتر منصور ضیائی‌فر
۱۰ دکتر علیرضا فاروقی
۱۱ دکتر غلامرضا قدرتی امیری
۱۲ دکتر عباس قلندرزاده

کارگروه تحلیل

۱ دکتر علی‌اکبر آقاکوچک (مسئول کارگروه)
۲ مهندس صمد آقازاده
۳ دکتر اباذر اصغری
۴ دکتر فرهاد بهنام فر
۵ دکتر عباسعلی تسنیمی
۶ دکتر مسعود حسین زاده اصل
۷ دکتر فیاض رحیم‌زاده رفوئی
۸ دکتر عبدالرضا سروقد مقدم
۹ دکتر مسعود سلطانی محمدی
۱۰ دکتر فرهنگ فرحبد
۱۱ دکتر رضا غفاری
۱۲ دکتر کریم لک نژادی
۱۳ دکتر محمودرضا ماهری
۱۴ دکتر حسن مقدم
۱۵ دکتر رسول میرقادری

کارگروه اجزاء غیرسازه‌ای

۱ دکتر محمدتقی کاظمی (مسئول کارگروه)
۲ دکتر عباسعلی تسنیمی
۳ دکتر عاطفه جهان‌محمدی
۴ دکتر نادر خواجه احمد عطاری
۵ دکتر عبدالرضا سروقد مقدم
۶ دکتر مسعود سلطانی محمدی
۷ دکتر محسن غفوری آشتیانی
۸ دکتر محمودرضا ماهری
۹ دکتر مجید محمدی
۱۰ دکتر علی مزروعی
۱۱ دکتر حسن مقدم
۱۲ مهندس تیمور هنربخش

کارگروه سازه‌های غیرساختمانی

۱ مهندس بهمن حشمتی (مسئول کارگروه)
۲ دکتر محمدتقی احمدی
۳ مهندس حمید باستانی پاریزی
۴ دکتر مرتضی بسطامی
۵ دکتر عاطفه جهان‌محمدی
۶ دکتر امیرحسین خلوتی
۷ مهندس امیرپیمان زندی
۸ دکتر محمود زهره‌ای
۹ مهندس شاپور طاحونی
۱۰ دکتر محمدعلی گودرزی
۱۱ مهندس رحیم واعظی

کارگروه الزامات ژئوتکنیکی

۱ دکتر سید محسن حائری (مسئول کارگروه)
۲ دکتر عطا آقائی آرائی
۳ دکتر محمد حسن بازیار
۴ دکتر فردین جعفرزاده
۵ مهندس سید عیسی فاضلی
۶ دکتر اورنگ فرزانه
۷ دکتر عباس قلندرزاده
۸ دکتر علی کمک‌پناه
۹ دکتر بهروز گتمیری
۱۰ دکتر سید مجدالدین میرمحمد حسینی

کارگروه جداسازی لرزه‌ای و میراگرها

۱ دکتر فیاض رحیم‌زاده رفوئی (مسئول کارگروه)
۲ دکتر علی بخشی
۳ دکتر نادر خواجه احمد عطاری
۴ دکتر منصور ضیائی‌فر
۵ دکتر بهروز عسگریان
۶ دکتر رضا کرمی محمدی
۷ دکتر افشین کلانتری
۸ دکتر سید سهیل مجیدزمانی
۹ مهندس تیمور هنربخش

فهرست مطالب

تعاریف ----------ج
فصل اول ---------- ۱
کلیات ---------- ۱
۱-۱ هدف ---------- ۱
۱-۲ زلزله‌های مبنای طراحی ---------- ۱
۱-۳ حدود کاربرد ----------۲
۱-۳-۲ ساختمان‌های بنائی کلافدار ----------۲
۱-۳-۳ سازه‌های زیر مشمول این آیین‌نامه نیستند: ----------۲
۱-۴ گروه‌بندی ساختمان‌ها برحسب اهمیت ----------۲
۱-۴-۱ ضریب اهمیت ساختمان ----------۴
۱-۵ گروه‌های طراحی لرزه‌ای----------۵
۱-۶ ملاحظات معماری ----------۵
۱-۷ سایر موارد ----------۶
فصل دوم ----------۷
حرکت زمین ----------۷
۲-۱ تعریف ----------۷
۲-۲ مقادیر شتاب طیفی زلزله بیشینه مورد نظر S_S و S_1 ----------۷
۲-۳ مقادیر شتاب طیفی زلزله بیشینه مورد نظر در سطح زمین، SMS، SM1----------۸
۲-۴ مقادیر شتاب طیفی زلزله طرح، SDS و SD1 ---------- ۱۰
۲-۵ طیف طرح استاندارد، Sa ---------- ۱۰
۲-۵-۱ طیف زلزله بیشینه مورد نظر، **SaM** ---------- ۱۱
۲-۵-۲ طیف طرح قائم استاندارد---------- ۱۱
۲-۶ طبقه‌بندی نوع زمین ---------- ۱۳
۲-۷ گروه طراحی لرزه‌ای----------۱۵
۲-۸ طیف ویژه ساختگاه ----------۱۵
۲-۸-۱ موارد ضرورت تهیه طیف ویژه ساختگاه ---------- ۱۷
۲-۸-۲ حد پایین طیف ویژه ساختگاه ---------- ۱۸
۲-۸-۳ مقادیر شتاب طیفی درصورت استفاده از طیف ویژه ساختگاه ---------- ۱۸

۲-۸-۴ ساختگاه‌های واقع در حوزه نزدیک گسل ---------- ۱۹
۲-۸-۵ تحلیل پاسخ ساختگاه ---------- ۱۹
۲-۸-۵-۱ مدل ژئوتکنیکی زمین ---------- ۱۹
۲-۸-۵-۲ روش تحلیل پاسخ ساختگاه ---------- ۲۰
۲-۹ انتخاب تاریخچه زمانی شتاب، شتاب‌نگاشت ----------۲۱
۲-۱۰ مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها ---------- ۲۲
۲-۱۰-۱ تحلیل خطی سازه‌ها ---------- ۲۲
۲-۱۰-۱-۱ روش انطباق طیفی ---------- ۲۲
۲-۱۰-۲ تحلیل غیرخطی سازه‌ها ---------- ۲۲
۲-۱۰-۲-۱ روش مقیاس دامنه ---------- ۲۳
۲-۱۰-۲-۲ روش انطباق طیفی ---------- ۲۳
۲-۱۰-۲-۳ بازه زمان تناوب سازگاری در تحلیل غیرخطی ---------- ۲۴
فصل سوم ---------- ۲۵
ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی ---------- ۲۵
۳-۱ کلیات ----------۲۵
۳-۲ ملاحظات کلی پیکربندی سازه‌ای ----------۲۵
۳-۳ نظم کالبدی سازه ---------- ۲۶
۳-۳-۱ نامنظمی در پلان ---------- ۲۷
۳-۳-۲ نامنظمی در ارتفاع ---------- ۲۹
۳-۳-۳ محدودیت در احداث ساختمان‌های نامنظم ---------- ۳۰
۳-۴ سیستم‌های سازه‌ای و سیستم‌های مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله ----------۳۲
۳-۴-۱ طبقه‌بندی ساختمان‌ها برحسب نوع سیستم سازه‌ای ---------- ۳۲
۳-۴-۱-۱ سیستم دیوار باربر ---------- ۳۲
۳-۴-۱-۲ سیستم قاب ساختمانی ---------- ۳۲
۳-۴-۱-۳ سیستم قاب خمشی ---------- ۳۳
۳-۴-۱-۴ سیستم دوگانه ---------- ۳۴
۳-۴-۱-۵ سیستم ستون کنسولی ---------- ۳۴
۳-۴-۱-۶ سایر سیستم‌های سازه‌ای ---------- ۳۵
۳-۴-۲ سیستم‌های مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله ---------- ۳۵
۳-۴-۲-۱ ضریب رفتار (R_u) ---------- ۳۶
۳-۴-۲-۲ ضریب اضافه مقاومت (Ω_o) ---------- ۳۶

۳-۴-۲-۳ ضریب بزرگنمایی تغییر مکان جانبی (C_d) ---------- ۳۶
۳-۴-۲-۴ حداکثر ارتفاع مجاز انواع مختلف سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای (H_m) ---------- ۳۶
۳-۵ ضریب نامعینی سازه،ρ ---------- ۴۱
۳-۶ امتداد اثر نیروهای زلزله ---------- ۴۴
۳-۷ ضوابط مدل‌سازی ---------- ۴۵
۳-۷-۱ مدل‌سازی سازه ---------- ۴۵
۳-۷-۲ میانقاب‌ها ---------- ۴۶
۳-۷-۳ پله‌ها و شیب‌راه‌ها ---------- ۴۶
۳-۷-۴ وزن مؤثر لرزه‌ای ---------- ۴۷
۳-۸ روش‌های تحلیل سازه ---------- ۴۷
۳-۸-۱ روش‌های تحلیل خطی ---------- ۴۷
۳-۸-۲ روش‌های تحلیل غیرخطی ---------- ۴۸
۳-۹ روش تحلیل استاتیکی معادل ---------- ۴۹
۳-۹-۱ نیروهای جانبی ناشی از زلزله ---------- ۴۹
۳-۹-۱-۱ برش پایه؛ V_u ---------- ۴۹
۳-۹-۱-۲ برش پایهٔ حداقل؛ $V_{u\,min}$ ---------- ۵۰
۳-۹-۱-۳ تراز پایه ---------- ۵۰
۳-۹-۱-۴ ضریب اهمیت ساختمان ---------- ۵۲
۳-۹-۲ زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه، T ---------- ۵۲
۳-۹-۲-۱ روابط تجربی تعیین زمان تناوب نوسان جانبی در ساختمان‌های متعارف --------- ۵۳
۳-۹-۲-۲ ساختمان‌های غیر متعارف ---------- ۵۴
۳-۹-۳ توزیع نیروهای جانبی ناشی از زلزله در ارتفاع ساختمان ---------- ۵۴
۳-۹-۴ توزیع برش طبقه ناشی از زلزله در پلان ساختمان و آثار پیچش ---------- ۵۵
۳-۹-۵ نیروی قائم ناشی از زلزله ---------- ۵۶
۳-۱۰ روش‌های تحلیل دینامیکی خطی ---------- ۵۸
۳-۱۰-۱ روش تحلیل طیفی ---------- ۵۸
۳-۱۰-۱-۲ تعداد مودهای نوسان ---------- ۵۸
۳-۱۰-۱-۳ ترکیب اثر مودها ---------- ۵۹
۳-۱۰-۱-۴ اصلاح مقادیر بازتاب ---------- ۵۹
۳-۱۰-۱-۵ اثر پیچش ---------- ۶۰
۳-۱۰-۲ روش تحلیل تاریخچه زمانی ---------- ۶۰

۳-۱۰-۲-۱ الزامات عمومی ---------- ۶۰
۳-۱۰-۲-۲ اثر پیچش ---------- ۶۱
۳-۱۰-۲-۳ تعداد مودهای نوسان ---------- ۶۱
۳-۱۰-۲-۴ مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها ---------- ۶۱
۳-۱۰-۲-۵ اعمال شتاب‌نگاشت‌ها به مدل سازه ---------- ۶۱
۳-۱۰-۲-۶ اصلاح مقادیر بازتاب و تعیین مقادیر طراحی ---------- ۶۱
۳-۱۱ ضوابط تحلیل سیستم‌های ترکیبی ---------- ۶۴
۳-۱۱-۱ ترکیب سیستم‌ها در پلان ---------- ۶۴
۳-۱۱-۱-۱ ترکیب سیستم‌ها در دو امتداد عمود بر هم پلان ---------- ۶۴
۳-۱۱-۱-۲ ترکیب سیستم‌ها در هر یک از امتدادهای پلان ---------- ۶۴
۳-۱۱-۲ ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع از روی تراز پایه ---------- ۶۵
۳-۱۱-۲-۱ روش تحلیل در حالت کلی ---------- ۶۶
۳-۱۱-۲-۲ روش تحلیل در حالت خاص (تحلیل دو مرحله‌ای) ---------- ۶۷
۳-۱۱-۳ سازهٔ زیر تراز پایه ---------- ۶۹
۳-۱۲ تغییر مکان جانبی تحت اثر زلزلهٔ طرح ---------- ۶۹
۳-۱۲-۸ اعضای رابط بین سازه‌ها ---------- ۷۳
۳-۱۳ دیافراگم‌ها ---------- ۷۴
۳-۱۳-۱-۱ دیافراگم صلب ---------- ۷۴
۳-۱۳-۱-۲ دیافراگم نرم ---------- ۷۵
۳-۱۳-۷ روش جایگزین برای طراحی دیافراگم‌ها ---------- ۷۸
۳-۱۴ دیوارهای سازه‌ای ---------- ۷۹
۳-۱۴-۱ طراحی برای نیروهای خارج از صفحه ---------- ۷۹
۳-۱۴-۲ مهار دیوار سازه‌ای ---------- ۷۹
۳-۱۵ پی ساختمان ---------- ۸۰
۳-۱۵-۱ مشخصات بار- تغییر مکان پی ---------- ۸۰
۳-۱۵-۲ اثر اندرکنش خاک و سازه ---------- ۸۱
۳-۱۵-۳ کاهش آثار ناشی از لنگر واژگونی در تراز پی ---------- ۸۲
۳-۱۶ سایر ضوابط طراحی لرزه‌ای ---------- ۸۲
۳-۱۶-۱ آثار $P\text{-}\Delta$ ---------- ۸۲
۳-۱۶-۲ مشخصات سازه از تراز پایه تا روی شالوده ---------- ۸۳
۳-۱۶-۳ افزایش نیروی جانبی زلزله در اعضای خاص ---------- ۸۳

۳-۱۶-۴ طراحی اجزاء سازه‌ای که جزئی از سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله نیستند -- ۸۳
۳-۱۶-۵ محاسبه ساختمان در برابر واژگونی ---------- ۸۴
۳-۱۷ کنترل سازه برای نیروی زلزلهٔ سطح بهره‌برداری ---------- ۸۴
۳-۱۸ روش ساده‌شدهٔ تحلیل و طراحی ---------- ۸۶
۳-۱۸-۳-۱ برش پایه ---------- ۸۸
۳-۱۸-۳-۲ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان ---------- ۸۸
۳-۱۸-۳-۳ توزیع برش طبقه در پلان ساختمان و آثار پیچش ---------- ۸۸
۳-۱۹ ترکیب نیروی زلزله با سایر بارها ---------- ۸۹
۳-۱۹-۱ ترکیب بارهای شامل آثار بارهای زلزلهٔ طرح ---------- ۸۹
۳-۱۹-۲ ترکیب بارهای شامل آثار بارهای تشدیدیافتهٔ زلزلهٔ طرح ---------- ۹۰
۳-۱۹-۳ ترکیب بارهای شامل آثار بار زلزلهٔ سطح بهره‌برداری ---------- ۹۱
۳-۱۹-۴ ترکیب بارها برای طراحی پی ---------- ۹۱
۳-۲۰ افزایش تاب‌آوری ---------- ۹۱
فصل چهارم ---------- ۹۳
ضوابط طراحی لرزه‌ای اجزاء غیرسازه‌ای ---------- ۹۳
۴-۱ کلیات ---------- ۹۳
۴-۱-۱ تعریف ---------- ۹۳
۴-۱-۲ محدوده کاربرد ---------- ۹۳
۴-۱-۳ گروه طراحی لرزه ای ---------- ۹۴
۴-۱-۴ ضریب اهمیت جزء ---------- ۹۴
۴-۱-۵ کاربرد ضوابط اجزاء غیرسازه‌ای در سازه‌های غیرساختمانی ---------- ۹۴
۴-۱-۶ اجزاء غیرسازه‌ای با وزن بیشتر از ۲۰ درصد وزن موثر لرزه‌ای سازه ---------- ۹۵
۴-۲ نیازهای لرزه‌ای اجزاء غیرسازه‌ای ---------- ۹۵
۴-۲-۱ نیروی طراحی جانبی زلزله ---------- ۹۵
۴-۲-۱-۱ ضریب بزرگنمایی نیرو در ارتفاع ---------- ۹۶
۴-۲-۱-۲ ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری سازه ---------- ۹۷
۴-۲-۱-۳ ضریب تشدید ---------- ۹۷
۴-۲-۱-۴ ضریب مقاومت جزء ---------- ۹۸
۴-۲-۱-۵ روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی ---------- ۹۸
۴-۲-۲ اثر نیروی قائم زلزله ---------- ۹۸
۴-۲-۳ بارهای غیرلرزه‌ای ---------- ۹۹

۴-۲-۴ تغییر مکان جانبی ---------- ۹۹
۴-۲-۵ اجزاء غیرسازه‌ای در سازه‌های خاص ---------- ۱۰۱
۴-۲-۵-۱ تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه ---------- ۱۰۱
۴-۲-۵-۲ تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه ---------- ۱۰۱
۴-۲-۶ زمان تناوب جزء ---------- ۱۰۱
۴-۳ مهار و ملحقات اجزاء غیرسازه‌ای ---------- ۱۰۲
۴-۳-۱ طراحی اتصالات ---------- ۱۰۲
۴-۳-۲ مهار اتصالات ---------- ۱۰۲
۴-۴ اجزاء غیرسازه‌ای معماری ---------- ۱۰۳
۴-۴-۱ کلیات ---------- ۱۰۳
۴-۴-۲ نیرو و تغییر مکان ---------- ۱۰۳
۴-۴-۳ خمش خارج از صفحه ---------- ۱۰۳
۴-۴-۴ اجزاء دیوار غیرسازه‌ای خارجی و اتصالات آن ---------- ۱۰۶
۴-۴-۵ دیوار غیرسازه ای داخلی ---------- ۱۰۶
۴-۴-۶ نمای خارجی ---------- ۱۰۶
۴-۴-۷ نما و دیواره شیشه‌ای ---------- ۱۰۷
۴-۴-۸ سقف کاذب ---------- ۱۰۸
۴-۴-۹ جان پناه ---------- ۱۰۸
۴-۴-۱۰ اتاقک‌های سبک پشت بام ---------- ۱۰۸
۴-۴-۱۱ شیب‌راه و پله خروج اضطراری ---------- ۱۰۸
۴-۴-۱۲ کف دسترسی ---------- ۱۰۹
۴-۵ اجزاء غیرسازه‌ای مکانیکی و برقی ---------- ۱۰۹
۴-۵-۱ کلیات ---------- ۱۰۹
۴-۵-۱-۱ تائیدیه لرزه‌ای ---------- ۱۱۰
۴-۵-۱-۲ الزامات تائیدیه ویژه ---------- ۱۱۰
۴-۵-۱-۳ اثرات خسارت غیرمستقیم (تبعی): ---------- ۱۱۱
۴-۵-۲ اجزاء مکانیکی ---------- ۱۱۵
۴-۵-۲-۱ اجزاء سیستم تهویه مطبوع ---------- ۱۱۶
۴-۵-۲-۲ خطوط توزیع: انواع سیستم کانال هوا و تهویه ---------- ۱۱۶
۴-۵-۲-۳ خطوط توزیع: سیستم‌های لوله‌کشی و لوله گذاری ---------- ۱۱۷
۴-۵-۲-۴ سیستم لوله کشی آبفشان خودکار مقابله با حریق ---------- ۱۱۹

۴-۵-۲-۵ بویلرها و مخازن تحت فشار ---------- ۱۲۰
۴-۵-۲-۶ ضوابط طراحی آسانسور و پله متحرک ---------- ۱۲۰
۴-۵-۳ اجزاء و تاسیسات برقی ---------- ۱۲۱
۴-۵-۳-۱ خطوط توزیع: لوله /غلاف، سینی کابل، و داکت‌های عبور برق ---------- ۱۲۲
۴-۵-۳-۲ پانل‌های خورشیدی روی بام ---------- ۱۲۳
۴-۵-۴ خطوط توزیع: قاب میله‌ای آویز نگهدارنده چند سیستم مختلف ---------- ۱۲۳
۴-۵-۵ خطوط ارائه خدمات ---------- ۱۲۳
۴-۵-۶ سایر اجزاء مکانیکی و برقی ---------- ۱۲۳
۴-۵-۷ تکیه‌گاه‌ها و سازه‌های تکیه‌گاهی ---------- ۱۲۴
۴-۵-۷-۱ تکیه گاه ---------- ۱۲۴
۴-۵-۷-۲ سازه‌های تکیه‌گاهی و سکوهای تجهیزات ---------- ۱۲۵
فصل پنجم ---------- ۱۲۷
ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های غیرساختمانی ---------- ۱۲۷
۵-۱ کلیات ---------- ۱۲۷
۵-۱-۳ دستورالعمل‌های خاص ---------- ۱۲۸
۵-۲ کلیات ضوابط بارگذاری و تحلیل ---------- ۱۲۸
۵-۲-۱ روش تحلیل ---------- ۱۲۸
۵-۲-۲ ضریب اهمیت ---------- ۱۲۹
۵-۲-۳ زمان تناوب طبیعی اصلی سازه‌ها ---------- ۱۲۹
۵-۲-۴ طیف‌های طراحی ---------- ۱۲۹
۵-۲-۵ وزن موثر لرزه‌ای (W) ---------- ۱۳۰
۵-۲-۶ مقادیر حداقل نیروی زلزله ---------- ۱۳۰
۵-۲-۷ توزیع نیروی زلزله در ارتفاع ---------- ۱۳۱
۵-۲-۸ پیچش ---------- ۱۳۱
۵-۲-۹ ترکیبات بارگذاری ---------- ۱۳۲
۵-۲-۱۰ حساسیت به حرکات قائم زمین ---------- ۱۳۲
۵-۲-۱۱ راستای نیروی زلزله ---------- ۱۳۳
۵-۲-۱۲ تغییر مکان‌های جانبی نسبی ---------- ۱۳۳
۵-۲-۱۳ اثرات P-Δ ---------- ۱۳۴
۵-۲-۱۴ الزامات خاص ---------- ۱۳۴
۵-۲-۱۵ مهارها ---------- ۱۳۴

۵-۲-۱۶ وضعیت ساختگاه ---------- ۱۳۵
۵-۳ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها ---------- ۱۳۵
۵-۳-۲ محدودیت ارتفاع و ضرایب رفتار، اضافه مقاومت و بزرگنمایی ---------- ۱۳۵
۵-۳-۳ سازه‌های خاص ---------- ۱۳۵
۵-۳-۳-۱ سازه‌های تکیه‌گاهی لوله‌ها (پایپ رک‌ها) ---------- ۱۳۵
۵-۳-۳-۲ برج‌های سازه‌ای تکیه‌گاه مخازن و ظروف (بونکرها) ---------- ۱۳۶
۵-۳-۳-۳ قاب‌های صنعتی (سوله‌ها) ---------- ۱۳۶
۵-۴ ضوابط عمومی برای سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه با ساختمان‌ها ---------- ۱۳۸
۵-۴-۱ دیوارهای نگهبان خاک ---------- ۱۳۸
۵-۴-۲ دودکش‌ها ---------- ۱۳۸
۵-۴-۳ سیستم‌های پشتیبان نگهداری سیالات ---------- ۱۳۹
۵-۴-۴ دیوارها و نرده‌های طره‌ای متکی بر زمین (دیوارهای محوطه) ---------- ۱۳۹
۵-۴-۵ مخازن و ظروف هوائی حاوی سیالات ---------- ۱۴۰
۵-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها متکی بر زمین ---------- ۱۴۲
۵-۵-۴ سکوی بتنی ---------- ۱۴۲
۵-۶ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها متکی بر سازه‌های دیگر ---------- ۱۴۵
۵-۶-۱ سازه غیرساختمانی با وزنی کمتر از ۲۰٪ وزن کل ---------- ۱۴۵
۵-۶-۲ سازه غیرساختمانی با وزنی مساوی یا بیشتر از ۲۰٪ وزن کل ---------- ۱۴۵
فصل ششم ---------- ۱۴۷
الزامات ژئوتکنیکی ---------- ۱۴۷
۶-۱ کلیات ---------- ۱۴۷
۶-۲ شناسائی‌های ژئوتکنیکی زمین ---------- ۱۴۷
۶-۲-۱ مراحل شناسایی ژئوتکنیکی ---------- ۱۴۷
۶-۲-۲ مطالعات ژئوتکنیکی تکمیلی ---------- ۱۴۸
۶-۳ ناپایداری‌های زمین ناشی از زلزله ---------- ۱۴۸
۶-۳-۱ روانگرایی ---------- ۱۴۸
۶-۳-۱-۱ زمین‌های مستعد روانگرایی ---------- ۱۴۹
۶-۳-۱-۲ ارزیابی وقوع روانگرایی ---------- ۱۵۰
۶-۳-۱-۳ تعیین پتانسیل بروز اثرات سطحی ناشی از وقوع روانگرایی درزمین‌های مسطح -- ۱۵۲

۶-۳-۱-۴ گسترش جانبی ---------- ۱۵۲
۶-۳-۱-۵ روش‌های کاهش خطرهای ناشی از روانگرایی و گسترش جانبی ---------- ۱۵۳
۶-۳-۲ ناپایداری شیروانی‌ها ---------- ۱۵۴
۶-۳-۲-۱ ملاحظات کلی وعوامل ناپایداری شیروانی‌ها ---------- ۱۵۴
۶-۳-۲-۲ روش‌های ارزیابی پایداری لرزه‌ای شیروانی‌ها ---------- ۱۵۵
۶-۳-۲-۳ مقاوم سازی شیروانی‌ها ---------- ۱۵۷
۶-۳-۳ فرونشست و فروچاله ---------- ۱۵۷
۶-۳-۳-۱ آثار و پیامدهای فرونشست و فرو چاله ناشی از زلزله ---------- ۱۵۷
۶-۳-۳-۲ بررسی پتانسیل فرو نشست و فروچاله و شناسایی حفرات زیرسطحی ---------- ۱۵۸
۶-۳-۴ گسلش ---------- ۱۵۸
۶-۴ تاثیر شرایط ساختگاهی بر مشخصات زلزله طراحی ---------- ۱۶۱
۶-۴-۱ تاثیر لایه‌های رسوبی سطحی ---------- ۱۶۱
۶-۴-۲ تاثیر توپوگرافی سطحی ---------- ۱۶۱
۶-۴-۲-۱ بزرگ‌نمایی ناشی از توپوگرافی سطحی ---------- ۱۶۲
۶-۴-۳ تاثیر توپوگرافی عمقی (سنگ بستر) یا دره پنهان ---------- ۱۶۳
۶-۴-۴ اثرات ناشی از وجود فضاهای زیرزمینی ---------- ۱۶۴
۶-۵ طراحی لرزه‌ای پی ساختمان‌ها ---------- ۱۶۴
۶-۵-۱ طراحی لرزه‌ای پی‌های سطحی ---------- ۱۶۴
۶-۵-۲ طراحی لرزه‌ای پی‌های عمیق ساختمان‌ها ---------- ۱۶۷
۶-۵-۲-۱ کلیات ---------- ۱۶۷
۶-۵-۲-۲ کلاهک شمع و تیرهای ارتباطی مابین شمع‌ها ---------- ۱۶۸
۶-۵-۲-۳ گیردار کردن شمع به کلاهک شمع ---------- ۱۶۹
۶-۵-۲-۴ اندرکنش شمع - خاک ---------- ۱۷۰
۶-۵-۲-۵ اثر گروه شمع ---------- ۱۷۰
۶-۵-۲-۶ اثر روانگرایی ---------- ۱۷۰
۶-۵-۲-۷ اثر گسترش جانبی ---------- ۱۷۱
۶-۵-۲-۸ ملاحظات مدلسازی و طراحی ---------- ۱۷۱
۶-۵-۲-۹ معیارهای تحلیل خطی پی‌های عمیق در سیستم اندرکنش خاک-شمع-کلاهک-سازه ---------- ۱۷۲
۶-۵-۲-۱۰ معیارهای تحلیل غیرخطی پی‌های عمیق در سیستم اندرکنش خاک-شمع-کلاهک-سازه ---------- ۱۷۲

۶-۵-۲-۱۱ جزئیات اجرای لرزه‌ای شمع---۱۷۲
۶-۶ طراحی لرزه‌ای دیوار های نگهبان خاک ---۱۷۳
۶-۶-۱ الزامات کلی---۱۷۳
۶-۶-۲ معیارها و مبانی تحلیل و طراحی ---۱۷۳
۶-۶-۳ معیارهای تحلیل و طراحی دیوارهای نگهبان مجزا از سازه ساختمان ---۱۷۴
۶-۶-۴ معیارهای تحلیل و طراحی دیوار نگهبان متصل به سازه ساختمان---۱۷۵
۶-۶-۴-۱ معیارهای تحلیل و طراحی دیوارهای نگهبان پایین‌تر از تراز پایه ---۱۷۵
۶-۶-۴-۲ محاسبه بارهای وارد بر دیوارهای نگهبان متصل به ساختمان در بالای تراز پایه و با ارتفاع حداکثر ۲۰ متر ---۱۷۵
۶-۶-۵ محاسبه بارهای وارد بر دیوارهای نگهبان متصل به ساختمان در بالای تراز پایه و با ارتفاع بیشتر از ۲۰ متر ---۱۷۶
۶-۶-۶ محاسبه بارهای وارد بر دیوارهای نگهبان ساختمان در زمین‌های شیبدار یا حالت‌های خاص ---۱۷۷
۶-۶-۷ ضرایب عکس‌العمل خطی و غیرخطی خاک پشت دیوارها در جهت افقی ---۱۷۷
۶-۶-۸ فشار آب وارد بر دیوار نگهبان ساختمان در شرایط استاتیکی و زلزله ---۱۷۷
۶-۷ طراحی لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی شهری ---۱۷۸
۶-۸ اندرکنش لرزه‌ای خاک و سازه ---۱۷۸
فصل هفتم ---۱۷۹
ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های دارای سامانه جداساز و میراگر ---۱۷۹
۷-۱ کلیات ---۱۷۹
۷-۱-۱ ملاحظات طراحی، کنترل کیفیت و بازرسی ---۱۸۰
۷-۱-۲ معیارهای حرکت زمین---۱۸۱
۷-۱-۳ مشخصه‌های سامانه‌های جداساز و میراگر---۱۸۲
۷-۱-۳-۱ اجزاء سامانه‌ها و مشخصه‌های اسمی آنها---۱۸۲
۷-۱-۳-۲ محدوده تغییرمشخصه‌های اجزاء سامانه‌های جداساز و میراگر ---۱۸۲
۷-۱-۳-۳ ضرایب اصلاح مشخصه‌ها---۱۸۳
۷-۱-۳-۴ مدل‌های رفتاری کرانه‌های بالا و پایین سامانه‌های جداساز و میراگرها ---۱۸۴
۷-۱-۴ کنترل طراحی سامانه‌های جداساز و میراگر ---۱۸۴
۷-۲ ضوابط طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های دارای جداساز ---۱۸۵
۷-۲-۱ سامانه جداساز ---۱۸۵
۷-۲-۲ سیستم سازه‌ای ---۱۸۶

۷-۲-۳ اثرات بار لرزه‌ای و ترکیب بارها ---------- ۱۸۶
۷-۲-۴ مشخصه‌های سامانه جداساز در تغییر مکان حداکثر DM ---------- ۱۸۷
۷-۲-۵ انتخاب روش تحلیل ---------- ۱۸۸
۷-۲-۵-۱ شرایط استفاده از روش استاتیکی معادل ---------- ۱۸۸
۷-۲-۵-۲ شرایط استفاده از روش تحلیل دینامیکی طیفی ---------- ۱۸۹
۷-۲-۵-۳ شرایط استفاده از روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی ---------- ۱۸۹
۷-۲-۶ روش تحلیل استاتیکی معادل ---------- ۱۸۹
۷-۲-۶-۱ تغییر مکان حداکثر DM ---------- ۱۹۰
۷-۲-۶-۲ دوره تناوب موثر در تغییر مکان حداکثر DM ---------- ۱۹۰
۷-۲-۶-۳ تغییر مکان حداکثر کل DTM ---------- ۱۹۱
۷-۲-۶-۴ نیروهای جانبی برای طراحی سازه ---------- ۱۹۱
۷-۲-۶-۵ توزیع بار لرزه‌ای در ارتفاع ساختمان ---------- ۱۹۳
۷-۲-۶-۶ تغییر مکان نسبی مجاز طبقات ---------- ۱۹۳
۷-۲-۷ روش‌های تحلیل دینامیکی ---------- ۱۹۴
۷-۲-۷-۱ مدل‌سازی ---------- ۱۹۴
۷-۲-۷-۲ روش تحلیل دینامیکی طیفی ---------- ۱۹۵
۷-۲-۷-۳ روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی ---------- ۱۹۵
۷-۲-۷-۴ حداقل تغییر مکان‌ها و نیروهای جانبی ---------- ۱۹۶
۷-۳ ضوابط طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های دارای سامانه میراگر ---------- ۱۹۷
۷-۳-۱ سیستم باربر لرزه‌ای ---------- ۱۹۷
۷-۳-۲ سامانه میراگر ---------- ۱۹۸
۷-۳-۳ انتخاب روش تحلیل ---------- ۱۹۹
۷-۳-۳-۱ شرایط استفاده از روش تحلیل طیفی ---------- ۱۹۹
۷-۳-۳-۲ شرایط استفاده از روش استاتیکی معادل ---------- ۱۹۹
۷-۳-۳-۳ نامعینی در سامانه میراگر ---------- ۲۰۰
۷-۳-۴ روش تاریخچه زمانی غیرخطی ---------- ۲۰۰
۷-۳-۴-۱ پارامترهای پاسخ ---------- ۲۰۱
۷-۳-۴-۲ شرایط بارگذاری لرزه‌ای و معیارهای پذیرش ---------- ۲۰۱
۷-۳-۵ روش تحلیل طیفی ---------- ۲۰۲
۷-۳-۵-۱ مدلسازی ---------- ۲۰۲
۷-۳-۵-۲ سیستم باربر لرزه‌ای ---------- ۲۰۳

۷-۳-۵-۳ سامانه میراگر ---- ۲۰۴
۷-۳-۶ روش استاتیکی معادل ---- ۲۰۶
۷-۳-۶-۱ مدل‌سازی ---- ۲۰۶
۷-۳-۶-۲ سیستم باربر لرزه‌ای ---- ۲۰۷
۷-۳-۶-۳ سامانه میراگر ---- ۲۰۹
۷-۳-۶-۴ اصلاح پاسخ سازه با وجود سامانه میراگر ---- ۲۱۱
۷-۳-۶-۵ اِعمال شبه استاتیکی نیروهای ناشی از میراگرها و معیارهای پذیرش در روش‌های استاتیکی معادل و طیفی ---- ۲۱۴
پیوست (۱) ---- ۲۲۱
نقشه‌های شتاب طیفی ---- ۲۲۱
پ۱-۱ کلیات ---- ۲۲۱
پ۱-۲ مقایر شتاب طیفی در زمان تناوب ۰/۲ ثانیه (S_S) ---- ۲۲۱
پ۱-۳ مقایر شتاب طیفی در زمان تناوب ۱ ثانیه (S_1) ---- ۲۲۶
پیوست (۲) ---- ۲۳۳
روشهای تحلیل غیرخطی و ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها ---- ۲۳۳
پ۲-۱ کلیات ---- ۲۳۳
پ۲-۲ دامنه کاربرد ---- ۲۳۳
پ۲-۳ سطوح خطر ---- ۲۳۳
پ۲-۴ سطوح عملکردی ---- ۲۳۴
پ۲-۵ اهداف عملکردی ---- ۲۳۴
پ۲-۶ ترکیب‌های بارگذاری ---- ۲۳۵
پ۲-۷ مشخصات غیرخطی اعضای سازه ---- ۲۳۵
پ۲-۸ تحلیل استاتیکی غیرخطی ---- ۲۳۷
پ۲-۸-۱ ضوابط کلی ---- ۲۳۷
پ۲-۸-۲ توزیع بار جانبی ---- ۲۳۹
پ۲-۸-۳ منحنی ظرفیت ---- ۲۳۹
پ۲-۸-۴ زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان ---- ۲۴۰
پ۲-۸-۵ تغییر مکان هدف ---- ۲۴۰
پ۲-۸-۶ اثرات پیچش ---- ۲۴۲
پ۲-۹ تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی ---- ۲۴۳

پ۲-۹-۱ ضوابط کلی ---- ۲۴۳
پ۲-۹-۲ شتاب‌نگاشت‌ها ---- ۲۴۴
پ۲-۹-۲-۱ انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها ---- ۲۴۴
پ۲-۹-۲-۲ مقیاس نمودن شتاب‌نگاشت‌ها ---- ۲۴۴
پ۲-۹-۳ اعمال شتاب‌نگاشت‌ها به مدل سازه‌ای ---- ۲۴۴
پ۲-۹-۴ پیچش ---- ۲۴۵
پ۲-۹-۵ میرایی ---- ۲۴۵
پ۲-۹-۶ بازتاب‌های غیرقابل پذیرش ---- ۲۴۶
پ۲-۹-۷ پارامترهای بازتاب سازه ---- ۲۴۶
پ۲-۱۰ معیارهای پذیرش در تحلیل‌های غیرخطی ---- ۲۴۷
پیوست (۳) ---- ۲۵۱
دیافراگم‌ها ---- ۲۵۱
پ۳-۱ کلیات ---- ۲۵۱
پ۳-۲ انواع دیافراگم‌ها از نظر جنس، هندسه و سیستم ساختمانی ---- ۲۵۲
پ۳-۳ انواع دیافراگم‌ها از نظر صلبیت و انعطاف‌پذیری ---- ۲۵۴
پ۳-۴ نیروهای ایجادشده در دیافراگم‌ها تحت بارهای وارده ---- ۲۵۶
پ۳-۴-۱ ترکیب نیروهای دیافراگم و نیروهای انتقالی ---- ۲۵۷
پ۳-۵ روش جایگزین برای طراحی دیافراگم‌ها ---- ۲۵۸
پ۳-۵-۱ نیروهای انتقالی در دیافراگم ---- ۲۶۱
پ۳-۶ تحلیل دیافراگم‌ها ---- ۲۶۱
پ۳-۶-۱ روش‌های تحلیل ---- ۲۶۱
پ۳-۶-۱-۱ روش اجزاء محدود ---- ۲۶۲
پ۳-۶-۱-۲ روش تیر معادل ---- ۲۶۲
پ۳-۶-۱-۳ روش خرپایی (بست و بند) ---- ۲۶۳
پ۳-۶-۲ نکاتی در مورد تحلیل دیافراگم‌ها و اجزاء آن ---- ۲۶۳
پ۳-۷ نکاتی در مورد طراحی دیافراگم‌ها و اجزاء آن ---- ۲۶۴
پیوست (۴) ---- ۲۶۷
اندرکنش خاک و سازه ---- ۲۶۷
پ۴-۱ کلیات ---- ۲۶۷
پ۴-۲ ضوابط تحلیل ---- ۲۷۱

پ۴-۳ تعیین ضریب ارتجاعی برشی موثر خاک---------- ۲۷۲
پ۴-۳-۱ اثر وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان---------- ۲۷۲
پ۴-۳-۲ اثر کرنش‌های بزرگ خاک ---------- ۲۷۴
پ۴-۳-۳ مدول برشی مؤثر ---------- ۲۷۴
پ۴-۴ سختی پی سطحی ---------- ۲۷۵
پ۴-۴-۱ کنترل صلبیت سازهٔ پی منفرد یا گسترده---------- ۲۷۵
پ۴-۴-۲ کنترل صلبیت سازهٔ پی نواری---------- ۲۷۶
پ۴-۴-۳ ضریب سختی فنر در تحلیل‌های خطی ---------- ۲۷۶
پ۴-۴-۳-۱ سازهٔ پی نسبت به خاک صلب است (روش مجزا) ---------- ۲۷۷
پ۴-۴-۳-۲ سازهٔ پی نسبت به خاک صلب است (روش توأم) ---------- ۲۷۹
پ۴-۴-۳-۳ سازهٔ پی نسبت به خاک انعطاف پذیر است---------- ۲۷۹
پ۴-۴-۴ ضریب سختی فنر در تحلیل‌های غیرخطی---------- ۲۸۰
پ۴-۵ سختی پی عمیق---------- ۲۸۱
پ۴-۶ زمان تناوب مؤثر ---------- ۲۸۱
پ۴-۷ نسبت میرایی مؤثر ---------- ۲۸۲
پ۴-۸ ضرایب میرایی میراگرها در محل پی---------- ۲۸۵
پ۴-۹ اصلاح طیف طرح ---------- ۲۸۶
پیوست (۵) ---------- ۲۸۹
اثر میانقاب در تحلیل و طراحی سازه‌های ساختمانی ---------- ۲۸۹
پ۵-۱ کلیات---------- ۲۸۹
پ۵-۲ شرایط ساختمان برای استفاده از میانقاب ---------- ۲۸۹
پ۵-۳ شرایط میانقاب ---------- ۲۹۰
پ۵-۴ تحلیل سازهٔ دارای میانقاب---------- ۲۹۰
پ۵-۴-۱ پارامترهای لرزه‌ای ---------- ۲۹۱
پ۵-۴-۲ کنترل تغییر مکان جانبی ---------- ۲۹۱
پ۵-۵ سختی درون‌صفحه میانقاب مصالح بنایی---------- ۲۹۱
پ۵-۶ کنترل مقاومت درون‌صفحهٔ میانقاب و قاب پیرامونی آن ---------- ۲۹۳
پ۵-۶-۱ کنترل مقاومت میانقاب ---------- ۲۹۴
پ۵-۶-۲ کنترل مقاومت ستون‌های مجاور میانقاب ---------- ۲۹۴
پ۵-۶-۳ کنترل مقاومت تیرهای مجاور دهانهٔ میانقاب---------- ۲۹۵

پ۵-۶-۴ کنترل ظرفیت اتصالات ---------- ۲۹۶
پ۵-۷ کنترل مقاومت خارج از صفحه میانقاب ---------- ۲۹۶
پ۵-۸ میانقاب دارای بازشو ---------- ۲۹۷
پ۵-۹ انواع دیگر میانقاب‌های مشمول این پیوست ---------- ۲۹۷
پ۵-۹-۱ میانقاب مصالح بنایی دارای لایهٔ بتن پاششی (شاتکریت) ---------- ۲۹۷
پ۵-۹-۲ سایر میانقاب‌ها ---------- ۲۹۸
پ۵-۱۰ کنترل کیفیت اجرای میانقاب‌ها ---------- ۲۹۸
پیوست (۶) ---------- ۳۰۱
طراحی لرزه‌ای اجزاء غیرسازه‌ای معماری ---------- ۳۰۱
پ ۶-۱ کلیات ---------- ۳۰۱
پ ۶-۲ انواع اجزاء غیرسازه‌ای معماری ---------- ۳۰۱
پ ۶-۳ بارها و اثرات ناشی از زلزله ---------- ۳۰۱
پ ۶-۴ نحوه جداسازی لرزه‌ای ---------- ۳۰۲
پ ۶-۵ دیوارهای خارجی ---------- ۳۰۳
پ ۶-۶ دیوارهای داخلی (تیغه‌ها) ---------- ۳۰۴
پ ۶-۷ الزامات اجرایی ---------- ۳۰۴
پ۶-۷-۱ دیوارهای پانلی ---------- ۳۰۵
پ۶-۷-۲ دیوارهای ساخته شده از مقاطع فولادی سردنورد ---------- ۳۰۶
پ۶-۷-۳ دیوارهای بلوکی ---------- ۳۰۶
پ۶-۷-۴ مسلح‌کردن دیوار با شبکه الیاف ---------- ۳۱۰
پ۶-۷-۵ جلوگیری از آسیب به سازه‌های بتنی درحین اجرای اتصالات مهار دیوارها ---------- ۳۱۱
پ۶-۸ جان‌پناه‌ها ---------- ۳۱۲
پ ۶-۹ نما ---------- ۳۱۲
پ ۶-۱۰ سقف کاذب ---------- ۳۱۳
پ ۶-۱۱ راه‌پله‌ها ---------- ۳۱۴
پیوست (۷) ---------- ۳۱۷
آثار P-Δ ---------- ۳۱۷
پ۷-۱ کلیات ---------- ۳۱۷
پ۷-۲ روش تقریبی مبتنی بر تکرار ---------- ۳۱۸
پ۷-۳ ملاحظات ضرایب بارهای ثقلی برای در نظر گرفتن آثار P-Δ ---------- ۳۲۰

پیوست (۸) ---------- ۳۲۳
زمان تناوب اصلی نوسان سازه‌های غیرساختمانی ---------- ۳۲۳
پ۸-۱ کلیات---------- ۳۲۳
پ۸-۲ زمان تناوب اصلی نوسان جرم متمرکز واقع در انتهای طره لاغر: ---------- ۳۲۵
پ۸-۳ زمان تناوب اصلی نوسان دودکش‌ها ---------- ۳۲۵
پ۸-۴ زمان تناوب اصلی نوسان سازه طره‌ای با مجموعه جرم‌های متمرکز در طول آن - ۳۲۷
پ۸-۵ زمان تناوب اصلی نوسان قاب خمشی یک و دو درجه آزادی ---------- ۳۲۷
پیوست (۹) ----------۳۲۹
الزامات ژئوتکنیکی ----------۳۲۹
پ۹-۱ روانگرایی ---------- ۳۲۹
پ۹-۱-۱ تعیین استعداد روانگرایی----------۳۲۹
پ۹-۱-۲ نحوه اصلاح تعداد ضربات نفوذ استاندارد، مقاومت نوک مخروط وسرعت موج برشی اندازه گیری شده در محل----------۳۳۰
پ۹-۱-۳ محاسبه نسبت تنش برشی تناوبی(CSR) ناشی از زلزله ----------۳۳۱
پ۹-۱-۴ محاسبه نسبت مقاومت تناوبی خاک برای زلزله‌های با بزرگای ۷٫۵ ($CRR_{7.5}$) ------۳۳۱
پ۹-۱-۵ تصحیح CRR برای سایر عوامل ----------۳۳۴
پ۹-۱-۶ تعیین پتانسیل بروز اثرات سطحی ناشی از وقوع روانگرایی در زمین‌های مسطح -----۳۳۵
پ۹-۱-۷ نشست ناشی از روانگرایی ----------۳۳۵
پ۹-۱-۷-۱ مقدمه----------۳۳۵
پ۹-۱-۷-۲ محاسبه کرنش حجمی برای تعیین نشست ناشی از روانگرایی ----------۳۳۶
پ۹-۱-۸ گسترش جانبی----------۳۳۶
پ۹-۱-۸-۱ نیروهای جانبی ناشی از گسترش جانبی وارد بر پی عمیق----------۳۳۶
پ۹-۱-۹ روش‌های کاهش خطرهای ناشی از روانگرایی و گسترش جانبی ----------۳۳۸
پ۹-۱-۹-۱ تمهیدات سازه‌ای ----------۳۳۸
پ۹-۱-۹-۲ تمهیدات ژئوتکنیکی ----------۳۳۹
پ۹-۱-۹-۳ تغییر محل ساختگاه ----------۳۳۹
پ۹-۲ پایداری شیروانیها ----------۳۴۰
پ۹-۳ پی‌های عمیق - جزئیات فنی و اجرایی شمع، کلاهک و تیرهای اتصالی----------۳۴۱
پ۹-۳-۱ فاصله حداقل مابین شمع‌ها ----------۳۴۱
پ۹-۳-۲ اتصال بین شمع و کلاهک ----------۳۴۱
پ۹-۳-۳ قطر طراحی شمع‌ها ----------۳۴۲

پ۹-۳-۴ آرایش استاندارد میلگردهای اصلی---------- ۳۴۳
پ۹-۴ فشار جانبی لرزه‌ای خاک پشت دیوار نگهبان ---------- ۳۴۳
پ۹-۴-۱ محاسبه ضریب لرزه‌ای فشار خاک---------- ۳۴۳
پ۹-۴-۲ محاسبه فشار هیدرو استاتیکی و فشار هیدرودینامیکی ---------- ۳۴۵
پ۹-۴-۳ محاسبه فشار محرک لرزه‌ای خاک همگن غیر چسبنده وارد بر دیوار نگهبان -------- ۳۴۵
پ۹-۴-۴ محاسبه فشار مقاوم لرزه‌ای خاک همگن وارد بر دیوار نگهبان ---------- ۳۴۶
پ۹-۴-۵ محاسبه فشارهای محرک و مقاوم خاک در دیوارهای با عرض محدود خاکریزی ----- ۳۴۷
پ۹-۴-۶ فشار خاک پشت دیوار نگهبان با لایه بندی‌های مختلف ---------- ۳۴۷
پ۹-۴-۷ ملاحظات مدلسازی و طراحی بر مبنای اندرکنش خاک و دیوار نگهبان متصل به اسکلت سازه ---------- ۳۴۸
پ۹-۴-۷-۱ معیارهای تحلیل خطی دیوارهای سازه نگهبان در سیستم اندرکنش خاک-دیوار-پی-سازه ---------- ۳۴۸
پ۹-۴-۷-۲ معیارهای تحلیل غیرخطی دیوارهای سازه نگهبان در سیستم اندرکنش خاک-دیوار-پی-سازه ---------- ۳۴۹
پیوست (۱۰) ---------- ۳۵۱
دستورالعمل انجام آزمایش‌های مورد نیاز برای کنترل عملکرد جداسازها و میراگرها ---- ۳۵۱
پ۱۰-۱ کلیات ---------- ۳۵۱
پ۱۰-۲ آزمایش‌های مربوط به جداسازهای لرزه‌ای ---------- ۳۵۱
پ۱۰-۲-۱ آزمایش‌های مربوط به کنترل مشخصات ---------- ۳۵۱
پ۱۰-۲-۲ آزمایش نمونه‌های معرف(Prototype)---------- ۳۵۲
پ۱۰-۲-۳ ترتیب انجام آزمایش‌ها ---------- ۳۵۲
پ۱۰-۲-۴ آزمایش‌های دینامیکی---------- ۳۵۳
پ۱۰-۲-۵ اثر بارگذاری در جهات متعامد ---------- ۳۵۴
پ۱۰-۲-۶ مقدار بار قائم در آزمایش ---------- ۳۵۴
پ۱۰-۲-۷ سامانه مهار نیروی باد ---------- ۳۵۵
پ۱۰-۲-۸ آزمایش جداسازهای مشابه ---------- ۳۵۵
پ۱۰-۲-۹ تعیین مشخصه‌های نیرو-تغییرشکل ---------- ۳۵۶
پ۱۰-۲-۱۰ کفایت نمونه آزمایشی ---------- ۳۵۷
پ۱۰-۲-۱۱ آزمایش‌های محصول(Production)---------- ۳۵۸
پ۱۰-۳ آزمایش‌های مربوط به میراگرها ---------- ۳۵۸
پ۱۰-۳-۱ آزمایش نمونه‌های معرف ---------- ۳۵۹

پ۱۰-۳-۲ ترتیب آزمایش‌ها ---------- ۳۵۹
پ۱۰-۳-۳ آزمایش تجهیزات مشابه ---------- ۳۶۱
پ۱۰-۳-۴ تعیین مشخصه های نیرو-سرعت-تغییر مکان ---------- ۳۶۱
پ۱۰-۳-۵ کفایت عملکرد میراگر ---------- ۳۶۲
پ۱۰-۳-۵-۱ میراگر وابسته به تغییر مکان ---------- ۳۶۲
پ۱۰-۳-۵-۲ میراگر وابسته به سرعت ---------- ۳۶۳
پ۱۰-۳-۶ آزمایش محصول ---------- ۳۶۴
پیوست (۱۱) ---------- ۳۶۵
افزایش تاب‌آوری لرزه‌ای ساختمان ---------- ۳۶۵
پ۱۱-۱ کلیات ---------- ۳۶۵
پ۱۱-۲ تعاریف ---------- ۳۶۶
پ۱۱-۳ روش‌های افزایش تاب‌آوری لرزه‌ای ساختمان ---------- ۳۶۶
پ۱۱-۳-۱ ضوابط سختگیرانه‌تر طراحی ---------- ۳۶۶
پ۱۱-۳-۲ طراحی پیامد-مبنا با مدیریت ریسک و هزینه چرخه عمر ---------- ۳۶۷
پ۱۱-۳-۳ سیستم‌های سازه‌ای تعمیرپذیر لرزه‌ای ---------- ۳۶۸
پ۱۱-۴ اجزاء غیرسازه‌ای ساختمان ---------- ۳۶۸

تعاریف

فصل دوم

تحلیل خطر تعیینی (تعیُّنی یا قطعی) زلزله: Deterministic Seismic Hazard Analysis

فرآیندی است که طی آن پارامترهای لرزه‌ای رویدادی منتخب (با بزرگا و فاصله مشخص) حاصل از تفکیک خطر لرزه‌ای در ساختگاه با توجه به نوع زمین ساختگاه تعیین می‌شود.

تحلیل خطی معادل: Equivalent Linear Analysis

روش تقریبی مبتنی بر معادل سازی رفتار غیرخطی خاک با رفتار خطی، برای در نظرگرفتن اثرات آبرفت بر روی مقدار جنبش زمین اعمال شده در سنگ بستر

تفکیک خطر لرزه‌ای: Seismic Hazard Disaggregation

فرآیند محاسبهٔ درصد مشارکت رویدادهای ممکن چشمه‌های لرزه‌زای منطقه در احتمال فراگذشت پارامتر پاسخ لرزه‌ای در یک ساختگاه معین.

راستای بیشینه پاسخ (یا راستای بیشینه بارگذاری): Maximum Response or Loading Direction

راستایی که در آن بیشترین میزان پاسخ نوسانگر یک درجه آزادی تحت تحریک افقی زمین‌لرزه رخ می‌دهد. بدیهی است که این راستا در حالت عمومی، برای هر مقدار از زمان تناوب این نوسانگر متفاوت است.

روابط تخمین جنبش زمین (رابطه‌ی کاهندگی): Ground Motion Model

مدل ریاضی سازگار با خصوصیات لرزه‌ای منطقه که مقادیر پارامترهای جنبش قوی زمین را بصورت تابعی از نوع گسلش، فاصلهٔ چشمهٔ لرزه‌زا تا ساختگاه، بزرگا، جنس زمین ساختگاه و سایر عوامل موثر به صورت مقدار متوسط و پراکندگی پیرامون آن ارائه می‌نماید.

زلزله بیشینه مورد نظر: Maximum Considered Earthquake

شدیدترین سطح جنبش زمین مورد استفاده در این آیین‌نامه که احتمال رخداد آن در طول عمر سازه بسیار اندک است. عموماً دوره بازگشت این سطح جنبش حدود ۲۴۷۵ سال است.

طیف خطر یکنواخت: Uniform Hazard Spectra

طیفی است که مقادیر جنبش آن با هر زمان تناوب سازه، دارای احتمال فراگذشت یکسان در مدت زمان معین باشد.

گروه طراحی لرزه‌ای: Seismic Design Category (SDC)

گروه‌بندی که بر اساس لرزه‌خیزی محل، نوع زمین ساختگاه و اهمیت ساختمان، به سازه اطلاق می‌شود.

گسل فعال: Active Fault

گسلی است که در دوره هولوسن (از حدود ۱۰ هزار سال قبل تا کنون)، زلزله‌ای بر روی آن رخ داده باشد یا گسلی که در نیمهٔ دوم کواترنری (تقریبا ۱ میلیون سال پیش تا کنون) فعالیت لرزه‌ای داشته و نرخ لغزش آن بیش از ۱ میلیمتر در سال است.

فصل سوم

آثار $\mathbf{P-\Delta}$: P-Delta Effects

آثار ثانویه بر روی تلاش‌های موجود در اعضای سازه‌ای و نیز تغییر مکان‌های جانبی طبقات، ناشی از بارهای قائم، که به علت تغییر مکان جانبی نسبی در عضو ایجاد می‌شود.

اتصال خورجینی: Khorjini Connection

نوعی اتصال تیر به ستون است که در آن تیرها از طرفین 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.

ارتفاع ساختمان: Building Height

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

نیروهای زلزله: Seismic Forces

نیروهای تعیین شده در این آیین‌نامه، که جهت طراحی سازه و اجزاء آن مورد استفاده قرار می‌گیرند.

برش پایه: Base Shear

مجموع نیروهای جانبی زلزلهٔ ایجاد شده در ساختمان، در تراز پایه.

برش طبقه: Story Shear

مجموع نیروی جانبی زلزله در تراز طبقه مورد نظر و طبقات بالاتر از آن.

تراز پایه: Base

ترازی است که فرض می‌شود در هنگام زلزله، حرکات افقی زمین، در آن تراز به سازه منتقل می‌گردد.

تغییر مکان جانبی نسبی طبقه: Story Drift

اختلاف تغییر مکان جانبی کل تراز سقف طبقه نسبت به تراز کف تحتانی آن.

تغییر مکان جانبی کل: Total Lateral Displacement

تغییر مکان جانبی افقی تراز یک کف نسبت به موقعیت اولیه آن.

جمع‌کننده: Collector

عضوی از دیافراگم است که با نیروهای برشی وارد بر دیافراگم هم راستا بوده و این نیروها را جمع نموده و به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای منتقل کرده و یا آنها را در دیافراگم پخش می‌نماید.

چشمه اتصال: Panel Zone

ناحیه‌ای از جان یا جان‌های ستون، محصور بین بال‌های ستون و ورق‌های پیوستگی یا امتداد ورق‌های بال تیر یا امتداد ورق‌های روسری و زیرسری، در گرهٔ اتصال گیردار تیر به ستون در قاب‌های خمشی فولادی.

دیافراگم: Diaphragm

کف‌ها، بام‌ها یا سیستم‌های مهاربندی در کف که نیروی جانبی زلزله را با عملکرد داخل صفحهٔ خود به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای منتقل می‌کنند. دیافراگم‌ها ممکن است به‌صورت افقی یا شیبدار باشند.

دیوار باربر ثقلی: Bearing Wall

- **فولادی:** دیواری که علاوه بر وزن خود، بارهای قائم به مقدار ۱٫۵ کیلونیوتن بر متر یا بیشتر را تحمل می‌کند.
- **بتنی و بنایی:** دیواری که علاوه بر وزن خود، بارهای قائم به مقدار ۳ کیلونیوتن بر متر یا بیشتر را تحمل می‌کند.

دیوار غیرباربر ثقلی: Nonbearing Wall

دیوار فولادی، بتنی یا بنایی که دارای شرایط دیوار باربر ثقلی نباشد.

دیوار برشی: Shear Wall

دیواری که نیروهای جانبی زلزله را با عملکرد داخل صفحهٔ خود تحمل می‌کند. این دیوار ممکن است باربر یا غیرباربر ثقلی باشد.

دیوار سازه‌ای: Structural Wall

دیواری که دارای شرایط دیوار باربر ثقلی، دیوار برشی یا هر دوی آنها باشد.

سختی طبقه: Story Stiffness

نسبت برش طبقه به تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی آن طبقه، تحت اثر نیروهای جانبی وارد بر ساختمان.

سیستم سازه‌ای: Structural System

سیستمی که در آن، برخی یا تمامی اعضای سازه‌ای، وظیفه تأمین سختی و مقاومت در برابر بارهای وارد بر ساختمان را بر عهده دارند.

سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله : Seismic Force-Resisting System

بخش‌هایی از سیستم سازه‌ای که وظیفهٔ تأمین مقاومت و سختی در برابر نیروهای جانبی زلزله را بر عهده دارند. در این آیین‌نامه، این سیستم، به اختصار، سیستم مقاوم لرزه‌ای نامیده می‌شود.

سیستم دیوارهای باربر: Bearing Wall System

نوعی سیستم مقاوم لرزه‌ای مطابق با بند ۳-۴-۱-۱.

سیستم قاب ساختمانی: Building Frame System

نوعی سیستم مقاوم لرزه‌ای مطابق با بند ۳-۴-۱-۲.

سیستم قاب خمشی: Moment Frame System

نوعی سیستم مقاوم لرزه‌ای مطابق با بند ۳-۴-۱-۳.

سیستم دوگانه یا ترکیبی: Dual System

نوعی سیستم مقاوم لرزه‌ای مطابق با بند ۳-۴-۱-۴.

سیستم ستون کنسولی: Cantilevered Column System

نوعی سیستم مقاوم لرزه‌ای مطابق با بند ۳-۴-۱-۵.

شکل‌پذیری: Ductility

خصوصیتی از سازه است که به‌موجب آن، اعضا در تمام یا قسمتی از طول خود، بدون کاهش قابل ملاحظه‌ای در مقاومت، قادر به تحمل تغییرشکل‌های غیر ارتجاعی هستند.

طبقه: Story

بخشی از یک سازه که بین دو کف متوالی قرار دارد.

طبقه نرم: Soft Story

مطابق تعریف مندرج در بند ۳-۳-۲-ث.

طبقه خیلی نرم: Extreme Soft Story

مطابق تعریف مندرج در بند ۳-۳-۲-ث.

طبقه ضعیف: Weak Story

مطابق تعریف مندرج در بند ۳-۳-۲-ت.

طبقه خیلی ضعیف: Extreme Weak Story

مطابق تعریف مندرج در بند ۳-۳-۲-ت.

عضو لبه دیافراگم: Diaphragm Chord

ناحیه مرزی یک دیافراگم، عمود بر بار جانبی وارده که فرض می‌شود تنش‌های نرمال ناشی از خمش داخل صفحه دیافراگم را تحمل می‌کند.

عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای: Vertical Seismic Force-Resisting Elements

مجموعه‌ای از اعضا و اجزاء که بخشی از یک سیستم سازه‌ای قائم را،که وظیفهٔ تأمین سختی و مقاومت در برابر نیروهای زلزله را بر عهده دارد، تشکیل می‌دهند.

قاب خمشی: Moment Frame

قابی که در آن اتصالات تیر به ستون، گیردار (پیوسته) است. در مواردی که این قاب، بخشی از سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان محسوب می‌گردد، اعضا و اتصالات باید قادر به تحمل آثار ناشی از نیروهای زلزله از طریق خمش ایجاد شده در اعضا در امتداد طول آنها باشند.

قاب فضایی: Space Frame

سیستم سازه‌ای سه‌بعدی، متشکل از اعضای متصل به یکدیگر، بدون دیوارهای باربر ثقلی، که قادر به تحمل بارهای قائم است. در این سیستم، اتصال تیرها به ستون‌ها ممکن است بسته به شرایط، مفصلی یا گیردار باشد. در صورتی‌که اتصالات بصورت گیردار باشند و

قاب، برای تحمل نیروهای زلزله طراحی شده باشد (با رعایت کلیه ضوابط و الزامات مربوطه) می‌توان آن را به‌عنوان قاب مقاوم لرزه‌ای در نظر گرفت.

قاب مهاربندی‌شده فولادی: Steel Braced Frame

قابی است به شکل خرپای قائم از نوع همگرا یا واگرا که به‌منظور تأمین مقاومت در برابر نیروهای جانبی زلزله در سیستم قاب ساختمانی و سیستم دوگانه مورد استفاده قرار می‌گیرد.

قاب مهاربندی‌شده همگرا: Concentrically Braced Frame

قاب مهاربندی‌شده‌ای است که در آن، امتداد اعضای مورب، از محل تقاطع تیرها و ستون‌ها می‌گذرد یا در محلی بر روی محور تیر، همگرا می‌شوند.

قاب مهاربندی‌شده واگرا: Eccentrically Braced Frame

قاب مهاربندی‌شده‌ای است که در آن حداقل یکی از دو انتهای عضو مورب، دارای فاصله‌ای از محل تقاطع تیر با ستون یا انتهای عضو مورب دیگر است.

گروه طراحی لرزه‌ای: Seismic Design Category (SDC)

گروه‌بندی که بر اساس لرزه‌خیزی محل، نوع زمین ساختگاه و اهمیت ساختمان، به سازه اطلاق می‌شود.

مرکز جرم طبقه: Story Center of Mass

در تراز هر طبقه، مرکز جرم، محل برآیند نیروهای وزن تمامی اعضا و اجزاء سازه‌ای و غیرسازه‌ای آن طبقه است.

مرکز سختی طبقه: Story Center of Rigidity

در یک طبقه، مرکز سختی نقطه‌ای است که چنانچه نیرویی جانبی به آن نقطه وارد شود، در آن طبقه صرفاً تغییرشکل انتقالی ایجاد شده و پیچشی در آن طبقه به وجود نیاید.

مقاومت جانبی طبقه: Story Lateral Strength

مجموع مقاومت افقی تمامی اعضای مقاوم لرزه‌ای طبقه که برش طبقه موردنظر را تحمل می‌کنند.

نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طبقه: Story Drift Ratio

تغییر مکان جانبی نسبی طبقه تقسیم بر ارتفاع طبقه.

نیروهای انتقالی دیافراگم: Diaphragm Transfer Forces

نیروهای به وجود آمده در دیافراگم، ناشی از انتقال نیروهای زلزله عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای در بالای دیافراگم، به سایر عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای در زیر دیافراگم، که به دلیل جابجایی محل عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای یا به دلیل تغییر سختی جانبی نسبی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای، ایجاد شده‌اند.

فصل هفتم

تراز کف:

اولین تراز سازه جداسازی شده در بالای لایه جداساز

تغییر مکان حداکثر(D_M):

بیشترین تغییر مکان جانبی سامانه جداساز (بدون در نظر گرفتن تغییر مکان اضافی ناشی از اثر پیچش) که برای طراحی آن مورد نیاز است. این تغییر مکان با استفاده از مشخصه‌های رفتاری کران بالا و پایین سامانه جداساز به صورت جداگانه محاسبه می‌شود.

تغییر مکان حداکثر کل(D_{TM}):

بیشترین تغییر مکان جانبی با در نظر گرفتن تغییر مکان جانبی ناشی از اثر پیچش (ذاتی و تصادفی) که برای بررسی پایداری سامانه جداساز یا اجزاء آن، تعیین درز انقطاع بین ساختمان‌ها و همچنین در انجام آزمایش بار قائم بر روی نمونه‌های اولیه جداسازها به کار گرفته می‌شود. تغییر مکان حداکثر کل باید بصورت جداگانه با استفاده از مشخصه‌های رفتاری کران بالا و حد پایین محاسبه شود.

دستگاه جداساز یا جداساز:

عضوی انعطاف پذیر در امتداد افقی ولی سخت در امتداد قائم از سامانه جداساز است که ظرفیت تحمل تغییرشکل‌های جانبی بزرگ تحت اثر زلزله طرح را دارا می‌باشد. هر جداساز

می‌تواند هم به عنوان بخشی از سیستم باربر ثقلی ساختمان و یا اضافه بر آن در نظر گرفته شود.

دستگاه میراگر یا میراگر:

یک جزء سازه‌ای انعطاف‌پذیر از سامانه میراگر که تحت حرکت نسبی دو انتهای خود انرژی را مستهلک می‌کند. یک دستگاه میراگر شامل تمام مفاصل، پیچ‌ها، ورق‌های اتصال و قطعات دیگری است که برای اتصال آن به اجزاء دیگر سازه مورد نیاز می‌باشد. میراگرها به‌عنوان وسایل وابسته به تغییر مکان و یا وابسته به سرعت و یا ترکیبی از هر دو طبقه‌بندی می‌شوند که به صورتی خطی یا غیرخطی عمل می‌کنند.

روسازه:

اعضای سازهٔ جداسازی شده و اجزاء غیرسازه‌ای یا بخش‌هایی از آنها که در لایه جداساز یا بالاتر از آن قرار دارند.

زوال چرخه‌ای (Scragging)**:**

کاهش سختی محصولات لاستیکی از جمله جداسازها، ناشی از بارگذاری چرخه‌ای که بخشی از آن با گذشت زمان بازیابی می‌شود.

زیرسازه:

مجموعه‌ای از عناصر سازه‌ای که در زیر لایه جداساز قرار گرفته و به صورت صلب با زمین حرکت می‌کنند.

سامانه جداساز:

مجموعه‌ای از اعضای سازه‌ای است که شامل تمامی جداسازها، اعضای انتقال دهندهٔ نیروها به اجزاء سامانه جداساز و اتصالات موجود برای انتقال این نیروها به دیگر اعضای سازه‌ای می‌باشد. سامانه جداساز همچنین شامل سامانه مهار اثر باد، تجهیزات مستهلک کننده انرژی و سامانه مهار جانبی خواهد بود (شکل ۷-۱).

سامانه مهار اثر باد:

مجموعه‌ای از اجزاء سازه‌ای که تغییر مکان جانبی سازه جداسازی شده را در برابر بار باد محدود می‌سازد. سامانه مهار اثر باد می‌تواند از اجزاء داخلی دستگاه جداساز بوده و یا جزء جداگانه‌ای باشد.

سامانه مهار جانبی:

مجموعه عناصر سازه‌ای که تغییر مکان جانبی سازه جداسازی شده را تحت اثر زلزله بیشینه مورد نظر (MCE) محدود می‌کند.

سامانه میراگر:

مجموعه‌ای از اجزاء سازه‌ای که شامل میراگرها، اجزاء سازه‌ای یا مهاربندهای مورد نیاز برای انتقال نیرو از میراگرها به پی سازه و اجزاء سازه‌ای مورد نیاز برای انتقال نیرو از میراگرها به سیستم مقاوم لرزه‌ای می‌شود (شکل ۷-۲).

سختی موثر:

نسبت نیروی جانبی در سامانه جداساز به تغییر مکان جانبی متناظر با آن.

لایه جداساز:

محدوده ما بین سازه جداسازی شده در تراز کف با قسمت زیرین سازه که به صورت صلب با زمین حرکت می‌کند (شکل ۷-۱).

میراگر وابسته به جابجایی یا سرعت :

پاسخ نیرویی یک دستگاه میراگر وابسته به جابجایی اصولاً تابعی از جابجایی نسبی میان دو انتهای آن بوده و بطور عمده مستقل از سرعت نسبی بین دو انتهای آن یا فرکانس تحریک می‌باشد. میراگر وابسته به سرعت اصولاً تابعی از سرعت نسبی دو انتهای آن است و می‌تواند تابعی از جابجائی نسبی آنها نیز باشد.

فصل اول

کلیات

۱-۱ هدف

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

۱- ساختمان‌های با "اهمیت کم" تحت اثر زلزله طرح فرو نریزند.

۲- ساختمان‌های با "اهمیت متوسط" تحت اثر زلزله طرح، ایمنی جانی ساکنان را تامین نمایند و تحت اثر زلزله بیشینه مورد نظر، احتمال فروریزش آنها کم باشد.

۳- ساختمان‌های با "اهمیت زیاد" تحت اثر زلزله طرح، علاوه بر تامین ایمنی جانی ساکنان، آسیب عمده سازه‌ای و غیرسازه‌ای نبینند و تحت اثر زلزله بیشینه مورد نظر، احتمال فروریزش آنها بسیار کم باشد.

۴- ساختمان‌های با "اهمیت خیلی زیاد"، تحت اثر زلزله طرح، قابلیت بهره‌برداری خود را حفظ نمایند و تحت اثر زلزله بیشینه مورد نظر، ایمنی جانی ساکنان را تامین نموده و احتمال فروریزش آنها ناچیز باشد.

۵- ساختمان‌های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد و نیز کلیه ساختمان‌های بلندتر از ۵۰ متر و یا بیشتر از ۱۵ طبقه تحت اثر زلزله بهره‌برداری، قابلیت بهره‌برداری خود را حفظ نمایند.

۱-۲ زلزله‌های مبنای طراحی

زلزله‌های مبنای طراحی در این آیین‌نامه به شرح زیر می‌باشند:

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

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

۱-۳ حدود کاربرد

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

۱-۳-۲ ساختمان‌های بنائی کلافدار

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

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

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

۱-۴ گروه‌بندی ساختمان‌ها برحسب اهمیت

ساختمان‌ها بر حسب نوع کاربری و میزان آسیب‌رسانی ناشی از خرابی آنها به چهار گروه اهمیت تقسیم می‌شوند:

گروه ۱- ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد»

این گروه شامل دو دسته زیر است:

الف- ساختمان‌های ضروری:

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

ب-ساختمان‌های خطرزا:

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

گروه ۲- ساختمان‌های «با اهمیت زیاد»

این گروه شامل سه دسته زیر است:

الف- ساختمان‌هایی که خرابی آنها موجب تلفات زیاد می‌شود، مانند مدارس، مساجد، استادیوم‌ها، سینما و تئاترها، سالن‌های اجتماعات، فروشگاه‌های بزرگ، ترمینال‌های مسافری، ساختمان‌های با ارتفاع بیش از ۵۰ متر یا تعداد طبقات بیش از ۱۵ طبقه از تراز پایه و یا هر فضای سرپوشیده یکپارچه‌ای که محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر در زیر یک سقف باشد.

ب- ساختمان‌هایی که خرابی آنها سبب از دست رفتن ثروت ملی می‌گردد، مانند موزه‌ها، کتابخانه‌ها، و به‌طور کلی مراکزی که در آنها اسناد و مدارک ملی و یا آثار پر ارزش دیگری نگهداری می‌شود.

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

گروه ۳- ساختمان‌های «با اهمیت متوسط»

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

گروه ۴- ساختمان‌های «با اهمیت کم»

این گروه شامل دو دسته زیر است:

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

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

۱-۴-۱ ضریب اهمیت ساختمان

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

جدول ۱-۱ ضریب اهمیت ساختمان

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

۱-۵ گروه‌های طراحی لرزه‌ای

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

۱-۶ ملاحظات معماری

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

۱-۷ سایر موارد

۱-۷-۱ در مواردیکه مقررات ملی ساختمان بر منظور کردن مشخصات لرزه‌ای مصالح در تحلیل و طراحی سازه‌ها تصریح داشته باشد، ملاحظات مذکور باید در استفاده از این آیین‌نامه مد نظر قرار گیرد. همچنین رعایت سایر ضوابط مقررات ملی ساختمان که در این آیین‌نامه به آن اشاره نشده، الزامی است.

۱-۷-۲ در مواردیکه این آیین‌نامه به آنها اشاره نکرده است، استفاده از ضوابط آیین‌نامه‌های معتبر جهانی به شرطی مجاز است که قبلا به تائید کمیته اجرایی این آیین‌نامه رسیده باشد.

فصل دوم

حرکت زمین

۲-۱ تعریف

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

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

۲-۲ مقادیر شتاب طیفی زلزله بیشینه مورد نظر S_S و S_1

مقادیر شتاب طیفی زلزله بیشینه مورد نظر با میرایی ۵٪ بر روی سنگ بستر، در زمان تناوب ۰٫۲ و یک ثانیه (S_S و S_1) از نقشه‌های شتاب طیفی تعیین می‌شود.

نقشه مقادیر شتاب‌های طیفی بر حسب شتاب ثقل، در شکل‌های پیوست (۱) این آیین‌نامه برای S_S و S_1 نشان داده شده است. همچنین مقادیر شتاب‌های طیفی لرزه‌ای مناطق مختلف، در پایگاه اختصاصی آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) در مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی (BHRC) به نشانی http://www.std2800.ir قابل دریافت می‌باشد[۱].

---

[۱] این پایگاه پس از انتشار رسمی ویرایش پنجم آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله و اخذ مجوزهای لازم در دسترس قرار خواهد گرفت. تا پیش از آن، نقشه‌های شتاب طیفی به صورت فایل در پایگاه مذکور ارائه خواهد شد.

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

مقادیر شتاب طیفی زلزله بیشینه مورد نظر با میرایی ۵٪ روی زمین ساختگاه در زمان تناوب کوتاه (S_{MS}) و در زمان تناوب یک ثانیه (S_{M1}) ، با استفاده از مقادیر شتاب طیفی بند ۲-۲ که روی بستر سنگی برآورد شده، به کمک روابط (۲-۱-الف) و (۲-۱-ب) بدست می‌آیند.

$$S_{MS} = F_s S_s \qquad \text{(۲-۱-الف)}$$

$$S_{M1} = F_1 S_1 \qquad \text{(۲-۱-ب)}$$

در این روابط:

S_S = شتاب طیفی (بر حسب شتاب ثقل) زلزله بیشینه مورد نظر با میرایی ۵٪ بر روی سنگ بستر در زمان تناوب‌های کوتاه و S_1 = شتاب طیفی (بر حسب شتاب ثقل) زلزله بیشینه مورد نظر با میرایی ۵٪ بر روی سنگ بستر برای زمان تناوب یک ثانیه هستند که مطابق با بند ۲-۲ تعیین می‌شوند.

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

جدول ۲-۱ ضریب تاثیر نوع ساختگاه در بازهٔ زمان تناوب کوتاه (F_s)

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

* برای مقادیر میانی S_S از درون‌یابی خطی استفاده شود.

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

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

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

* برای مقادیر میانی S_1 از درون‌یابی خطی استفاده شود.

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

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

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

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

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

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

* برای مقادیر میانی PGA از درون‌یابی خطی استفاده شود.

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

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

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

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

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

۲-۵ طیف طرح استاندارد، S_a

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

$$S_a = S_{DS}\left(0.4 + 0.6\frac{T}{T_o}\right) \qquad 0 \le T < T_o \qquad \text{(۲-۳-الف)}$$

$$S_a = S_{DS} \qquad T_o \le T \le T_S \qquad \text{(۲-۳-ب)}$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \qquad T_L \ge T > T_S \qquad \text{(۲-۳-پ)}$$

$$S_a = S_{D1}\left(\frac{T_L}{T^2}\right) \qquad T > T_L \qquad \text{(۲-۳-ت)}$$

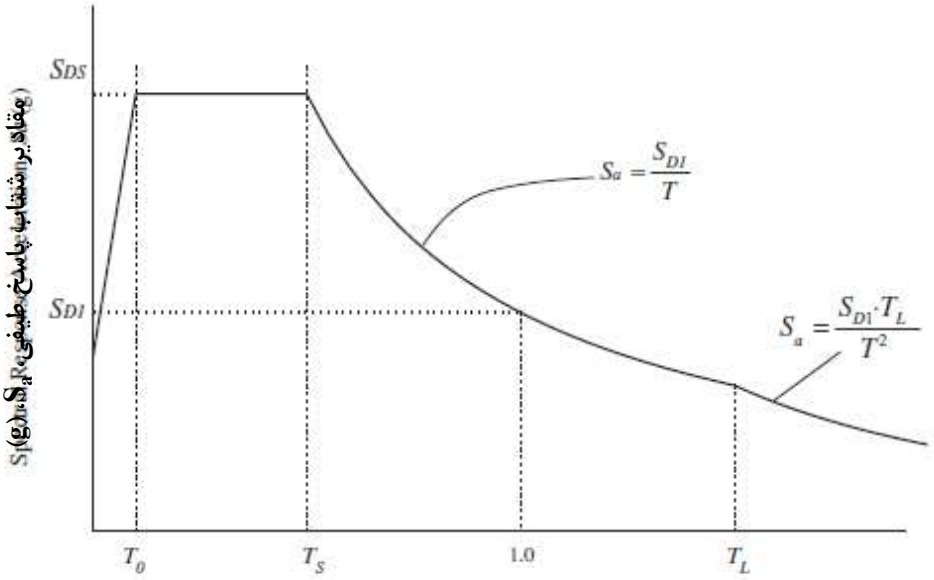
در این روابط:

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

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

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

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



شکل ۲-۱ طیف طرح استاندارد

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

در صورت لزوم طیف زلزله بیشینه مورد نظر، ۱٫۵ برابر طیف طرح این آیین‌نامه اختیار شود.

۲-۵-۲ طیف طرح قائم استاندارد

در صورت نیاز به طیف طرح قائم جنبش زمین و در غیاب مطالعات ویژه ساختگاه، طیف طرح قائم بر اساس روابط (۲-۴) تا (۲-۸) قابل محاسبه است:

- برای زمان تناوب‌های قائم (T_v) کمتر یا مساوی ۰٫۰۲۵ ثانیه:

$$S_{av} = 0.65\ C_v \left(\frac{S_a}{F_{md}}\right) \qquad (۲-۴)$$

- برای زمان تناوب‌های قائم (T_v) بزرگتر از ۰٫۰۲۵ ثانیه و برابر یا کوچکتر از ۰٫۰۵ ثانیه:

$$S_{av} = 16\ C_v \left(\frac{S_a}{F_{md}}\right)(T_v - 0.025) + 0.65\ C_v \left(\frac{S_a}{F_{md}}\right) \qquad (۲-۵)$$

- برای زمان تناوب‌های قائم (T_v) بزرگتر از ۰٫۰۵ ثانیه و برابر یا کوچکتر از ۰٫۱ ثانیه:

$$S_{av} = 1.05\, C_v \left(\frac{S_a}{F_{md}}\right) \qquad (۶-۲)$$

- برای زمان تناوب‌های قائم (T_v) بزرگتر از ۰/۱ ثانیه و برابر یا کوچکتر از ۲/۰ ثانیه:

$$S_{av} = 1.05\, C_v \left(\frac{S_a}{F_{md}}\right)\left(\frac{0.1}{T_v}\right)^{0.5} \qquad (۷-۲)$$

مقدار S_{av} نباید کمتر از $0.5(\frac{S_a}{F_{md}})$ باشد.

- برای زمان تناوب‌های قائم (T_v) بزرگتر از ۲/۰ ثانیه:

$$S_{av} = 0.5 \left(\frac{S_a}{F_{md}}\right) \qquad (۸-۲)$$

در روابط فوق:

C_v: ضریب اثرات ساختگاه، بر اساس شتاب طیفی زلزله بیشینه مورد نظر در زمان تناوب کوتاه (S_{MS}) با توجه به جدول (۲-۴) و بر حسب نوع زمین محاسبه می‌شود. برای مقادیری که به صورت مستقیم در جدول ارائه نشده است، از درون‌یابی خطی استفاده می‌شود.

T_v: زمان تناوب ارتعاش قائم

F_{md}: ضریب تبدیل میانگین هندسی مختصه طیفی به مقدار جهت حداکثر

جدول۲-۴ مقادیر ضریب قائم C_v بر حسب نوع زمین

S_{MS} (بر حسب شتاب ثقل)	I	II	III	IV	V
۲/۰≥	۱/۱	۱/۳	۱/۴	۱/۵	۱/۴
۱/۰=	۱/۰	۱/۱	۱/۲	۱/۳	۱/۲
۰/۶=	۰/۹۵	۱/۰	۱/۰۵	۱/۱	۱/۰۵
۰/۳=	۰/۸	۰/۸	۰/۸۵	۰/۹	۰/۸۵
۰/۲≤	۰/۷	۰/۷	۰/۷	۰/۷	۰/۷

با توجه به مقدار زمان تناوب ارتعاش قائم، ضریب F_{md} بر اساس روابط (۲-۹) تا (۲-۱۱) محاسبه می‌شود:

$$T_v \le 0.2\ s \quad \rightarrow \quad F_{md} = 1.0 \qquad (۹-۲)$$

$$0.2 < T_v \le 1.0\ s \quad \rightarrow \quad F_{md} = (1.0 + 0.375\,(T_v - 0.2)) \qquad (۱۰-۲)$$

$$1.0 < T_v \le 10\ s \quad \rightarrow \quad F_{md} = (1.3) \qquad (۱۱-۲)$$

تبصره ۱: به جای استفاده از روند فوق‌الذکر، محاسبه S_{av} بر اساس مطالعه ویژه ساختگاه مجاز است، اما مقدار محاسبه شده نباید از ۸۰٪ مقدار S_{av} تعیین شده بر اساس روابط (۲-۴) تا (۲-۸) کمتر باشد.

تبصره ۲: در صورت نیاز، طیف قائم زلزله بیشینه مورد نظر نیز ۱٫۵ برابر طیف طرح قائم اختیار شود.

۲-۶ طبقه‌بندی نوع زمین

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

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

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

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

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

C_u: مقاومت برشی زهکشی‌نشده در خاک‌های چسبنده اشباع

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

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

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} (d_i / v_{si})} \qquad (۱۲-۲)$$

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

جدول ۲-۵ طبقه‌بندی نوع زمین

نوع زمین	توصیف لایه‌بندی زمین	پارامترها		
		$\overline{v}_s$ (m/s)	$\overline{N}_{1(60)}$	$\overline{C}_u$ (kPa)
I	**سنگ و شبه سنگ**، با حداکثر ۵ متر مصالح ضعیف‌تر تا تراز پایه	>۷۵۰	-	-
II	**خاک خیلی متراکم یا سنگ سست**، شامل شن و ماسه خیلی متراکم، رس بسیار سخت	۳۷۵-۷۵۰	>۵۰	>۲۵۰
III	**خاک متراکم یا نسبتا متراکم**، شامل شن و ماسه متراکم تا نسبتا متراکم یا رس سخت	۱۷۵-۳۷۵	۱۵-۵۰	۷۰-۲۵۰
IV	**خاک متوسط تا نرم**، شامل خاک غیرچسبنده با تراکم متوسط تا سست، یا خاک چسبنده سفت تا نرم	*۱۰۰-۱۷۵	<۱۵	۲۰-۷۰
V	پروفیل خاک متشکل از لایه‌های آبرفتی با سرعت موج برشی $\overline{v}_s$ در محدوده خاک‌های گروه III و IV و ضخامت بین ۵ متر تا ۲۰ متر، بر روی لایه سخت با سرعت موج برشی بزرگتر از ۷۵۰ متر بر ثانیه با حداقل ۳ برابر میانگین سرعت موج برشی لایه فوقانی	---	---	---
VI	نهشته‌های متشکل از حداقل ۱۰ متر خاک‌های رسی همراه با لای نرم و دارای اندیس خمیری بیش از ۴۰ و رطوبت زیاد	<*۱۰۰	-	*۱۰-۲۰

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

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

۲-۶-۴ درکلیه ساختگاه‌ها چنانچه عواملی وجود داشته باشد که منجر به ناپایداری زمین گردد (مانند نهشته‌های متشکل از خاک‌های قابل روانگرایی، رس‌های حساس و هر پروفیل

خاک دیگری که در طبقه‌بندی‌های نوع زمین I تا VI جدول (۲-۵) قرار نگیرد) لازم است کنترل‌های مطرح شده در فصل الزامات ژئوتکنیکی مد نظر قرار گیرد و در صورت لزوم طیف ویژه ساختگاه تهیه شود.

۲-۷ گروه طراحی لرزه‌ای

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

جدول ۲-۶ گروه‌بندی طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها

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

۲-۸ طیف ویژه ساختگاه

طیف ویژه ساختگاه با بررسی مشخصات زلزله‌های منطقه و با توجه به ویژگی‌های زمین‌شناسی، تکتونیکی، زلزله‌شناختی، میزان خطرپذیری و مشخصات خاک در لایه‌های مختلف ساختگاه و با به‌کارگیری نسبت میرائی ۵٪ تعیین می‌گردد. نتایج این بررسی‌ها، شامل مستندات مرتبط با لرزه زمین‌ساخت و نرخ لغزش گسل‌ها، کاتالوگ لرزه‌ای، انتخاب روابط تخمین جنبش زمین (افقی و قائم)، تفکیک خطر لرزه‌ای و انتخاب شتاب‌نگاشت‌های مناسب برای تحلیل پاسخ ساختگاه و تحلیل تاریخچه‌زمانی سازه، مدل آبرفت و روش تحلیل آن، تحلیل حساسیت و درخت منطق بکار رفته و سایر موارد مرتبط باید در قالب یک گزارش فنیِ "قابل ارزیابی و داوری مستقل" ارائه شود.

در صورتی‌که نوع ساختمان و سطح زلزله مورد نظر نسبت میرائی متفاوتی را ایجاب کند، می‌توان آن را مبنای تهیه طیف قرار داد.

طیف قائم درصورت نیاز بایستی با استفاده از روابط تخمین مولفه قائم جنبش زمین یا تبدیل طیف افقی با ضرایب مناسب با بکارگیری نتایج تفکیک خطر لرزه‌ای افقی، تهیه شود.

در چهارچوب تحلیل خطر احتمالاتی، طیف ویژه ساختگاه به دو روش زیر قابل حصول است:

الف- استفاده مستقیم از روابط تخمین جنبش زمین (روابط کاهندگی) در سطح زمین با ترکیب مدل‌های مناسب لرزه‌خیزی.

ب- استفاده از روابط تخمین جنبش زمین در سنگ بستر با بکارگیری مدل‌های مناسب لرزه‌خیزی و تحلیل پاسخ ساختگاه (برای تبدیل حرکت سنگ بستر به سطح زمین).

در ساختگاه‌های واقع برخاک نوع IV تا VI و ساختگاه‌هائی که مطابق بند ۲-۶-۴، مطالعات ویژه ساختگاه الزامی است، برای ساخت طیف طرح تنها استفاده از روش دوم مجاز است.

طیف پاسخ بدست آمده از روابط مرسوم تخمین جنبش زمین که بر مبنای میانگین هندسی دو مولفه افقی است، با استفاده از ضرایب زیر به راستای بیشینه بارگذاری تبدیل می‌شود.

این ضریب برای تبدیل راستا در زمان تناوب‌های یک ثانیه و بیشتر برابر ۱٫۳ و در زمان تناوبهای کوتاه (۰٫۲ ثانیه و کمتر) برابر ۱٫۰ فرض می‌شود. در صورت نیاز به انجام تحلیل پاسخ ساختگاه (روش ب)، این ضرایب باید در طیف سنگ بستر اعمال شود. برای مقادیر بین این دو زمان تناوب، از درون یابی خطی استفاده شود.

در صورت انجام تحلیل ویژه ساختگاه، طیف زلزله بیشینه مورد نظر (S_{aM})، با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال (احتمال فراگذشت ۲ درصد در پنجاه سال) محاسبه می‌شود. کران بالای این طیف نیز مقادیر طیف تعیینی است. طیف طرح ویژه ساختگاه، دو سوم طیف زلزله بیشینه مورد نظر است ($S_a = \frac{2}{3} S_{aM}$).

مقدار طیف تعیینی برابر صدک هشتاد و چهارم (میانگین به اضافه یک انحراف معیار) شدیدترین زلزله تعیینی مورد نظر (با استفاده از روابط تخمین جنبش زمین بکار رفته در تحلیل احتمالاتی) در جهت بیشینه بارگذاری (با استفاده از ضرایب تغییر راستای ذکر

شده در تحلیل خطر احتمالاتی) است. در صورت لزوم، اثرات حوزه نزدیک گسل در این محاسبه باید لحاظ شده، پوش دو حالت فوق (طیف در جهت بیشینه پاسخ و طیف با اعمال اثرات حوزه نزدیک) مد نظر قرار گیرد. زلزله تعیینی مد نظر برای تمامی گسل‌های شناخته شده با حداقل ۱۰٪ مشارکت نسبی در خطر لرزه‌ای ساختگاه محاسبه می‌شود. میانگین بزرگای حاصل از تفکیک خطرِ لرزه‌ای در دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال، برای هر گسل مبنای محاسبه است.

اگر بزرگترین مقدار پاسخ طیفی (قله طیف) حاصل از زمین لرزه تعیینی (بر حسب شتاب ثقل) کمتر از $۱/۵F_s$ باشد،لازم است همه مقادیر طیفی آن در ضریبی یکسان به نحوی مقیاس شود که مقدار این بزرگترین پاسخ برابر $۱/۵F_s$ شود. برای زمین‌های نوع I تا III و V، مقدار F_s از جدول (۲-۱) با فرض مقدار $S_s = ۱/۵$ تعیین می‌شود. برای زمین نوع IV، F_s برابر ۱/۰ فرض می‌شود.

تبصره: در صورتی که بزرگترین مقدار پاسخ طیفی (قله طیف) حاصل از تحلیل خطر احتمالاتی در دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال کمتر از $۱/۲F_s$ (بر حسب شتاب ثقل) باشد، به محاسبه جنبش حاصل از زمین‌لرزه تعیینی نیاز نیست. برای زمین‌های نوع I تا III و V، مقدار F_s از جدول (۲-۱) با فرض مقدار $S_s = ۱/۵$ تعیین می‌شود. برای زمین نوع IV، F_s برابر ۱/۰ فرض می‌شود.

۲-۸-۱ موارد ضرورت تهیه طیف ویژه ساختگاه

طیف طرح ویژه ساختگاه (مولفه افقی و قائم) را می‌توان در کلیه ساختمان‌ها به‌کاربرد، ولی استفاده از مولفه افقی آن در موارد زیر الزامی است:

۱) برای ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد» واقع در حوزه نزدیک گسل، طبق تعریف بند ۲-۸-۴؛

۲) ساختگاه‌هایی که مطابق بند ۲-۶-۴ مطالعات ویژه ساختگاه برای آنها الزامی است؛

۳) در مورد ساختمان‌هایی که طبق بند ۳-۸ مشمول استفاده از روش تحلیل دینامیکی می‌شوند و در آنها یکی از شرایط زیر موجود است:

الف- ساختمان‌های 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 تا III جدول (۲-۵)، ساخته می‌شوند؛
پ- ساختمان‌های بلندتر از ۵۰ متر که بر روی زمین‌های غیر از نوع I تا III جدول (۲-۵)، ساخته می‌شوند؛
ت- ساختمان‌های بلندتر از ۵۰ متر که بر روی زمین‌های نوع II و III جدول (۲-۵)، با ضخامت لایه خاک بیش از ۶۰ متر ساخته می‌شوند.

۲-۸-۲ حد پایین طیف ویژه ساختگاه

مقادیر طیف طرح ویژه ساختگاه (مولفه افقی و قائم) در هیچ زمان تناوبی، نباید کمتر از ۸۰ درصد مقادیر نظیر طیف طرح استاندارد باشد. همچنین مقادیر طیف زلزله بیشینه مورد نظر در صورت نیاز، نباید کمتر از ۸۰ درصد مقادیر نظیر طیف زلزله بیشینه مورد نظر (بند ۲-۵-۱) در نظر گرفته شود. در این مقایسه باید از ضرایب زیر استفاده شود:
الف) در زمین‌های نوع I و II، F_s و F_1 با استفاده از جداول (۲-۱) و (۲-۲) تعیین شود.
ب) در زمین‌های نوع III و IV، F_s از جدول (۲-۱) تعیین و F_1 برابر ۲٫۵ فرض شود.
پ) در زمین نوع IV، F_s برای مقادیر $S_S < 1.0$ از جدول (۲-۱) تعیین و برای مقادیر $S_S \geq 1.0$ برابر ۱٫۰ و F_1 برابر ۴٫۰ فرض شود.
ت) برای ساختگاه‌های با زمین نوع VI، باید از مقادیر زمین نوع IV استفاده شود.

۲-۸-۳ مقادیر شتاب طیفی درصورت استفاده از طیف ویژه ساختگاه

در صورت نیاز، شتاب طیف طرح ویژه ساختگاه در زمان تناوب کوتاه (S_{DS})، برابر ۹۰ درصد بیشترین مقدار شتاب طیف ویژه بین زمان تناوب ۰٫۲ تا ۵٫۰ ثانیه بدست می‌آید. همچنین، شتاب طیف طرح ویژه ساختگاه در زمان تناوب یک ثانیه (S_{D1}) برابر بزرگترین مقدار نظیر شتاب طیف ویژه در زمان تناوب یک ثانیه و مجموعهٔ حاصلضرب‌هایِ $\{0.9T.S_a\}$ در دامنه زمان تناوب ۱ تا ۵ ثانیه برای ساختگاه‌های با $\bar{v}_S \leq 450 \frac{m}{s}$ و دامنه زمان تناوب ۱ تا ۲ ثانیه برای ساختگاه‌های با $\bar{v}_S > 450 \frac{m}{s}$ در نظر گرفته می‌شود.
همچنین، S_{MS} و S_{M1} مقادیر شتاب طیفی، نظیر زلزلهٔ بیشینه مورد نظر، به ترتیب در زمان تناوب کوتاه و یک ثانیه در سطح زمین، ۱٫۵ برابر مقادیر نظیر طراحی است.

مقدار S_1 گزارش شده در پیوست (۱) این آیین‌نامه، برای بررسی رابطه (۳-۵) فصل سوم، رابطه (۵-۲) فصل پنجم و ضابطه بند ۳-۱۲-۴ فصل سوم استفاده می‌شود.

۲-۸-۴ ساختگاه‌های واقع در حوزه نزدیک گسل

در ساختگاه‌های واقع در حوزه نزدیک، اثر جهت‌پذیری حائز اهمیت بیشتر و شایسته توجه جداگانه‌ای است. همچنین در صورت نیاز، مولفه قائم زمین‌لرزه باید با استفاده از روابط تجربی مناسب برآورد شود. در تحلیل خطر این ساختگاه‌ها، اضافه کردن عدم قطعیت روابط تخمین جنبش زمین برای جبران کمبود داده‌ها، یا استفاده از روش‌های مناسب شبیه‌سازی لازم است. در این آیین‌نامه، فاصله ۱۰ کیلومتر از تصویر افقی گسل‌های فعال شناخته شده با نرخ لغزش بیش از ۱ میلیمتر بر سال و توان ایجاد زلزله با بزرگای ۷ و بالاتر، و فاصله ۵ کیلومتر از تصویر گسل‌های فعال شناخته شده با نرخ لغزش بیش از ۱ میلیمتر بر سال با توان ایجاد زلزله با بزرگای ۶ و بالاتر، حوزه نزدیک محسوب می‌شود. برای ساختگاه‌های واقع در حوزه نزدیک، نرخ لغزش این گسل‌ها، حتی الامکان باید در محاسبات تحلیل خطر منظور شود.

۲-۸-۵ تحلیل پاسخ ساختگاه

در مواردی که برای در نظر گرفتن اثر لایه‌های سطحی خاک و توپوگرافی سطحی و عمقی زمین، انجام تحلیل پاسخ ساختگاه ضروری است، مدل ژئوتکنیکی دقیق و مناسب از خصوصیات لایه‌های خاک حداقل تا کوچکترین دو مقدار الف)۳۰ متر و ب) عمق سنگ بستر لرزه‌ای ($v_S \geq 750$ m/sec)، باید تهیه شود. همچنین بعنوان حرکت ورودی، حداقل هفت شتاب‌نگاشت متناسب با طیف سنگ بستر و سازگار با نتایج تحلیل تفکیک خطر لرزه‌ای، انتخاب یا شبیه‌سازی شوند. حرکت محاسبه شده در سطح زمین باید منعکس کننده ملاحظات مربوط به تاثیر عدم قطعیت‌های مشخصات لایه‌های خاک، عمق مدل ژئوتکنیکی، توپوگرافی زمین و نگاشت‌های ورودی در تحلیل باشد.

۲-۸-۵-۱ مدل ژئوتکنیکی زمین

مدل ژئوتکنیکی لازم برای انجام تحلیل پاسخ زمین بایستی بر اساس جنس لایه‌ها، سرعت موج برشی لایه ها در کرنش‌های کوچک، روابط خطی معادل یا غیرخطی تنش-کرنش و

وزن حجمی لایه های زمین تهیه شود. پروفیل سرعت انتشار موج برشی در ساختگاه مورد مطالعه بر حسب شرایط لایه‌های خاک و اهمیت سازه، باید با استفاده از روش‌های انکساری یا درون گمانه‌ای تعیین گردد. متغیرهای لازم لایه‌های خاک برای استفاده در تحلیل‌های خطی معادل را می‌توان از آزمون‌های آزمایشگاهی و یا روابط موجود در ادبیات فنی استخراج کرد. برای ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد این پارامترها به صورت منحنی‌های G/Gmax- γ و D-γ در محدوده کرنش‌های برشی $۱۰^{-۶}$ تا $۱۰^{-۲}$ و حتی الامکان با استفاده از آزمایش‌های المان خمشی، ستون تشدید، سه محوری و یا برش ساده تناوبی بدست می‌آیند. چنانچه برای تحلیل پاسخ ساختگاه از مدل‌های غیرخطی استفاده شود، پارامترهای ضروری برای توصیف مدل‌ها باید از آزمایش‌های متناسب با آنها بدست آیند. وزن حجمی لایه‌های خاک نیز بر اساس روش‌های معتبر ژئوتکنیکی تعیین شود.

در ساختگاه‌هایی که عمق سنگ بستر بسیار زیاد و تهیه پروفیل ژئوتکنیکی خاک تا این عمق غیرعملی و یا بسیار دشوار است، لازم است پروفیل ژئوتکنیکی زمین تا عمقی تعیین شود که در آن سختی لایه‌ها حداقل معادل سختی پیشنهادی برای زمین نوع II باشد. در این صورت تحلیل خطر لرزه‌ای برای بدست آوردن حرکت ورودی، با در نظر گرفتن این نوع زمین انجام می‌گیرد.

۲-۸-۵-۲ روش تحلیل پاسخ ساختگاه

در شرایطی که لایه‌های خاک و سنگ بستر لرزه‌ای از وسعت زیاد برخوردار بوده و موازی هم و تقریبا افقی باشند، می‌توان از تحلیل‌های یک بعدی خطی معادل برای تحلیل پاسخ ساختگاه استفاده کرد.

در شرایط زیر استفاده از تحلیل‌های دو و یا سه بعدی باید جایگزین تحلیل‌های یک بعدی شود:

- وجود توپوگرافی سطحی
- وجود توپوگرافی عمقی

در صورت استفاده از روش تحلیل خطی معادل، حداکثر کرنش برشی در لایه‌های خاک برای اطمینان از اعتبار نتایج این نوع تحلیل بررسی و بنابر ضرورت، از تحلیل دینامیکی غیرخطی نیز استفاده شود.

۲-۹ انتخاب تاریخچه زمانی شتاب، شتاب‌نگاشت

۲-۹-۱ حرکت زمین در تعیین اثر زلزله بر ساختمان‌ها را می‌توان مستقیماً با منظور نمودن تغییرات شتاب با زمان در تحلیل تاریخچه زمانی خطی یا غیرخطی سازه اعمال نمود. شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده باید دارای خصوصیات مندرج در بندهای زیر باشند:

۲-۹-۲ شتاب‌نگاشت‌هایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند، باید تصحیح شده و عاری از نوفه‌های محیطی بوده، تا حد امکان نمایانگر حرکت زمین مورد انتظار در محل احداث بنا، در هنگام زلزله باشند. لازم است حداقل سه زوج شتاب‌نگاشت (در تحلیل خطی) یا یازده زوج شتاب‌نگاشت (در تحلیل غیرخطی) متعلق به مؤلفه‌های افقی زلزله‌های مختلف ثبت‌شده که دارای ویژگی‌های زیر باشند انتخاب گردند:

الف- در تحلیل غیرخطی، شتاب‌نگاشت‌ها از لحاظ بزرگای زلزله مسبب، فاصله از گسل، ساز و کار چشمه لرزه‌زا هماهنگ با رویداد غالب (از تفکیک خطر زلزله) در سطح زلزله بیشینه باشند. در حوزه نزدیک گسل، برخی از زوج شتاب‌نگاشت‌ها، که تعداد آنها با استفاده از روابط تجربی احتمال رخداد جهت‌گیری مشخص می‌شود، باید در بر دارنده اثرات جهت‌گیری روی یک مولفه باشد.

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

پ- مدت زمان حرکت شدید زمین در شتاب‌نگاشت‌های فاقد اثرات جهت‌گیری، 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.

ت- در مواردی که تعداد مورد نیاز از زوج شتاب‌نگاشت‌های مناسب ثبت‌شده در دسترس نباشد، می‌توان از زوج شتاب‌نگاشت‌های شبیه‌سازی‌شده مناسب برای تکمیل تعداد آنها استفاده کرد. در تحلیل غیرخطی، شتاب‌نگاشت‌های شبیه‌سازی‌شده باید با مشخصات چشمه لرزه‌زا، فاصله از گسل، و شرایط ساختگاهی طیف مورد نظر سازگار باشند و در صورت نیاز، اثرات حوزه نزدیک در آنها لحاظ شده باشد.

ث- در موارد نیاز به اعمال مولفه قائم شتاب‌نگاشت، این مولفه نیز باید در مجموعه ارائه شده لحاظ شود.

۲-۱۰ مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها

شتاب‌نگاشت‌های منتخب برای استفاده در تحلیل‌های تاریخچه زمانی باید به یکی از روش‌های زیر مقیاس شوند:

۲-۱۰-۱ تحلیل خطی سازه‌ها

برای تحلیل تاریخچه زمانی خطی سازه‌ها، شتاب‌نگاشت‌ها باید بر اساس ضوابط بند ۲-۱۰-۱-۱ مقیاس شوند.

۲-۱۰-۱-۱ روش انطباق طیفی

در این روش، هر مولفه از زوج شتاب‌نگاشت‌های انتخاب‌شده برای تحلیل خطی تاریخچه زمانی سازه‌ها باید در محدوده بین $0/8T_1$ تا $1/2T_u$ با طیف طرح آیین‌نامه سازگار شود. T_u بزرگترین زمان تناوب اصلی (مود اصلی نوسان سازه) در دو راستای متعامد است. T_1 زمان تناوبی است که در هر دو راستای متعامد ساختمان، مجموع جرم‌های مؤثر لحاظ شده، حداقل ۹۰ درصد، جرم کل ساختمان باشد. مدل ریاضی مورد استفاده برای تخمین T_u و T_1 نباید شامل پیچش اتفاقی باشد، اما لازم است که آثار P-Δ در آن لحاظ شود.
میانگین حسابی طیف پاسخ (با میرایی ۵٪) مولفه‌های شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده، در هر امتداد در محدوده دوره تناوبی ذکرشده، نباید بیشتر از ۱۰ درصد بالاتر یا پایین‌تر از طیف طرح این آیین‌نامه باشد.

۲-۱۰-۲ تحلیل غیرخطی سازه‌ها

زوج شتاب‌نگاشت‌های انتخاب‌شده برای تحلیل غیرخطی سه بعدی سازه‌ها باید به یکی از دو روش ارائه شده در بندهای ۲-۱۰-۲-۱ یا ۲-۱۰-۲-۲ برای سازگاری با طیف هدف مورد نظر، مقیاس شوند.

۲-۱۰-۲-۱ روش مقیاس دامنه

در این روش، برای هر زوج شتاب‌نگاشت، باید "طیف راستای بیشینه" با استفاده از دو مولفه افقی ساخته شود. بدین منظور لازم است ابتدا، برآیند تاریخچه زمانی دو مؤلفه افقی، حول محوری با زاویه دلخواه θ، نسبت به جهت یکی از مؤلفه‌های زلزله تعیین شود. سپس با افزایش زاویه θ، با گام‌هایی مساوی (حداقل ۱۲ گام) در محدوده صفر تا ۱۸۰ درجه، طیف پاسخ برآیند تاریخچه زمانی بدست آمده برای هر زاویه محاسبه و پوش این طیف‌ها، تحت عنوان "طیف راستای بیشینه" این زوج شتاب‌نگاشت تعیین شود.

سپس هر زوج شتاب‌نگاشت، در بازه زمان تناوب مورد نظر (بند ۲-۱۰-۲-۳) به نحوی مقیاس شود که در این بازه، میانگین طیف‌های راستای بیشینه همه این زوج شتاب‌نگاشت‌ها، در هیچ زمان تناوبی از ۹۰ درصد طیف هدف مورد نظر کمتر نشود.

شتاب‌نگاشت‌ها را می‌توان با ضریب مقیاس یکسان یا متفاوت اصلاح کرد، اما در هر صورت لازم است برای یک زوج شتاب‌نگاشت، هر دو مولفه افقی دارای یک ضریب مقیاس یکسان باشد. توصیه می‌شود که ضریب مقیاس بین ۰٫۳ تا ۳ محدود شود.

در خصوص برخی از ساختمان‌ها به شرح مذکور در پیوست (۲) این آیین‌نامه، می‌توان اثرات تحریک افقی در دو امتداد متعامد را به‌طور مستقل اعمال نمود. در این موارد برای مقیاس نمودن شتاب‌نگاشت‌ها، نیازی به تهیه "طیف راستای بیشینه" زوج مؤلفه‌ها نبوده و شتاب‌نگاشت‌های انتخابی باید از طریق مقایسه طیف پاسخ آن‌ها با طیف هدف، در بازه زمان تناوب مورد نظر مقیاس شوند. در این محدوده، میانگین طیف این شتاب‌نگاشت‌ها در هیچ زمان تناوبی نباید کمتر از طیف هدف باشد.

در صورت نیاز به مولفه قائم شتاب‌نگاشت، مولفه‌های قائم هر یک از شتاب‌نگاشت‌ها نیز باید به نحوی اصلاح شود که میانگین طیف آن‌ها در بازه زمان تناوب مورد نیاز، کمتر از طیف قائم هدف نباشد.

۲-۱۰-۲-۲ روش انطباق طیفی

در این روش، هر زوج از شتاب‌نگاشت‌ها باید به گونه‌ای مقیاس شوند که میانگین طیف‌های راستای بیشینه آنها یا طیف هریک از تک مولفه‌های اصلاح شده در بازه زمان تناوب مورد نظر (بند ۲-۱۰-۲-۳)، برابر یا بزرگتر از ۱٫۱ مقدار متناظر طیف هدف باشد.

در صورت استفاده از این روش در حوزه نزدیک، برای تعدادی از شتاب‌نگاشت‌ها (موضوع بند ۲-۹-۲ الف)، لازم است تاریخچه زمانی سرعت زمین بعد از فرآیند سازگاری طیفی بررسی و باقی ماندن اثرات جهت‌گیری روی یک مولفه تایید شود.

در خصوص برخی از ساختمان‌ها به شرح مذکور در پیوست (۲) این آیین‌نامه، می‌توان اثرات تحریک افقی در دو امتداد متعامد را به‌طور مستقل اعمال نمود. در مقیاس نمودن این شتاب‌نگاشت‌ها، نیازی به تهیه "طیف راستای بیشینه" زوج مؤلفه‌ها نبوده و شتاب‌نگاشت‌های انتخابی از طریق مقایسه طیف پاسخ آن‌ها با طیف هدف، در محدوده دوره تناوبی بند ۲-۱۰-۲-۳، مقیاس شوند. در این محدوده، میانگین طیف این شتاب‌نگاشت‌ها در هیچ زمان تناوبی نباید کمتر از طیف هدف باشد.

در صورت نیاز به مولفه قائم شتاب‌نگاشت، مولفه‌های قائم هر یک از شتاب‌نگاشت‌ها نیز باید به نحوی اصلاح شود که میانگین طیف آن‌ها در بازه زمان تناوب مورد نیاز، کمتر ازطیف قائم هدف نباشد.

۲-۱۰-۲-۳ بازه زمان تناوب سازگاری در تحلیل غیرخطی

حد بالای بازه زمان تناوب سازگاری طیفی برای همه سازه‌ها بجز سازه‌های دارای جداساز لرزه‌ای، $2T_u$ است. حد پایین برابر کمترین دو مقدار T_l و $0/2T_u$ در نظر گرفته می‌شود. نحوه تعیین T_l و T_u در بند ۲-۱۰-۱-۱ بیان شده است.

برای سازه‌های دارای جداساز لرزه‌ای، حد بالای بازه زمان تناوب سازگاری در روش‌های مقیاس دامنه و یا انطباق طیفی برابر با $1/25T_M$ می‌باشد. T_M باید با استفاده از مشخصات کران پایین سامانه جداساز تعیین شود. حد پایین این بازه تناوبی برابر با زمان تناوب T_2 سازه دارای جداساز (تعیین شده با استفاده از مشخصات کران بالای سامانه جداساز) خواهد بود که نباید از زمان تناوب اصلی روسازه با پایه ثابت بیشتر شود. در خصوص مولفه قائم، حد پایین این انطباق، بزرگترین دو مقدار ۰/۱ ثانیه و کمترین زمان تناوبی که در آن مشارکت جرمی قابل توجهی در جهت قائم رخ می‌دهد، انتخاب می‌شود.

برای سازه‌های دارای میراگر لرزه‌ای، بازه زمان تناوب مورد استفاده در روش‌های مقیاس دامنه و یا انطباق طیفی همانند سازه‌های متعارف است. در تعیین زمان تناوب‌های ارتعاشی می‌بایست از مشخصات اسمی میراگرها در تراز زلزله بیشینه مورد نظراستفاده شود.

فصل سوم

ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی

۳-۱ کلیات

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

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

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

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

۳-۲ ملاحظات کلی پیکربندی سازه‌ای

۳-۲-۱ تمامی عناصر باربر ساختمان باید به نحو مناسبی به هم پیوسته باشند تا در هنگام زلزله از یکدیگر جدا نشده و ساختمان به‌صورت یکپارچه عمل نماید. همچنین کف‌ها باید

به نحو مناسبی به اعضای باربر ثقلی و عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای متصل باشند، به‌گونه‌ای که بتوانند مسیر بار پیوسته‌ای برای انتقال بارهای ثقلی و زلزله به شالوده تأمین نمایند.

۳-۲-۲ اعضائی که در طبقات مختلف، بارهای قائم را تحمل می‌نمایند تا حد امکان بر روی هم قرار داده شوند تا انتقال بار آنها به یکدیگر از طریق اعضای افقی صورت نگیرد.

۳-۲-۳ عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای تا حد امکان به‌صورتی در نظر گرفته شوند که انتقال نیروها به شالوده به‌طور مستقیم انجام شود و از قطع داخل صفحه یا جابجایی خارج صفحهٔ آنها حتی‌المقدور خودداری شود.

۳-۲-۴ عناصر قائم مقاوم در برابر نیروهای افقی زلزله به‌صورتی در پلان توزیع شوند که پیچش ناشی از این نیروها در طبقات به حداقل برسد.

۳-۲-۵ اجزاء غیرسازه‌ای مانند دیوارهای داخلی و نماها به‌گونه‌ای اجرا شوند که مانعی برای حرکت اعضای سازه‌ای در هنگام زلزله ایجاد نکنند. درصورت عدم رعایت این موضوع در موارد خاص مطابق ضوابط بند ۳-۷-۲ و پیوست (۵) این آیین‌نامه باید در تحلیل سازه اثر اندرکنش این اجزاء با سیستم سازه در نظر گرفته شود.

۳-۲-۶ اجرای دیوارهای غیرسازه‌ای باید به‌گونه‌ای انجام شود که غیر از موارد لحاظ شده در طراحی، از ایجاد ستون‌های کوتاه مؤکداً جلوگیری شود.

۳-۲-۷ از به‌کارگیری سیستم‌های مختلف سازه‌ای در یک امتداد و در ارتفاع ساختمان حتی‌المقدور اجتناب گردد.

۳-۲-۸ از تغییر شدید ابعاد عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای در طبقات پرهیز شود و این امر تا حد امکان به‌صورت تدریجی صورت گیرد.

۳-۳ نظم کالبدی سازه

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

۳-۳-۱ نامنظمی در پلان

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

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

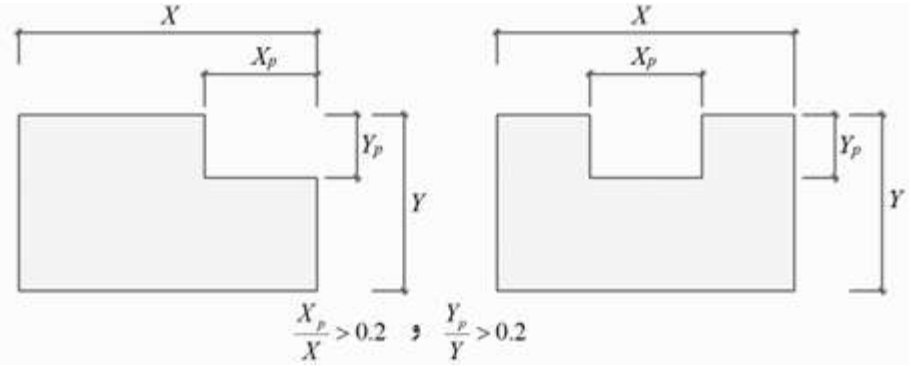
ب- نامنظمی پیچشی: در مواردی که در طبقه‌ای از ساختمان، تغییرشکل پیچشی نسبت به تغییرشکل جانبی، قابل ملاحظه باشد. این موضوع با استفاده از نسبت نامنظمی پیچشی ساختمان، TIR، بررسی می‌شود. در هر امتداد، TIR، نسبت حداکثر تغییر مکان نسبی در یک محور پیرامونی ساختمان در یک طبقه به متوسط تغییر مکان نسبی دو محور پیرامونی ساختمان در همان طبقه است که بر مبنای روش تحلیل استاتیکی معادل، با احتساب پیچش تصادفی و منظور نمودن A_j =۱٫۰ محاسبه می‌شود. برای محاسبهٔ TIR می‌توان دیافراگم‌ها را صلب در نظر گرفت. چنانچه نسبت TIR بیش از ۱٫۲ باشد نامنظمی پیچشی "زیاد" و در مواردی که TIR بیش از ۱٫۴ باشد نامنظمی پیچشی "شدید" محسوب می‌شود.

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

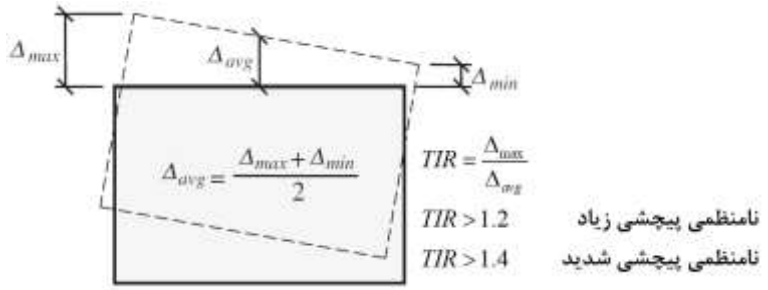
پ- نامنظمی در دیافراگم: تغییر ناگهانی در سختی دیافراگم به میزان بیش از ۵۰ درصد در یک دهانه نسبت به دهانه مجاور اتفاق افتاده باشد، یا در مواردی که بازشویی با مساحت بیش از ۲۵ درصد مساحت دیافراگم وجود داشته باشد.

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

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

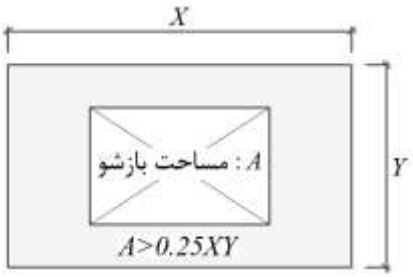


الف – نامنظمی هندسی

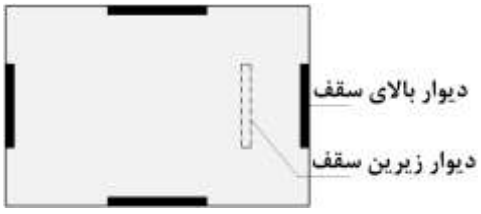


ب- نامنظمی پیچشی

پ-۱- نامنظمی در دیافراگم (سختی)



پ-۲- نامنظمی در دیافراگم (مساحت)



ت – نامنظمی جابجایی خارج از صفحه

ث – نامنظمی سیستم‌های غیر موازی

شکل ۳-۱ انواع نامنظمی در پلان

۳-۳-۲ نامنظمی در ارتفاع

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

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

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

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

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

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

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

به منظور بررسی این نامنظمی لازم است یک نیروی جانبی با مقدار دلخواه به سقف طبقهٔ موردنظر اعمال گردد و تغییر مکان جانبی ارتجاعی آن طبقه، در شرایطی که صرفاً کف

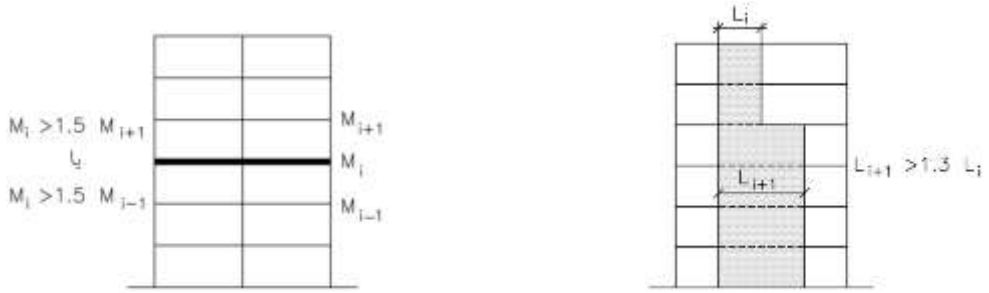
همان طبقه، بدون حرکت انتقالی جانبی در نظر گرفته شده است بر اساس روش تحلیل خطی محاسبه شود. از تقسیم نیروی مذکور به تغییر مکان جانبی ارتجاعی محاسبه شده، سختی جانبی آن طبقه تعیین می‌گردد.

تبصره: درصورتی‌که تحت اثر نیروی زلزلهٔ طرح، نسبت تغییر مکان جانبی نسبی در هیچ‌کدام از طبقات از ۱٫۳ برابر این مقدار در طبقهٔ فوقانی‌اش بیشتر نباشد می‌توان نامنظمی‌های ارتفاعی از نوع جرمی و سختی جانبی (طبقه نرم و خیلی نرم) را در آن سازه نادیده گرفت. برای انجام این بررسی، در محاسبهٔ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات می‌توان از آثار پیچش صرف‌نظر نمود. همچنین در ساختمان‌های بیش از دو طبقه، بررسی نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طبقهٔ زیرین بام به تغییر مکان جانبی نسبی بام ضرورت ندارد.

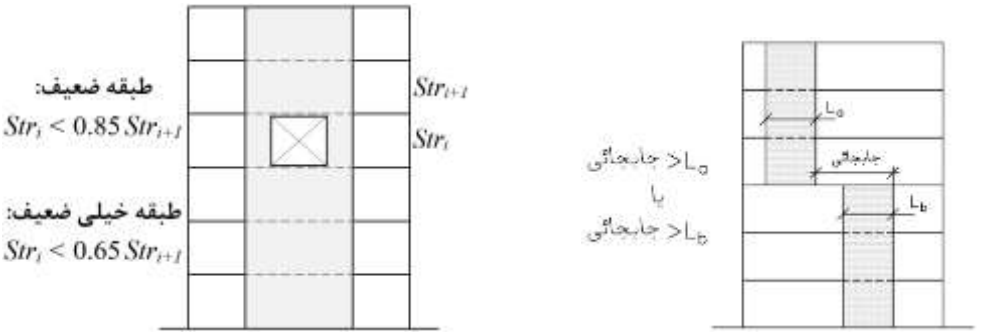
۳-۳-۳ محدودیت در احداث ساختمان‌های نامنظم

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

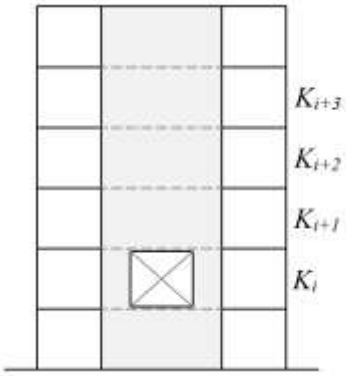
ب- احداث ساختمان‌های دارای نامنظمی از نوع "سختی جانبی با طبقهٔ خیلی نرم"، "مقاومت جانبی با طبقهٔ ضعیف" یا "نامنظمی پیچشی شدید" در گروه طراحی لرزه‌ای ۳، مجاز نیست.



الف – نامنظمی هندسی **ب – نامنظمی جرمی**



پ – نامنظمی قطع داخل صفحه **ت – نامنظمی مقاومت جانبی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای**



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

ث – نامنظمی سختی جانبی

شکل ۳-۲ انواع نامنظمی در ارتفاع

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

۳-۴-۱ طبقه‌بندی ساختمان‌ها برحسب نوع سیستم سازه‌ای

ساختمان‌ها برحسب نوع سیستم سازه‌ای به شش گروه زیر طبقه‌بندی می‌شوند:

الف) سیستم دیوار باربر

ب) سیستم قاب ساختمانی

پ) سیستم قاب خمشی

ت) سیستم دوگانه

ث) سیستم ستون کنسولی

ج) سایر سیستم‌های سازه‌ای

۳-۴-۱-۱ سیستم دیوار باربر

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

۳-۴-۱-۲ سیستم قاب ساختمانی

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

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

۳-۴-۱-۲-۱ سازه‌های متشکل از دال بتنی تخت (با یا بدون کتیبه) همراه با ستون که فاقد تیر بوده یا دارای تیر با ارتفاع مقطع برابر یا کمتر از ضخامت دال هستند و نیز سازه‌های متشکل از سقف‌های تیرچه و بلوک با تیرهایی که ارتفاع مقطع آنها برابر یا کمتر

از ضخامت سقف است به‌عنوان سیستم قاب ساختمانی محسوب گشته و در آنها کل نیروی جانبی زلزله باید از طریق دیوارهای برشی یا قاب مهاربندی‌شده تحمل شود. در این‌گونه ساختمان‌ها اگر سیستم مقاوم لرزه‌ای از نوع قاب مهاربندی‌شده باشد، وجود تیر در دهانه‌های مهاربندی‌شده الزامی است.

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

۳-۴-۱-۲-۲ ساختمان‌های فولادی دارای اتصالات خورجینی ساده (مطابق ضوابط نشریهٔ شماره ۳۲۴ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی) جزء سیستم قاب ساختمانی محسوب می‌شوند و در آنها مقاومت در برابر نیروهای جانبی باید از طریق دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده تأمین شود.

۳-۴-۱-۳ سیستم قاب خمشی

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

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

۳-۴-۱-۳-۲ قاب‌های فولادی دارای اتصالات خورجینی گیردار (مطابق ضوابط نشریهٔ شماره ۳۲۴ معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی) جزء قاب‌های خمشی فولادی معمولی محسوب می‌شوند.

۳-۴-۱-۴ سیستم دوگانه

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

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

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

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

۳-۴-۱-۵ سیستم ستون کنسولی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن نیروهای جانبی زلزله توسط ستون‌هایی با رفتار طره‌ای تحمل می‌شوند. در این نوع سیستم سازه‌ای، الزامات زیر باید رعایت شوند:

(۱) در ترکیب‌های بارگذاری که شامل نیروی زلزلهٔ طرح است، مقاومت محوری موردنیاز ستونها نباید از ۰٫۱۵ مقاومت محوری موجود آن‌ها بیشتر باشد.
(۲) تکیه‌گاه ستون‌های کنسولی، شالوده و سایر اعضا و اجزاء مقاوم لرزه‌ای باید قادر به تأمین مقاومت‌های موردنیاز حاصل از ترکیب‌های بارگذاری شامل نیروی زلزلهٔ تشدیدیافته باشند.

۳-۴-۱-۶ سایر سیستم‌های سازه‌ای

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

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

در هر یک از سیستم‌های سازه‌ای معرفی‌شده در بند ۳-۴-۱، سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله (سیستم مقاوم لرزه‌ای) باید یکی از انواع مذکور در جدول (۳-۱) باشد. در طراحی سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای بتن‌آرمه، فولادی و مختلط مندرج در این جدول باید الزامات مباحث نهم و دهم مقررات ملی ساختمان (حسب مورد) و در طراحی سیستم دیوار برشی بنایی مسلح، الزامات مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان رعایت شوند. همچنین در طراحی سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای ردیف‌های ۵، ۶ و ۷ بخش الف (سیستم دیوارهای باربر) جدول (۳-۱) باید ضوابط و دستورالعمل‌های منتشرشده از طرف مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی و سازمان برنامه و بودجه کشور رعایت شود.
پارامترهای لرزه‌ای و حداکثر ارتفاع مجاز سیستم‌های مندرج در جدول (۳-۱) بر اساس الزامات بندهای ۳-۴-۲-۱ تا ۳-۴-۲-۴ تعیین می‌شود.

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

۳-۴-۲-۱ ضریب رفتار (R_u)

ضریب رفتار یک ساختمان، R_u، دربرگیرندهٔ خصوصیاتی مانند شکل‌پذیری و اضافه مقاومت موجود در سازهٔ آن است. مقدار این ضریب به نوع سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان و الزاماتی که در آیین‌نامه‌های طراحی برای تأمین شکل‌پذیری آن پیش‌بینی شده است بستگی دارد. ضریب رفتار برای انواع مختلف سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای باید مطابق مقادیر جدول (۳-۱) در نظر گرفته شود.

۳-۴-۲-۲ ضریب اضافه مقاومت (Ω_o)

ضریب اضافه مقاومت، Ω_o، به اضافه مقاومت موجود اعضا و اجزاء سیستم مقاوم لرزه‌ای نسبت به مقادیر موردنیاز طراحی آنها بستگی دارد. این ضریب که مقدار آن برای انواع مختلف سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای در جدول (۳-۱) ارائه شده است، بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی باید برای طراحی برخی از اعضا یا اتصالات در ترکیب‌های بارگذاری شامل نیروی زلزلهٔ تشدیدیافته، به‌کار برده شود.

۳-۴-۲-۳ ضریب بزرگنمایی تغییر مکان جانبی (C_d)

ضریب بزرگنمایی تغییر مکان جانبی، C_d، که مقدار آن برای انواع مختلف سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای در جدول (۳-۱) ارائه شده است، برای تخمین تغییر مکان جانبی غیر ارتجاعی طبقه بر مبنای تغییر مکان جانبی ارتجاعی طبقه ناشی از زلزلهٔ طرح به‌کار برده می‌شود.

۳-۴-۲-۴ حداکثر ارتفاع مجاز انواع مختلف سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای (H_m)

ارتفاع ساختمان از روی تراز پایه، H، مطابق تعریفی که در بخش تعاریف ارائه شده است، نباید از حداکثر ارتفاع مجاز، H_m، که برای انواع مختلف سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای مطابق جدول (۳-۱) مقرر گردیده بیشتر باشد. در مورد ساختمان‌های خاصی که برای آن‌ها ارتفاعی بیش از مقادیر جدول مورداشاره نیاز باشد لازم است تأیید کمیتهٔ اجرایی این آیین‌نامه کسب شود.

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

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

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

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله	R_u	Ω_o	C_d	H_m (برحسب متر)		
					SDC-1	SDC-2	SDC-3
ادامهٔ سیستم قاب ساختمانی	۹- قاب مهاربندی‌شدهٔ کمانش‌تاب [۳]	۶/۵	۲/۵	۵	۵۰	۵۰	۵۰
	۱۰- دیوار برشی فولادی ویژه	۶	۲	۵/۵	۵۰	۵۰	۵۰
	۱۱- قاب مهاربندی‌شدهٔ همگرای مختلط ویژه	۵	۲	۴/۵	۵۰	۵۰	۵۰
	۱۲- قاب مهاربندی‌شدهٔ واگرای مختلط	۶/۵	۲/۵	۴	۵۰	۵۰	۵۰
	۱۳- دیوار برشی مختلط ویژه	۵/۵	۲/۵	۵	۵۰	۵۰	۵۰
پ- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن‌آرمهٔ ویژه	۶/۵	۳	۵/۵	۱۰۰	۷۰	۵۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمهٔ متوسط [۴] و [۵]	۴/۵	۳	۴/۵	۲۱	۱۸	غیرمجاز
	۳- قاب خمشی بتن‌آرمهٔ معمولی [۵]	۳	۳	۲/۵	۱۰/۵	غیرمجاز	غیرمجاز
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	۶/۵	۳	۵/۵	۱۲۰	۱۰۰	۸۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط [۶]	۴/۵	۳	۴/۵	۲۸	۲۱	غیرمجاز
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۷]	۳/۵	۳	۳	۱۰/۵	غیرمجاز	غیرمجاز
	۷- قاب خمشی خرپایی فولادی ویژه	۶	۳	۵	۵۰	۳۵	۳۵
	۸- قاب خمشی مختلط ویژه	۶/۵	۳	۵/۵	۱۲۰	۱۰۰	۷۰
ت- سیستم دوگانه	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوار برشی بتن‌آرمهٔ همبند شکل‌پذیر [۱]	۷/۵	۳	۷/۵	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰
	۲- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوار برشی بتن‌آرمهٔ ویژه	۷	۲/۵	۵/۵	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰

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

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی زلزله	R_u	Ω_o	C_d	H_m (برحسب متر)		
					SDC-1	SDC-2	SDC-3
ادامهٔ سیستم دوگانه	۳- قاب خمشی فولادی ویژه + قاب مهاربندی‌شدهٔ همگرای فولادی ویژه	۷	۲٫۵	۵٫۵	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه + قاب مهاربندی‌شدهٔ واگرای فولادی با تیر پیوند برشی	۷٫۵	۲٫۵	۴	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰
	۵- قاب خمشی فولادی ویژه + قاب مهاربندی‌شدهٔ واگرای فولادی با تیر پیوند خمشی یا خمشی-برشی	۷	۲٫۵	۴	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰
	۶- قاب خمشی فولادی ویژه + قاب مهاربندی‌شدهٔ کمانش‌تاب	۷	۲٫۵	۵	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰
	۷- قاب خمشی فولادی ویژه + دیوار برشی فولادی ویژه	۷	۲٫۵	۶	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰
	۸- قاب خمشی متوسط (فولادی یا بتنی) + دیوار برشی بتن‌آرمهٔ ویژه	۶	۲٫۵	۵	۵۰	۳۵	۲۱
	۹- قاب خمشی فولادی متوسط + قاب مهاربندی‌شدهٔ همگرای فولادی ویژه	۶	۲٫۵	۵	۵۰	۳۵	۲۱
	۱۰- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + قاب مهاربندی‌شدهٔ همگرای مختلط ویژه	۶	۲٫۵	۵	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰
	۱۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + قاب مهاربندی‌شدهٔ واگرای مختلط	۷	۲٫۵	۴	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰
	۱۲- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوار برشی مختلط ویژه	۷	۲٫۵	۶	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰
	۱۳- قاب خمشی متوسط (فولادی یا بتنی) + قاب مهاربندی‌شدهٔ همگرای مختلط ویژه	۵	۲٫۵	۴٫۵	۳۵	۲۸	۱۵
ث- سیستم ستون کنسولی	سازهٔ فولادی یا بتن‌آرمهٔ ویژه	۲	۱٫۵	۲	۱۰٫۵	۱۰٫۵	۱۰٫۵

یادداشت‌های مربوط به جدول ۳-۱:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

۳-۵ ضریب نامعینی سازه، ρ

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

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

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

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

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

(۱) کاهش مقاومت جانبی طبقه به میزان بیش از ۳۵ درصد نشود؛
(۲) بر اساس روش تحلیل استاتیکی معادل و با در نظر گرفتن اثر پیچش اتفاقی، نامنظمی پیچشی شدید در طبقه ایجاد نگردد.

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

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

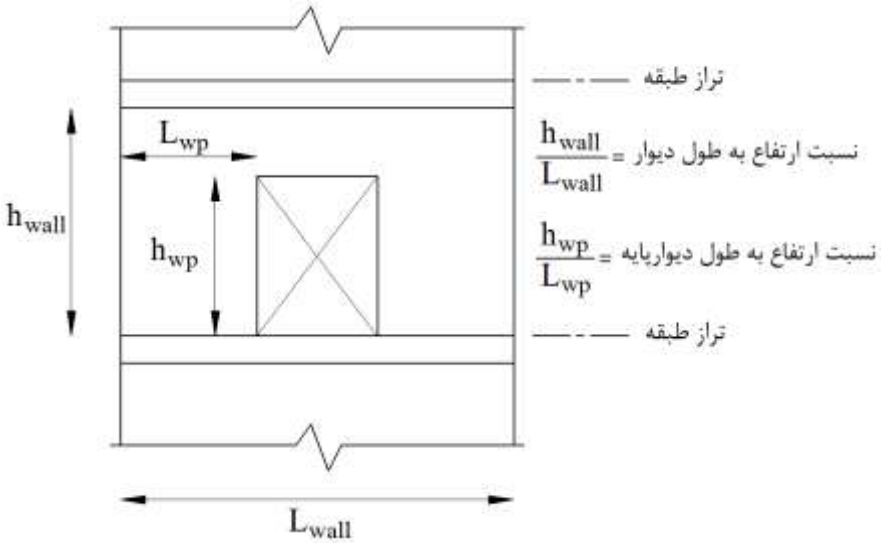
تبصره ۲: در کنترل ضابطه بند "الف"، چنانچه در امتداد موردنظر، سیستم مقاوم لرزه‌ای صرفاً متشکل از دیوارهای برشی و دیوارپایه‌ها باشد و تمامی دیوارهای برشی و دیوارپایه‌ها دارای نسبت ارتفاع به طول کوچکتر یا مساوی ۱٫۰ باشند، کنترل شرط دوم ضروری نبوده و درصورت اقناع شرط اول می‌توان ضریب ρ را برای آن امتداد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

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

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

جدول ۳-۳ محدودیت‌های مربوط به ρ=۱٫۰

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



شکل ۳-۳ نسبت ارتفاع به طول دیوار برشی و دیوارپایه، مربوط به ردیف ۴ جدول ۳-۳

۳-۵-۳ موارد زیر، مشمول اعمال ضریب نامعینی نبوده و در آن‌ها ضریب ρ می‌تواند برابر با ۱٫۰ در نظر گرفته شود:

الف- محاسبهٔ تغییر مکان‌های جانبی ساختمان، موضوع بند ۳-۱۲؛
ب- محاسبهٔ آثار مرتبه دوم (P-Δ و P-δ)؛
پ- تعیین نیروی جانبی زلزله برای طراحی دیافراگم، F_{pux}، مطابق بند ۳-۱۳-۳؛
ت- طراحی جمع‌کننده‌ها، وصله‌ها و اتصالات آن‌ها، هنگامی‌که نیروی زلزلهٔ آن‌ها با استفاده از ضریب اضافه مقاومت (Ω_o) تشدید می‌شود؛
ث- طراحی اعضا و اتصالات، زمانی که نیروی زلزلهٔ آن‌ها با استفاده از ضریب اضافه مقاومت (Ω_o) تشدید می‌شود؛
ج- طراحی دیوارهای سازه‌ای تحت نیروی عمود بر صفحه و نیز اجزاء مهارکنندهٔ آن‌ها؛
چ- نیروی قائم ناشی از زلزله، موضوع بند ۳-۹-۵.

۳-۶ امتداد اثر نیروهای زلزله

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

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

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

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

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

ت- سیستم ستون کنسولی و نیز شالودهٔ آن.

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

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

۳-۷ ضوابط مدل‌سازی

۳-۷-۱ مدل‌سازی سازه

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

۳-۷-۲ میانقاب‌ها

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

۳-۷-۳ پله‌ها و شیب‌راه‌ها

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

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

ب- عدم جداسازی سازه پله‌ها و شیب‌راه‌ها از سازهٔ ساختمان؛ در این حالت، رفتار لرزه‌ای سازه، متأثر از سختی این اعضا بوده و لازم است تأثیر سختی آنها بر پاسخ‌های سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان نیز مد نظر قرار گیرد. برای این منظور لازم است اولاً تحلیل سازهٔ ساختمان و همچنین بررسی نامنظمی‌های آن با استفاده از دو مدل، یک‌بار با در نظر گرفتن سختی این اعضا و یک‌بار هم بدون منظور نمودن سختی آنها انجام و الزامات مربوط به سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای اقناع گردد؛ ثانیاً پله‌ها و شیب‌راه‌ها به‌گونه‌ای طراحی شوند که مقاومت لازم تحت ترکیب‌های بارگذاری شامل نیروی زلزلهٔ تشدیدیافته را داشته باشند. برای این حالت، ضریب اضافه مقاومت، Ω_o، نباید از ۲/۵ کمتر در نظر گرفته شود.

۳-۷-۴ وزن مؤثر لرزه‌ای

برای انجام تحلیل‌های استاتیکی یا دینامیکی، وزن مؤثر لرزه‌ای شامل مجموع بارهای مرده، وزن تأسیسات ثابت، وزن دیوارها، تیغه‌ها و جداکننده‌ها، همراه با درصدی از بار زنده طبقات و درصدی از بار برف بام، مطابق جدول (۳-۴) است. بارهای زنده باید به‌صورت کاهش‌نیافته، مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شوند. همچنین، وزن تیغه‌ها و دیوارهای جداکننده، صرف‌نظر از آنکه به‌عنوان بار مرده یا زنده محسوب می‌شوند باید به‌صورت کامل در محاسبه وزن مؤثر لرزه‌ای در نظر گرفته شود.

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

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

۳-۸ روش‌های تحلیل سازه

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

۳-۸-۱ روش‌های تحلیل خطی

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

الف- ساختمان‌های حداکثر تا سه طبقه و ۱۰٫۵ متر از روی تراز پایه، که دارای نامنظمی در ارتفاع از نوع "سختی جانبی با طبقهٔ خیلی نرم" نیستند؛
ب- ساختمان‌های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از روی تراز پایه؛
پ- ساختمان‌های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از روی تراز پایه که:
(۱) دارای نامنظمی در پلان از نوع پیچشی زیاد و شدید نیستند؛
(۲) دارای نامنظمی در ارتفاع از نوع سختی جانبی (اعم از طبقهٔ نرم یا خیلی نرم)، جرمی و هندسی نیستند.

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

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

۳-۸-۲ روش‌های تحلیل غیرخطی

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

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

الف- بیمارستان‌ها و آن دسته از ساختمان‌های ضروری که مرکز اصلی عملیات امداد و نجات در هنگام وقوع زلزله محسوب می‌شوند؛
ب- ساختمان‌های با بیش از ۳۰ طبقه یا با ارتفاع بیش از ۱۲۰ متر از تراز پایه؛

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

۳-۹ روش تحلیل استاتیکی معادل

۳-۹-۱ نیروهای جانبی ناشی از زلزله

در روش تحلیل استاتیکی معادل، نیروهای جانبی ناشی از زلزله، مطابق ضوابط این بند تعیین و به‌صورت استاتیکی در امتدادها و جهات مختلف به سازه اعمال می‌گردند و سازه با فرض رفتار خطی تحلیل می‌شود. همچنین لازم است ضوابط بند ۳-۶-۲ در خصوص اثر هم‌زمان نیروهای زلزله در دو امتداد افقی متعامد نیز در نظر گرفته شود.

۳-۹-۱-۱ برش پایه؛ V_u

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

$$V_u = C.W \qquad (۱-۳)$$

در رابطه فوق:

V_u: برش پایهٔ ساختمان در امتداد موردنظر؛

W: وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان در بالای تراز پایه که مطابق بند ۳-۷-۴ محاسبه می‌شود؛

C: ضریب زلزلهٔ امتداد موردنظر که از رابطه (۳-۲) تعیین می‌شود.

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

در رابطه فوق:

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

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

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

تبصره: درصورت استفاده از طیف ویژهٔ ساختگاه، مقدار S_a بر مبنای طیف مذکور تعیین می‌شود.

۳-۹-۱-۲ برش پایهٔ حداقل؛ $V_{u\,min}$

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

$$V_{u\,min} = C_{min}.W \qquad (۳-۳)$$

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

$$C_{min} = 0.044 S_{DS}.I_e \geq 0.01 \qquad (۳-۴)$$

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

$$C_{min} = 0.5 S_1 / (R_u / I_e) \qquad (۳-۵)$$

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

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

۳-۹-۱-۳ تراز پایه

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

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

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

۱) دیوارهای حائل زیرزمین، بتن‌آرمه باشند؛

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

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

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

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

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

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

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

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

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

۳-۹-۱-۴ ضریب اهمیت ساختمان

ضریب اهمیت ساختمان، با توجه به گروه‌بندی آن‌ها در بند ۱-۴ از جدول (۱-۱) تعیین می‌گردد.

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

در هر امتداد، زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه باید بر مبنای مشخصات و ویژگی‌های ارتعاشی سازه و با استفاده از تحلیل مدل سازه تعیین شود؛ لیکن مقدار آن نباید از ۱٫۴ برابر مقدار محاسبه‌شده برای آن امتداد بر مبنای روابط تجربی، مطابق بند ۳-۹-۲-۱، بیشتر در نظر گرفته شود. به‌جای استفاده از روش تحلیلی، زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه در هر امتداد را می‌توان بر مبنای روابط تجربی و با رعایت تبصرهٔ ۲ بند ۳-۹-۲-۱ تعیین نمود.

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

۳-۹-۲-۱ روابط تجربی تعیین زمان تناوب نوسان جانبی در ساختمان‌های متعارف

ساختمان‌های متعارف به ساختمان‌هایی اطلاق می‌شود که توزیع جرم و سختی در ارتفاع آن‌ها عمدتاً به‌صورت متناسب تغییر نماید. در این ساختمان‌ها، زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه در هر امتداد را می‌توان از طریق روابط تجربی به شرح زیر تعیین نمود:

الف- سیستم قاب خمشی

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

۱-۱- قاب‌های خمشی فولادی و مختلط

$$T = 0.072H^{0.8} \qquad (۶-۳)$$

۱-۲- قاب‌های خمشی بتن‌آرمه

$$T = 0.047H^{0.9} \qquad (۷-۳)$$

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

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

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

$$T = 0.073H^{0.75} \qquad (۸-۳)$$

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

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

$$T = 0.049H^{0.75} \qquad (۹-۳)$$

در روابط فوق، H، ارتفاع ساختمان برحسب متر است که مطابق تعریفی که در بخش تعاریف ارائه شده است، تعیین می‌شود.

تبصره ۱: در تعیین زمان تناوب اصلی نوسان جانبی ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم لرزه‌ای آنها از نوع سیستم کنسولی است، درصورتی‌که ساختمان متعارف محسوب گردد،

حسب مورد از روابط (۳-۶) یا (۳-۷) استفاده می شود و اگر ساختمان غیر متعارف محسوب شود، ضوابط بند ۳-۹-۲-۲ مبنای این محاسبه خواهد بود.

تبصره ۲: در هر امتداد سازه، درصورتی‌که زمان تناوب حاصل از روابط تجربی، بیشتر از زمان تناوب تحلیلی آن امتداد باشد برای آن امتداد باید از زمان تناوب تحلیلی استفاده شود.

۳-۹-۲-۲ ساختمان‌های غیر متعارف

ساختمان‌های غیر متعارف به ساختمان‌هایی اطلاق می‌شود که مشمول تعریف بند ۳-۹-۲-۱ نمی‌شوند. گنبدها، برخی از مساجد، آمفی‌تئاترها و ورزشگاه‌ها نمونه‌ای از ساختمان‌های غیر متعارف هستند. در این موارد، زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه باید با استفاده از تحلیل مدل سازه و با منظور نمودن ضوابط زیر تعیین گردد:

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

$$T = T_D \qquad (۱۰-۳)$$

ب- در مواردی که میانقاب‌ها مانعی در برابر حرکت جانبی قاب‌ها ایجاد نمایند:

$$T = 0.8T_D \qquad (۱۱-۳)$$

در روابط (۳-۱۰) و (۳-۱۱)، T_D، زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه، حاصل از تحلیل مدل سازه است.

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

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

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

در رابطه فوق:

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

W_i: بخشی از وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان، موضوع بند ۳-۷-۴، که متعلق به طبقه i است. در خصوص دیوارها و ستون‌ها باید نصف وزن دیوارها و ستون‌هایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته‌اند مد نظر قرار گیرد؛

h_i: ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه؛

n: تعداد طبقات ساختمان در بالای تراز پایه؛

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

$$k = 0.5T + 0.75 \qquad ; \qquad 0.5 \le T \le 2.5\ sec \qquad (۱۳-۳)$$

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

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

۳-۹-۴ توزیع برش طبقه ناشی از زلزله در پلان ساختمان و آثار پیچش

۳-۹-۴-۱ برش طبقه ناشی از زلزله باید بین عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای آن طبقه به تناسب سختی آن‌ها توزیع گردد. درصورت وجود پیچش در طبقه، موضوع بندهای ۳-۹-۴-۲ و ۳-۹-۴-۳، باید آثار آن نیز همراه با برش طبقه در توزیع بار لحاظ گردد. درصورت صلب نبودن دیافراگم کف، اثر انعطاف‌پذیری دیافراگم نیز باید در این توزیع در نظر گرفته شود.

۳-۹-۴-۲ در تحلیل و طراحی ساختمان‌ها باید پیچش ذاتی که ناشی از برون مرکزی نیروهای جانبی زلزله به دلیل فاصله بین مرکز سختی طبقه موردنظر و مراکز جرم آن طبقه و طبقات بالاتر است در نظر گرفته شود.

۳-۹-۴-۳ پیچش اتفاقی به‌منظور لحاظ نمودن احتمال تغییرات اتفاقی توزیع جرم و سختی و نیز آثار ناشی از مؤلفه پیچشی حرکت زمین در نظر گرفته می‌شود. مقدار این پیچش در هر طبقه را می‌توان از حاصل‌ضرب نیروی جانبی زلزلهٔ آن طبقه، در ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه و در امتداد عمود بر نیروی جانبی زلزله تعیین نمود. به‌عنوان یک روش دیگر برای منظور نمودن پیچش اتفاقی می‌توان مرکز جرم هر طبقه را به میزان

۵ درصد بُعد ساختمان در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی جانبی زلزله جابجا نمود. برای هر امتداد لازم است این جابجایی در هر دو طرف مرکز جرم انجام شود. اثرات پیچش اتفاقی باید برای هر یک از دو امتداد افقی سازه در نظر گرفته شود. در مواردی که مطابق بند ۳-۶-۲، سازه تحت اثر هم‌زمان نیروهای زلزلهٔ دو امتداد افقی عمود بر هم محاسبه می‌شود لازم نیست اثر پیچش اتفاقی دو امتداد افقی متعامد ساختمان، به‌طور هم‌زمان در نظر گرفته شوند.

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

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

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

در رابطه فوق:

δ_{max}: حداکثر تغییر مکان جانبی کلی طبقهٔ j که با فرض $A_j = ۱/۰$ محاسبه شده است؛

δ_{avg}: متوسط تغییر مکان جانبی کلی دو انتهای ساختمان در طبقهٔ j که با فرض $A_j = ۱/۰$ محاسبه شده است.

مقادیر δ_{max} و δ_{avg} در رابطهٔ (۳-۱۴) بر مبنای روش تحلیل استاتیکی معادل تعیین می‌شوند. همچنین در این محاسبه می‌توان دیافراگم‌ها را صلب در نظر گرفت.

۳-۹-۵ نیروی قائم ناشی از زلزله

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

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

در رابطه فوق:

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

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

W_D: مجموع بارهای مرده، وزن تأسیسات ثابت، وزن دیوارها، تیغه‌ها و جداکننده‌ها (صرف‌نظر از آنکه به‌عنوان بار مرده یا زنده محسوب می‌شوند).

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

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

الف- تیرهای با طول دهانه بیش از ۱۵ متر؛

ب- تیرهایی که به‌عنوان تکیه‌گاه ستون عمل می‌کنند،

پ- طره‌های با طول بیش از ۲ متر؛

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

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

در رابطه فوق:

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

تبصره: عکس‌العمل حاصل از ترکیب بار مشروح در بند ۳-۹-۵-۲ باید در طراحی اجزائی که بار اعضای فوق‌الذکر را تحمل می‌کنند نیز در نظر گرفته شود.

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

۳-۱۰ روش‌های تحلیل دینامیکی خطی

روش‌های دینامیکی خطی برای تحلیل اثر مؤلفه‌های افقی حرکت زمین، شامل روش‌های "تحلیل طیفی" و "تحلیل تاریخچه زمانی" می‌باشد و در به‌کارگیری آن‌ها باید ضوابط بندهای ۳-۱۰-۱ یا ۳-۱۰-۲، حسب مورد رعایت شود. در انجام این تحلیل‌ها، مدل‌سازی سازه باید بر اساس بند ۳-۷ انجام شود. برای تحلیل طیفی، طیف طرح و برای تحلیل تاریخچه زمانی، شتاب‌نگاشت‌هایی که بر اساس ضوابط فصل دوم انتخاب و مقیاس شده‌اند مورد استفاده قرار می‌گیرند.

۳-۱۰-۱ روش تحلیل طیفی

۳-۱۰-۱-۱ در این روش، ابتدا تحلیل مقادیر ویژه بر روی مدل سازه که بر اساس رفتار خطی تهیه می‌شود انجام شده و مشخصات مودهای طبیعی نوسان آن تعیین می‌گردد. سپس با توجه به زمان تناوب هر مود، بازتاب سازه درآن مود از طیف طرح تعیین گشته و با ترکیب آماری آن‌ها، بازتاب کلی سازه محاسبه می‌شود. در این روش تحلیل، باید الزامات بندهای ۳-۱۰-۱-۲ تا ۳-۱۰-۱-۵ رعایت شود. همچنین لازم است ضوابط بند ۳-۶-۲ در خصوص اثر هم‌زمان نیروهای زلزله در دو امتداد افقی متعامد نیز در نظر گرفته شود.

۳-۱۰-۱-۲ تعداد مودهای نوسان

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

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

یا مساوی ۰/۰۵ ثانیه در نظر گرفت. برای این مود، بازتاب سازه را می‌توان با استفاده از شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب ۰/۰۵ ثانیه حاصل از طیف طرح محاسبه نمود.

۳-۱۰-۱-۳ ترکیب اثر مودها

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

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

۳-۱۰-۱-۴ اصلاح مقادیر بازتاب

۳-۱۰-۱-۴-۱ اصلاح تلاش‌های طراحی

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

۳-۱۰-۱-۴-۲ اصلاح تغییر مکان‌ها

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

۳-۱۰-۱-۵ اثر پیچش

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

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

۳-۱۰-۲ روش تحلیل تاریخچه زمانی

۳-۱۰-۲-۱ الزامات عمومی

در این روش با اثر دادن شتاب زمین به‌صورت تابعی از زمان به تکیه‌گاه سازه و انجام تحلیل دینامیکی، پاسخ مدل خطی سازه محاسبه می‌شود. برای در نظر گرفتن میرایی ذاتی سازه می‌توان از مدل میرایی ویسکوز خطی استفاده نمود. نسبت میرایی ویسکوز ذاتی برای مودهای نوسانی با زمان تناوب بزرگتر از ۰/۲ برابر زمان تناوب اصلی نوسان سازه، نباید بیشتر از ۵ درصد در نظر گرفته شود.

شتاب زمین بر اساس حداقل سه زوج شتاب‌نگاشت که با شرایط مذکور در فصل دوم این آیین‌نامه تهیه شده و مقیاس شده‌اند تعریف می‌شود.

۳-۱۰-۲-۲ اثر پیچش

در روش تحلیل تاریخچه زمانی باید آثار پیچش ذاتی و اتفاقی، مطابق ضوابط بند ۳-۹-۴ منظور گردد. اثر پیچش اتفاقی باید با جابجا کردن مرکز جرم طبقه به میزان برون مرکزی اتفاقی در نظر گرفته شود. در این حالت، نیازی به در نظر گرفتن ضریب تشدید پیچش اتفاقی، A_j، نیست.

۳-۱۰-۲-۳ تعداد مودهای نوسان

در تحلیل تاریخچه زمانی به روش مودی، تعداد مودهای مورد استفاده در تحلیل باید مطابق ضابطه بند ۳-۱۰-۱-۲ تعیین شوند.

۳-۱۰-۲-۴ مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها

شتاب‌نگاشت‌های منتخب، قبل از استفاده در تحلیل باید بر اساس ضوابط بند ۲-۱۰ مقیاس شوند.

۳-۱۰-۲-۵ اعمال شتاب‌نگاشت‌ها به مدل سازه

هر مؤلفهٔ یک زوج شتاب‌نگاشت افقی مقیاس شده، به‌طور مستقل در دو امتداد متعامد ساختمان که X و Y نامیده می‌شوند به مدل سه‌بعدی سازه اثر داده می‌شود و بازتاب‌های سازه به‌صورت تابعی از زمان تعیین می‌گردند.

۳-۱۰-۲-۶ اصلاح مقادیر بازتاب و تعیین مقادیر طراحی

۳-۱۰-۲-۶-۱ تعیین برش پایهٔ حداکثر

برای هر زوج شتاب‌نگاشت، برش‌های پایهٔ حداکثر به شرح زیر تعیین می‌شوند:

یکی از مؤلفه‌های زوج شتاب‌نگاشت به‌عنوان مؤلفهٔ X و دیگری به‌عنوان مؤلفهٔ Y انتخاب می‌شود. مؤلفهٔ X در امتداد محور X ساختمان و مؤلفهٔ Y در امتداد محور Y ساختمان، به‌طور مجزا و بدون در نظر گرفتن پیچش اتفاقی به سازه اعمال می‌شوند.

از تحلیل سازه تحت مؤلفهٔ X، مقدار برش پایهٔ ارتجاعی حداکثر این امتداد، V_{EX}، و از تحلیل سازه تحت مؤلفهٔ Y، مقدار برش پایهٔ ارتجاعی حداکثر این امتداد، V_{EY}، تعیین می‌شود.

برش‌های پایهٔ غیر ارتجاعی حداکثر در امتدادهای X و Y از طریق روابط (۳-۱۷-الف) و (۳-۱۷-ب) تعیین می‌شوند.

$$V_{IX} = \frac{V_{EX}}{\left(R_{ux}/I_e\right)} \qquad \text{(۳-۱۷-الف)}$$

$$V_{IY} = \frac{V_{EY}}{\left(R_{uy}/I_e\right)} \qquad \text{(۳-۱۷-ب)}$$

در روابط فوق، I_e، ضریب اهمیت ساختمان و R_{ux} و R_{uy} به ترتیب، ضرایب رفتار ساختمان در امتدادهای X و Y هستند.

۳-۱۰-۲-۶-۲ تعیین ضریب مقیاس برش پایه

برای هر زوج شتاب‌نگاشت مورد استفاده در تحلیل، ضریب مقیاس برش پایه در هر امتداد، η_X و η_Y، بر اساس روابط (۳-۱۸-الف) و (۳-۱۸-ب) تعیین می‌گردد.

$$\eta_X = \frac{V_X}{V_{IX}} \geq 1 \qquad \text{(۳-۱۸- الف)}$$

$$\eta_Y = \frac{V_Y}{V_{IY}} \geq 1 \qquad \text{(۳-۱۸- ب)}$$

در این روابط، V_X و V_Y به ترتیب، برش پایهٔ ساختمان در دو امتداد X و Y هستند که به روش استاتیکی معادل بر اساس رابطه (۳-۱) و با استفاده از طیف طرح یا طیف ویژهٔ ساختگاه محاسبه می‌شوند. در محاسبهٔ برش پایهٔ استاتیکی معادل، زمان تناوب اصلی نوسان سازه باید بر اساس بند ۳-۹-۲ و با رعایت محدودیت‌های زمان تناوب تجربی در نظر گرفته شود. همچنین در این محاسبه، رعایت برش پایهٔ حداقل، موضوع بند ۳-۹-۱-۲ ضروری است.

۳-۱۰-۲-۶-۳ محاسبهٔ تلاش‌های ترکیبی

برای هر امتداد و برای هر زوج شتاب‌نگاشت مورد استفاده در تحلیل تاریخچه زمانی، تلاش ترکیبی باید به‌صورت زیر محاسبه شود:

الف- تلاش ترکیبی در امتداد X باید با ضرب نمودن بازتاب ارتجاعی محاسبه‌شده با استفاده از مدل شامل پیچش اتفاقی (درصورت لزوم) در امتداد X در نسبت $I_e \eta_X / R_{ux}$ و جمع‌کردن آن با ۳۰ درصد بازتاب ارتجاعی محاسبه‌شده با استفاده از مدل بدون پیچش اتفاقی در امتداد Y که در نسبت $I_e \eta_Y / R_{uy}$ نیز ضرب شده، تعیین گردد.

ب- تلاش ترکیبی در امتداد Y باید با ضرب نمودن بازتاب ارتجاعی محاسبه‌شده با استفاده از مدل شامل پیچش اتفاقی (درصورت لزوم) در امتداد Y در نسبت $I_e \eta_Y / R_{uy}$ و جمع‌کردن آن با ۳۰ درصد بازتاب ارتجاعی محاسبه‌شده با استفاده از مدل بدون پیچش اتفاقی در امتداد X که در نسبت $I_e \eta_X / R_{ux}$ نیز ضرب شده، تعیین گردد.

۳-۱۰-۲-۶-۴ محاسبهٔ تغییر مکان جانبی

برای هر زوج شتاب‌نگاشت، تغییر مکان جانبی در هر امتداد باید به‌صورت زیر تعیین گردد:

الف- تغییر مکان جانبی امتداد X باید با ضرب نمودن بازتاب ارتجاعی محاسبه‌شده با استفاده از مدل دارای پیچش اتفاقی (درصورت لزوم) در امتداد X در نسبت $I_e \eta_X / R_{ux}$ تعیین گردد.

ب- تغییر مکان امتداد Y باید با ضرب نمودن بازتاب ارتجاعی محاسبه‌شده با استفاده از مدل شامل پیچش اتفاقی (درصورت لزوم) در امتداد Y در نسبت $I_e \eta_X / R_{ux}$ تعیین گردد.

تبصره: در این محاسبات برای تعیین برش پایهٔ استاتیکی معادل و η_X و η_Y، زمان تناوب اصلی نوسان سازه را می‌توان به‌صورت تحلیلی و بدون رعایت محدودیت‌های زمان تناوب تجربی در بند ۳-۹-۲ در نظر گرفت. همچنین در این محاسبه، رعایت برش پایهٔ حداقل، مطابق ضوابط بند ۳-۱۲-۴ ضروری است.

پ- در مواردی که مطابق ضوابط بند ۳-۱۲-۲، محاسبهٔ تغییر مکان جانبی نسبی ترکیبی ضروری باشد، تغییر مکان هر امتداد که به شرح فوق تعیین می‌شود باید با تغییر مکان امتداد دیگر که با رعایت همان ضوابط ولی با استفاده از مدل بدون پیچش اتفاقی تعیین می‌شود، ترکیب گردد.

۳-۱۰-۲-۶-۵ تعیین مقادیر تلاش‌های طراحی

مقادیر تلاش‌های طراحی باید برابر با بیشینهٔ تلاش‌های ترکیبی محاسبه‌شده در هر دو امتداد متعامد، موضوع بند ۳-۱۰-۲-۶-۳ و برای تمامی زوج شتاب‌نگاشت‌ها در نظر گرفته

شوند. در اعضایی که باید برای آنها اثرات ناشی از اندرکنش نیروها در نظر گرفته شود، به‌جای در نظرگرفتن بیشینهٔ مقدار هر یک از نیروها می‌توان از بیشینهٔ نسبت تقاضا به ظرفیت ترکیبی استفاده نمود.

تبصره: درصورتی‌که به‌جای سه زوج شتاب‌نگاشت، حداقل از هفت زوج شتاب‌نگاشت استفاده شده باشد می‌توان مقدار متوسط بیشینهٔ نسبت تقاضا به ظرفیت ترکیبی حاصل از تمامی زوج شتاب‌نگاشت‌ها را برای طراحی در نظر گرفت.

۳-۱۰-۲-۶-۶ تعیین مقادیر تغییر مکان‌های جانبی نسبی

مقدار تغییر مکان جانبی نسبی یک طبقه باید برابر با بیشینهٔ تغییر مکان‌های جانبی نسبی محاسبه‌شده برای آن طبقه در هر دو امتداد متعامد، موضوع بند ۳-۱۰-۲-۶-۴، و برای تمامی زوج شتاب‌نگاشت‌ها در نظر گرفته شود.

تبصره: درصورتی‌که به‌جای سه زوج شتاب‌نگاشت، حداقل از هفت زوج شتاب‌نگاشت استفاده شده باشد می‌توان مقدار متوسط بیشینهٔ تغییر مکان‌های جانبی نسبی طبقه، حاصل از تمامی زوج شتاب‌نگاشت‌ها را به‌عنوان تغییر مکان جانبی نسبی طبقه در نظر گرفت.

۳-۱۱ ضوابط تحلیل سیستم‌های ترکیبی

۳-۱۱-۱ ترکیب سیستم‌ها در پلان

۳-۱۱-۱-۱ ترکیب سیستم‌ها در دو امتداد عمود بر هم پلان

در ساختمان‌هایی که در دو امتداد متعامد پلان، برای تحمل نیروی جانبی زلزله از دو سیستم مقاوم لرزه‌ای مختلف استفاده شده باشد، برای هر یک از دو امتداد باید از ضرایب R_u، Ω_o و C_d مربوط به سیستم مقاوم لرزه‌ای آن امتداد استفاده شود.

۳-۱۱-۱-۲ ترکیب سیستم‌ها در هر یک از امتدادهای پلان

در ساختمان‌هایی که برای تحمل نیروی جانبی زلزله، در هر یک از امتدادهای پلان از ترکیبی از سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای استفاده شده باشد که ضوابط سیستم‌های دوگانه، موضوع بند ۳-۴-۱-۴ را تأمین نمی‌کند باید در آن امتداد از ضرایب R_u، Ω_o و C_d مربوط

به سیستمی استفاده شود که در جدول (۳-۱) دارای R_u کوچکتری است؛ اما درهرحال، رعایت ضوابط لرزه‌ای هر یک از سیستم‌ها، مطابق آیین‌نامه‌های طراحی الزامی است.
در این امتداد، زمان تناوب تجربی باید بر اساس سیستمی محاسبه شود که مقدار کمتری ارائه می‌دهد. همچنین حداکثر ارتفاع مجاز این امتداد باید برابر حداکثر ارتفاع مجاز سیستمی در نظر گرفته شود که دارای مقدار کوچکتری است.

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

در ساختمان‌هایی که در یک امتداد، در ارتفاع از دو سیستم مقاوم لرزه‌ای مختلف استفاده شده باشد، نیروی جانبی زلزله در امتداد موردنظر در حالت کلی می‌تواند مطابق الزامات بند ۳-۱۱-۲-۱ و در حالت خاص مطابق الزامات بند ۳-۱۱-۲-۲ تعیین شود.
ارتفاع سیستم فوقانی از روی تراز تحتانی این سیستم نباید از حداکثر ارتفاع مجاز مربوط به این سیستم بیشتر باشد. همچنین مجموع ارتفاع سیستم‌های فوقانی و تحتانی از روی تراز پایه نباید از حداکثر ارتفاع مجاز مربوط به سیستم تحتانی بیشتر باشد.

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

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

استثناء ۳: در مواردی که در بام ساختمان، سازه‌ای حداکثر دو طبقه با وزن کمتر از ۱۰ درصد وزن کل ساختمان وجود داشته باشد، ساختمان در امتداد موردنظر می‌تواند مشمول الزامات ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع نشود و به‌عنوان یک سیستم سازه‌ای واحد با ضریب نامعینی ρ و پارامترهای لرزه‌ای R_u، Ω_o و C_d سیستم سازهٔ اصلی در نظر گرفته شود؛ لیکن محدودیت ارتفاعی باید بر اساس ارتفاع کل ساختمان کنترل شود. همچنین لازم است سازهٔ فوقانی برای نیروی جانبی زلزله‌ای که باید بر اساس ضریب نامعینی ρ و پارامترهای لرزه‌ای

R_u، Ω_o و C_d همین قسمت تعیین شده و تراز پایهٔ آن بالاترین تراز سیستم سازهٔ اصلی فرض می‌شود، کنترل و طراحی گردد.

۳-۱۱-۲-۱ روش تحلیل در حالت کلی

درحالت کلی، در محاسبات سازه در امتدادی که ساختمان دارای سیستم ترکیبی در ارتفاع از روی تراز پایه است باید الزامات زیر رعایت شود:

الف) برای محاسبهٔ زمان تناوب تجربی، ابتدا باید زمان‌های تناوب تجربی هر یک از سیستم‌های تحتانی و فوقانی بر اساس ارتفاع کل ساختمان، مطابق ضوابط بند ۳-۹-۲ محاسبه شوند. سپس زمان تناوب تجربی سیستم ترکیبی، برابر با میانگین وزنی زمان تناوب تجربی هر یک از سیستم‌ها بر اساس ارتفاع آن‌ها نسبت به ارتفاع کل ساختمان در نظر گرفته شود.

ب) زمان تناوب تحلیلی سیستم ترکیبی باید با استفاده از مدلی تعیین شود که شامل هر دو سیستم تحتانی و فوقانی بوده و هیچ‌یک از درجات آزادی طبقات آن‌ها مقید نشده باشد.

پ) در ساختمان‌هایی که مقدار ضریب رفتار سیستم فوقانی، کوچکتر از مقدار آن در سیستم تحتانی است، برای محاسبات هر دو سیستم تحتانی و فوقانی باید از مقادیر R_u، Ω_o و C_d سیستم فوقانی و ضریب نامعینی بحرانی (بزرگترین مقدار از بین ضریب نامعینی سیستم فوقانی و تحتانی) استفاده شود. در این حالت، کنترل برش پایهٔ حداقل مطابق بند ۳-۹-۱-۲ و درصورت انجام تحلیل طیفی، اصلاح مقادیر بازتاب‌ها مطابق بند ۳-۱۰-۱-۴، در تراز پایه الزامی است.

ت) در ساختمان‌هایی که مقدار ضریب رفتار سیستم تحتانی، کوچکتر از مقدار آن در سیستم فوقانی است لازم است یک‌بار برای کل ساختمان از مقادیر R_u، Ω_o، C_d و ρ سیستم فوقانی استفاده شده و فقط سیستم فوقانی طراحی گردد. یک‌بار هم برای کل ساختمان از مقادیر R_u، Ω_o، C_d و ρ سیستم تحتانی استفاده شده و فقط سیستم تحتانی طراحی گردد. در این حالت، کنترل برش پایهٔ حداقل، موضوع بند ۳-۹-۱-۲، در تراز پایه الزامی است. همچنین برای هر دو سیستم فوقانی و تحتانی، اصلاح مقادیر

بازتاب‌ها مطابق بند ۳-۱۰-۱-۴ در تراز پایه برای انجام تحلیل طیفی و نیز رعایت تبصره‌های ۱ و ۲ زیر الزامی است.

تبصره ۱: درصورت انجام تحلیل استاتیکی معادل، برای محاسبات سیستم فوقانی به روش فوق، درصورتی‌که سختی جانبی سیستم تحتانی بیش از ۱۰ برابر سختی جانبی سیستم فوقانی باشد، مقدار برش در پایین‌ترین طبقهٔ سیستم فوقانی نباید کمتر از مقدار برش پایهٔ آن در حالتی که به‌طور مجزا در نظر گرفته می‌شود، باشد. برای تعیین مقدار برش پایهٔ سیستم فوقانی در حالت مجزا، زمان تناوب تجربی سیستم فوقانی باید بر اساس ارتفاع همین سیستم، و زمان تناوب تحلیلی آن باید بر اساس مدلی که در آن درجات آزادی انتقالی کلیهٔ طبقات سیستم تحتانی مقید شده است، محاسبه شود.

تبصره ۲: درصورت انجام تحلیل طیفی، برای محاسبات سیستم فوقانی به روش فوق، درصورتی‌که سختی جانبی سیستم تحتانی بیش از ۱۰ برابر سختی جانبی سیستم فوقانی بوده و پس از اصلاح مقادیر بازتاب‌ها، مقدار برش در پایین‌ترین طبقهٔ سیستم فوقانی کمتر از مقدار برش تحلیل استاتیکی معادل سیستم فوقانی در تراز تحتانی آن، بر اساس زمان تناوب اصلی نوسان جانبی و پارامترهای لرزه‌ای همین سیستم باشد، مقادیر بازتاب‌ها باید به نحوی اصلاح شوند که مقدار برش اصلاح‌شده در پایین‌ترین طبقهٔ سیستم فوقانی کمتر از مقدار برش ناشی از تحلیل استاتیکی معادل این سیستم در تراز تحتانی آن نشود. در این حالت، زمان تناوب تجربی و تحلیلی سیستم فوقانی، مشابه تبصرهٔ ۱ فوق‌الذکر محاسبه شود.

۳-۱۱-۲-۲ روش تحلیل در حالت خاص (تحلیل دو مرحله‌ای)

در ساختمان‌هایی که در روی تراز پایه و در ارتفاع، از دو سیستم مقاوم لرزه‌ای مختلف استفاده شده باشد، محاسبات آنها در امتداد موردنظر می‌تواند به‌صورت دو مرحله‌ای انجام شود، مشروط بر آنکه سختی جانبی سیستم تحتانی حداقل ۱۰ برابر سختی جانبی سیستم فوقانی و زمان تناوب تحلیلی کل ساختمان کمتر از ۱٫۱ برابر زمان تناوب تحلیلی سیستم فوقانی باشد.

در این حالت برای محاسبهٔ زمان تناوب تحلیلی سیستم فوقانی، در مدل سازه باید درجات آزادی انتقالی کلیهٔ طبقات سیستم تحتانی مقید شوند.

سختی جانبی سیستم فوقانی برابر است با نسبت برش ناشی از زلزله در پایین‌ترین طبقهٔ همین سیستم به تغییر مکان جانبی کلی بالاترین تراز آن که از مدل تحلیلی مرحله (۱) زیر تعیین می‌گردد، با این فرض که در این مدل، درجات آزادی انتقالی طبقات سیستم تحتانی مقید شوند. همچنین سختی جانبی سیستم تحتانی برابر است با نسبت برش ناشی از زلزله در پایین‌ترین طبقهٔ همین سیستم به تغییر مکان جانبی کلی بالاترین تراز آن که از مدل تحلیلی مرحله (۲) زیر تعیین می‌گردد.

روش انجام تحلیل دو مرحله‌ای ساختمان‌هایی که حائز شرایط این بند هستند، به شرح زیر است:

(۱) در مرحلهٔ اول، سیستم فوقانی، تحت اثر نیروی جانبی زلزله که بر اساس مقادیر R_u، Ω_o، C_d و ρ همین سیستم و با در نظر گرفتن تراز پایه در بالاترین تراز سیستم تحتانی تعیین شده است، در یک مدل مجزا تحلیل و طراحی می‌شود. در این مرحله، کنترل برش پایهٔ حداقل، موضوع بند ۳-۹-۱-۲، و درصورت انجام تحلیل طیفی، اصلاح مقادیر بازتاب‌ها مطابق بند ۳-۱۰-۱-۴، در پایین‌ترین طبقهٔ سیستم فوقانی الزامی است.

(۲) در مرحلهٔ دوم، ابتدا نیروی جانبی زلزلهٔ سیستم فوقانی، مطابق آنچه در مرحلهٔ (۱) محاسبه شد، در نسبت R_u/ρ سیستم فوقانی به R_u/ρ سیستم تحتانی که نباید کوچکتر از ۱٫۰ در نظر گرفته شود، ضرب می‌شود. سپس سیستم تحتانی تحت اثر نیروی جانبی اصلاح‌شدهٔ سیستم فوقانی و نیز نیروی جانبی وارد بر قسمت تحتانی که بر اساس مقادیر R_u، Ω_o، C_d و ρ و نیز ارتفاع همین سیستم و بدون افزایش زمان تناوب تجربی و با رعایت مقدار برش پایهٔ حداقل همین سیستم تعیین شده است، در یک مدل مجزا تحلیل و طراحی می‌شود. در این حالت، تحلیل و طراحی سیستم تحتانی باید بر اساس تحلیل استاتیکی معادل صورت گیرد.

تبصره: در مرحلهٔ دوم، درصورتی‌که در تحلیل و طراحی سیستم فوقانی، مقدار برش پایهٔ حداقل، تعیین‌کنندهٔ مقدار نیروی زلزلهٔ این سیستم باشد، برای در نظر گرفتن آثار نیروی زلزلهٔ جانبی سیستم فوقانی بر روی سیستم تحتانی، مقدار نیروی زلزلهٔ سیستم فوقانی باید برابر بزرگترین دو مقدار زیر در نظر گرفته شود:

(۱) نیروی زلزلهٔ افزایش‌یافته با نسبت R_u/ρ سیستم فوقانی به R_u/ρ سیستم تحتانی، که نباید کوچکتر از ۱٫۰ لحاظ شود.
(۲) برش پایهٔ حداقل.

۳-۱۱-۳ سازهٔ زیر تراز پایه

در طراحی سازهٔ زیر تراز پایه در ساختمان‌هایی که تراز پایهٔ آنها حداکثر ۲۰ متر بالاتر از تراز شالوده است، موارد زیر باید رعایت شود:

(۱) سازهٔ زیر تراز پایه می‌تواند بدون در نظر گرفتن آثار سختی افقی خاک اطراف و جرم طبقات قرار گرفته در زیر تراز پایه، بر اساس نیروی زلزلهٔ بخش روی تراز پایه که در نسبت R_u/ρ سیستم روی تراز پایه به R_u/ρ سیستم زیر تراز پایه ضرب می‌شود، طراحی شود که البته حاصل این نسبت نباید کوچکتر از ۱٫۰ لحاظ شود. ضریب ρ برای سیستم زیر تراز پایه، برابر با ۱٫۰ در نظر گرفته شود. به‌جای استفاده از این روش می‌توان کل سازه، شامل بخش‌های رو و زیر تراز پایه را در یک مدل کامل، شامل اثرات خاک اطراف، به روش دینامیکی طیفی یا تاریخچهٔ زمانی تحلیل نمود.
(۲) نیروهای ناشی از فشار جانبی خاک باید بر اساس الزامات مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان و فصل ششم این آیین‌نامه تعیین و در محاسبات لحاظ شود.
(۳) در آن دسته از اعضایی که تحمل کنندهٔ بار عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای هستند که تا روی شالوده ادامه پیدا نمی‌کنند، رعایت ضوابط بند ۳-۱۶-۲ الزامی است.

در ساختمان‌هایی که تراز پایهٔ آنها بیش از ۲۰ متر بالاتر از تراز شالوده قرار دارد باید علاوه بر رعایت بندهای (۱) تا (۳) فوق، ضوابط بند ۳-۱۵ و فصل ششم این آیین‌نامه نیز رعایت گردد.

۳-۱۲ تغییر مکان جانبی تحت اثر زلزلهٔ طرح

۳-۱۲-۱ تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی هر طبقه، Δ_{eu}، بر مبنای اختلاف بین تغییر مکان‌های جانبی کلی مراکز جرم کف‌های بالا و پایین آن طبقه و بر اساس یکی از روش‌های تحلیل خطی محاسبه می‌شود؛ لیکن در ساختمان‌های دارای نامنظمی پیچشی زیاد و شدید، محاسبه تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی هر طبقه باید بر مبنای بیشترین

اختلاف بین تغییر مکان‌های جانبی گره‌های قرارگرفته در یک امتداد قائم در کف‌های بالا و پایین آن طبقه، که در محل محورهای کناری ساختمان قرار دارند انجام شود.

محاسبه Δ_{eu} طبقات باید در حضور بارهای ثقلی قابل انتظار و با در نظر گرفتن آثار P-Δ مطابق بند ۳-۱۶-۱ انجام شود. بارهای ثقلی قابل انتظار نباید کمتر از 1D+0.5L در نظر گرفته شود که ، D بار مرده و L بار زندهٔ کاهش نیافته است و مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان تعیین می‌گردند. مقدار L در ترکیب فوق را می‌توان برای بارهای زنده کمتر از ۵ کیلو نیوتن بر مترمربع برابر ۰/۴L_0 و برای بارهای زنده ۵ کیلو نیوتن بر مترمربع و بیشتر، برابر ۰/۸L_0 در نظر گرفت. L_0، حداقل بار زنده گسترده یکنواخت، مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان می‌باشد.

۳-۱۲-۲ در هر یک از امتدادهای ساختمان، تغییر مکان جانبی نسبی غیر ارتجاعی هر طبقه تحت اثر زلزلهٔ طرح، از رابطه (۳-۱۹) محاسبه می‌شود.

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

در رابطه فوق:

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

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

Δ_{eu} : تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی طبقه در امتداد موردنظر، تحت اثر زلزلهٔ طرح، حاصل از تحلیل خطی (بندهای ۳-۹ یا ۳-۱۰-۱-۴-۲ یا ۳-۱۰-۲-۶-۴)؛

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

تبصره ۳: چنانچه قاب‌های خمشی از نوع متوسط یا معمولی در هر یک از سیستم‌های قاب ساختمانی، قاب خمشی یا دوگانه وجود داشته باشد، مقادیر تغییر مکان جانبی نسبی مجاز طبقه برای گروه اهمیت ۲ باید به ۰٫۰۱۲۵h و برای گروه‌های اهمیت ۳ و ۴ به ۰٫۰۱۵۰h محدود گردد.

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

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

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

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

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

در رابطه فوق:

δ_M: حداکثر تغییر مکان جانبی کلی غیر ارتجاعی در محل بحرانی طبقه موردنظر، تحت اثر زلزله طرح؛

δ_{eu}: حداکثر تغییر مکان جانبی کلی ارتجاعی در محل بحرانی طبقه موردنظر تحت اثر زلزلهٔ طرح و با احتساب آثار P-Δ، که بر مبنای یکی از روش‌های تحلیل خطی محاسبه شده است. درصورتی‌که سازه در امتداد موردنظر دارای نامنظمی پیچشی باشد باید اثر ضریب تشدید پیچش اتفاقی، A_j، موضوع تبصره بند ۳-۹-۴-۳ نیز در تعیین این تغییر مکان لحاظ شده باشد؛

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

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

مقدار δ_M محاسبه‌شده از رابطه (۳-۲۰) نباید از پنج هزارم ارتفاع طبقه موردنظر از تراز پایه، کمتر در نظر گرفته شود.

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

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

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

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

۳-۱۲-۸ اعضای رابط بین سازه‌ها

تکیه‌گاه‌های تحمل‌کنندهٔ بارهای ثقلی اعضای رابط بین دو سازهٔ مجزا باید برای حداکثر تغییر مکان‌های جانبی نسبی مورد انتظار بین دو سازه طراحی شوند. در تعیین تغییر مکان‌های جانبی نسبی مذکور باید ضوابط زیر در نظر گرفته شود:

الف- تغییر مکان جانبی هر تکیه‌گاه عضو رابط بر مبنای رابطه (۳-۲۰) تعیین می‌شود، با این تفاوت که δ_{eu}، حداکثر تغییر مکان جانبی کلی ارتجاعی سازه در محل تکیه‌گاه موردنظر است. درصورتی‌که سازه دارای نامنظمی پیچشی باشد، اثر ضریب تشدید پیچش اتفاقی، A_j، موضوع تبصره ۲ بند ۳-۹-۴-۳ نیز باید در تعیین این جابجایی لحاظ شود.

ب- در محل هر یک از تکیه‌گاه‌های عضو رابط باید تغییر مکان جانبی حاصل از بند "الف" ۱٫۵ برابر شود.

پ- به‌منظور محاسبهٔ حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی مورد انتظار بین دو سازه، باید فرض شود که این دو سازه در خلاف جهت یکدیگر حرکت می‌کنند. بر این اساس، جابجایی

دو سازه نسبت به یکدیگر باید برابر با مجموع جابجایی‌های هر یک از این دو سازه، حاصل از بند "ب" در نظر گرفته شود.

۳-۱۳ دیافراگم‌ها

دیافراگم‌ها که معمولاً کف‌های سازه‌ای تحمل‌کنندهٔ بارهای ثقلی در ساختمان‌ها هستند، در هنگام وقوع زلزله، وظیفه انتقال نیروهای ایجادشده در کف‌ها به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای را بر عهده دارند. دیافراگم‌ها باید در برابر تغییرشکل‌های افقی که در آن‌ها ایجاد می‌شود دارای مقاومت و سختی کافی باشند.
ضوابط مربوط به مدل‌سازی و طراحی دیافراگم‌ها در این بند و اطلاعات تکمیلی در این خصوص و نیز اثر بازشوها و پس‌رفتگی گوشه‌ها در تحلیل و طراحی آن‌ها در پیوست (۳) این آیین‌نامه ارائه گردیده است.

۳-۱۳-۱ در تحلیل سازهٔ ساختمان باید اثر سختی دیافراگم و عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای به‌طور مناسب در نظر گرفته شود. دیافراگم‌ها به سه دستهٔ صلب، نیمه صلب و نرم تقسیم می‌شوند. دیافراگم‌های صلب و نرم به ترتیب در بندهای ۳-۱۳-۱-۱ و ۳-۱۳-۱-۲ معرفی شده‌اند. چنانچه دیافراگم در هیچ‌یک از دسته‌های صلب یا نرم قرار نگیرد، نیمه صلب محسوب گشته و باید سختی آن در تحلیل سازه، از طریق مدل کردن دیافراگم در نظر گرفته شود.

تبصره: در مواردی که دیافراگم از نوع صلب یا نرم باشد در نظر گرفتن سختی دیافراگم در مدل‌سازی و تحلیل سازه بلامانع است.

۳-۱۳-۱-۱ دیافراگم صلب

در دیافراگم‌های صلب، تغییرشکل داخل صفحهٔ دیافراگم در مقایسه با تغییر مکان جانبی نسبی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای، کوچک و قابل صرف‌نظرکردن است. درصورتی‌که تحت اثر نیروهای جانبی زلزله، تغییر مکان کلیهٔ نقاط دیافراگم در مدل تحلیلی که در آن سختی داخل صفحهٔ دیافراگم لحاظ گردیده، نسبت به مدل تحلیلی که در آن دیافراگم به‌صورت صلب مدل شده، کمتر از ۱۰ درصد اختلاف داشته باشد می‌توان دیافراگم را صلب در نظر گرفت.

دیافراگم‌های دال بتنی و عرشه فولادی پُرشده با بتن، با نسبت دهانه به عمق کمتر یا برابر با ۳ در ساختمان‌هایی که فاقد نامنظمی در پلان از نوع هندسی، دیافراگم، جابجایی خارج از صفحه و سیستم‌های غیر موازی باشند را نیز می‌توان صلب در نظر گرفت. دهانه دیافراگم، فاصله افقی بین عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای مجاور است که تأمین‌کنندهٔ اصلی سختی و مقاومت لازم برای نگهداری دیافراگم می‌باشند. همچنین عمق دیافراگم، بُعد دیافراگم در امتداد نیروی جانبی در دهانه موردنظر با احتساب اثر بازشوها درصورت وجود است.

تبصره: درصورتی‌که دیافراگم، مطابق ضوابط فوق، صلب محسوب شود، لیکن اثرات رانش معکوس در سازه قابل‌ملاحظه باشد، در نظر گرفتن سختی دیافراگم در مدل سازه ضرورت دارد. رانش معکوس (Backstay) پدیده‌ای است که در ساختمان‌هایی که نیروهای زلزلهٔ عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای بخش فوقانی ساختمان از طریق دیافراگم‌هایی به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای بخش تحتانی - که دارای ابعاد بزرگتری در پلان بوده و توسط دیوارهای حائل بتن‌آرمهٔ سخت محصور شده است - منتقل می‌شود، اتفاق می‌افتد. این پدیده شامل ایجاد تلاش‌ها و تغییرشکل‌هایی در دیافراگم‌های بخش تحتانی ساختمان، برای ایجاد تعادل با اثرات نیروهای جانبی زلزلهٔ بخش فوقانی است.

۳-۱۳-۱-۲ دیافراگم نرم

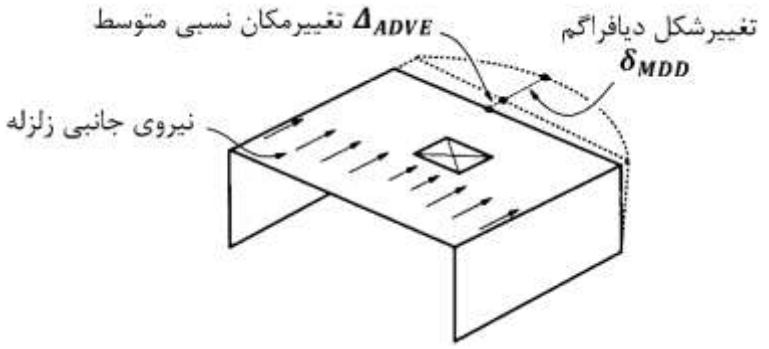
در دیافراگم‌های نرم، تغییرشکل داخل صفحهٔ دیافراگم در مقایسه با تغییر مکان جانبی نسبی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای قابل‌ملاحظه است.

درصورتی‌که دیافراگم، مطابق ضوابط بند ۳-۱۳-۱-۱ صلب محسوب نشود و نیز رابطهٔ (۳-۲۱) برقرار باشد، دیافراگم نرم محسوب می‌شود (شکل ۳-۴).

$$\frac{\delta_{MDD}}{\Delta_{ADVE}} > 2 \qquad (۳-۲۱)$$

δ_{MDD}: حداکثر تغییرشکل داخل صفحهٔ دیافراگم در دهانهٔ موردنظر، ناشی از نیروهای جانبی زلزله که مطابق بند ۳-۹ محاسبه شده است؛

Δ_{ADVE}: متوسط تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای طرفین دهانهٔ موردنظر دیافراگم در طبقهٔ موردنظر، ناشی از نیروهای جانبی زلزله مطابق بند ۳-۹.



شکل ۳-۴ δ_{MDD} و Δ_{ADVE} در دهانهٔ دیافراگم

همچنین دیافراگم‌های ساخته‌شده از عرشه فولادی بدون بتن رویه یا ساخته‌شده از پنل‌های با مصالح سازه‌ای چوبی در ساختمان‌هایی که سیستم مقاوم لرزه‌ای آنها متشکل از قاب مهاربندی‌شدهٔ فولادی یا دیوار برشی بتنی، فولادی یا بنایی باشد را می‌توان نرم در نظر گرفت.

۳-۱۳-۲ در سازه‌های دارای دیافراگم‌های صلب و نیمه صلب، به‌منظور توزیع برش طبقه ناشی از زلزله در پلان، در نظر گرفتن اثر لنگرهای پیچشی در ساختمان با رعایت تبصره ۱ بند ۳-۹-۴-۳ الزامی است؛ لیکن در سازه‌های دارای دیافراگم‌های نرم، در توزیع برش طبقه ناشی از زلزله در پلان، نیازی به در نظر گرفتن اثر لنگرهای پیچشی نبوده و می‌توان به‌طور تقریبی، توزیع برش مذکور بین عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای در هر طبقه را بر اساس موقعیت و سهم جرم آنها انجام داد.

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

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

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

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

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

در روابط فوق:

F_{pux} : نیروی جانبی زلزله برای طراحی دیافراگم تراز x؛

W_i : وزن مؤثر لرزه‌ای طبقهٔ i مطابق تعاریف بند ۳-۷-۴؛

W_{px} : وزن مؤثر لرزه‌ای دیافراگم تراز x. در محاسبه W_{px} می‌توان از وزن دیوارهای سازه‌ای موازی با امتداد نیروی زلزله صرف‌نظر نمود؛ یا به‌طور محافظه‌کارانه آن را برابر W_i در نظر گرفت؛

F_{ui} : نیروی جانبی زلزلهٔ وارد بر طبقهٔ i مطابق ضوابط بندهای ۳-۹ یا ۳-۱۰؛

n : تعداد کل طبقات؛

I_e : ضریب اهمیت ساختمان؛

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

تبصره: در ساختمان‌هایی که مشمول شرایط بند ۳-۶-۲-الف می‌باشند باید در طراحی دیافراگم‌های آنها، اثر هم‌زمان نیروی زلزلهٔ دو امتداد متعامد مطابق ضوابط بند ۳-۶-۲، در نظر گرفته شود.

۳-۱۳-۴ درصورت وجود نیروهای انتقالی وارد بر دیافراگم رابط بین عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای، دیافراگم باید تحت اثر هم‌زمان نیروی جانبی زلزلهٔ طراحی دیافراگم آن طبقه مطابق ضوابط بند ۳-۱۳-۳ و همچنین نیروهای انتقالی وارد بر دیافراگم که در ضریب نامعینی ρ نیز ضرب شده‌اند طراحی شود. در سازه‌هایی که دارای نامنظمی در پلان از نوع جابجایی خارج از صفحه هستند، نیروهای انتقالی بین عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای که در امتداد افقی جابجا شده‌اند باید ابتدا در ضریب Ω_o ضرب و سپس به نیروی جانبی زلزلهٔ طراحی دیافراگم اضافه شوند.

به‌منظور تعیین تلاش‌های داخل صفحهٔ دیافراگم‌ها لازم است از مدلی استفاده شود که در

آن، سختی، نیروهای وارد بر دیافراگم و موقعیت عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای به‌طور مناسب منظور شده باشند.

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

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

ب- نیروی جانبی زلزلهٔ طراحی دیافراگم بر اساس رابطهٔ (۳-۲۲) با در نظر گرفتن اثر ضریب اضافه مقاومت Ω_o؛

پ- نیروی جانبی زلزلهٔ طراحی دیافراگم بر اساس رابطهٔ (۳-۲۳) و بدون در نظر گرفتن اثر ضریب اضافه مقاومت Ω_o.

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

۳-۱۳-۷ روش جایگزین برای طراحی دیافراگم‌ها

به‌منظور طراحی دیافراگم‌های با بتن درجا، عرشه فولادی بدون بتن و عرشه فولادی پُرشده با بتن، به‌جای استفاده از بندهای ۳-۱۳-۳ الی ۳-۱۳-۵ می‌توان از روش جایگزین که در بند پ۳-۵ پیوست (۳) این آیین‌نامه ارائه گردیده نیز استفاده نمود؛ لیکن طراحی دیافراگم‌های پیش‌ساختهٔ بتنی صرفاً باید بر اساس روش جایگزین انجام شود.

۳-۱۴ دیوارهای سازه‌ای

۳-۱۴-۱ طراحی برای نیروهای خارج از صفحه

دیوارهای سازه‌ای باید برای نیرویی عمود بر صفحهٔ دیوار، برابر با مقدار حاصل از رابطه (۳-۲۵) طراحی شوند. این نیرو نباید از ۱۰ درصد وزن دیوار سازه‌ای کمتر در نظر گرفته شود.

$$F_w = 0.4 S_{DS} . I_e . W_w \qquad (۳-۲۵)$$

در رابطه فوق:

F_w: نیروی عمود بر صفحهٔ دیوار سازه‌ای؛

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

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

W_w: وزن دیوار سازه‌ای.

۳-۱۴-۲ مهار دیوار سازه‌ای

دیوارهای سازه‌ای باید با اتصال مستقیم به اعضای تکیه‌گاهی مهار شوند و نیروهای مهاری نیز باید به نحو مناسب به دیافراگم‌ها منتقل شوند. درصورتی‌که دیوار سازه‌ای به دیافراگم صلب یا نیمه صلب مهار شود، نیروی طراحی هر مهار، F_P، از رابطه (۳-۲۶) محاسبه می‌شود.

$$F_P = 0.4 S_{DS} . I_e . W_P \qquad (۳-۲۶)$$

در رابطه فوق، W_P، سهم هر مهار از وزن دیوار سازه‌ای است.

نیروی حاصل از رابطه (۳-۲۶) نباید از بیشترین دو مقدار $0.2W_P$ و حاصل‌ضرب ۰٫۲۴ کیلونیوتن بر مترمربع در سهم مساحت هر مهار از دیوار سازه‌ای، کمتر در نظر گرفته شود. در مواردی که دیوار سازه‌ای به دیافراگم نرم مهار می‌شود باید نیروی طراحی هر مهار، حاصل از رابطه (۳-۲۶)، از طریق ضریب K_a، مطابق رابطه (۳-۲۷) تشدید گردد. در این حالت، نیروی طراحی هر مهار نباید از بیشترین دو مقدار $0.2K_aW_P$ و حاصل‌ضرب ۰٫۲۴ کیلونیوتن بر مترمربع در سهم مساحت هر مهار از دیوار سازه‌ای، کمتر در نظر گرفته شود.

$$K_a = (1+\frac{L_f}{30}) \le 2 \qquad (۲۷-۳)$$

در رابطه فوق:

K_a: ضریب تشدید نیروی طراحی مهارها، در حالت دیافراگم‌های نرم؛

L_f: طول دهانهٔ دیافراگم (برحسب متر) که به‌عنوان تکیه‌گاه جانبی دیوار به‌کار برده می‌شود. این طول، فاصلهٔ افقی بین اعضای قائمی است که در امتداد موردنظر به‌عنوان تکیه‌گاه جانبی دیافراگم عمل می‌کنند.

در مواردی که اجزاء سیستم مهاری تحت اثر بارهای برون‌محور قرار گیرند، یا این اجزاء بر دیوار سازه‌ای عمود نباشند باید به نحوی طراحی شوند که مقاومت لازم در برابر کلیهٔ مؤلفه‌های نیروی وارده و آثار ناشی از برون‌محوری آن را داشته باشند.

۳-۱۵ پی ساختمان

پی ساختمان شامل دو بخش، سازهٔ پی و خاک پی، باید به‌گونه‌ای طراحی شود که قابلیت تحمل نیروها و تغییر مکان‌های اعمالی ناشی از زلزلهٔ طرح یا زلزلهٔ سطح بهره‌برداری را حسب مورد داشته باشد. در تعیین مشخصات خاک باید طبیعت دینامیکی بارهای اعمالی و وابستگی مشخصات دینامیکی خاک به آن در نظر گرفته شود. نحوهٔ مدل‌سازی و ضوابط خاص تحلیل و طراحی لرزه‌ای پی در بندهای ۳-۱۵-۱، ۳-۱۵-۳ و فصل ششم این آیین‌نامه ارائه شده است.

۳-۱۵-۱ مشخصات بار- تغییر مکان پی

در تحلیل سازه با روش‌های خطی می‌توان تکیه‌گاه سازه را در تراز پی، ثابت فرض نمود؛ مگر در مواردی‌که مطابق بند ۳-۱۵-۲، در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه در تحلیل سازه الزامی باشد. در این روش‌ها چنانچه در نظر گرفتن انعطاف‌پذیری پی، مد نظر باشد باید مشخصات بار-تغییر مکان پی از طریق سختی معادل در مدل سازه منظور شود. سختی معادل پی بر اساس مشخصات خاک پی در سطح کرنش‌های مورد انتظار در زلزله تعیین می‌شود. برای محاسبه سختی معادل پی، مدول برشی خاک (G) و سرعت موج

برشی (v_s) در سطح کرنش مورد انتظار در زلزلهٔ طرح، بر اساس ضوابط پیوست (۴) این آیین‌نامه یا مطالعات ژئوتکنیکی ساختگاه تعیین می‌شوند.
در تحلیل سازه به روش دینامیکی، درصورت مدل‌سازی هم‌زمان سازه و پی لازم است تحلیل سازه یک‌بار با فرض سختی افزایش یافتهٔ خاک پی به میزان ۵۰ درصد و یک‌بار نیز با فرض سختی کاهش یافتهٔ خاک پی به میزان ۵۰ درصد انجام شود و مقادیر بزرگتر پاسخ‌ها، مبنای طراحی قرار گیرد.

۳-۱۵-۲ اثر اندرکنش خاک و سازه

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

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

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

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

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

۳-۱۶ سایر ضوابط طراحی لرزه‌ای

۳-۱۶-۱ آثار P-Δ

در نظر گرفتن آثار P-Δ به روش تحلیل مرتبهٔ دوم یا به روش تشدید آثار تحلیل مرتبهٔ اول در تحلیل تمامی سازه‌ها برای تعیین جابجایی‌های جانبی سازه ضرورت دارد. لحاظ نمودن این آثار در تعیین تلاش‌های داخلی نیز ضروری است، مگر آنکه آیین‌نامه طراحی (مبحث نهم یا دهم مقررات ملی ساختمان) اجازه دهد در طراحی سازه از آن صرف‌نظر شود. به‌منظور تعیین آثار P-Δ می‌توان از روش تقریبی ارائه‌شده در پیوست (۷) این آیین‌نامه نیز استفاده نمود.

۳-۱۶-۱-۱ مقدار شاخص پایداری، θ_i، در هر طبقه و در هر امتداد سازه، بر اساس رابطه (۳-۲۸) محاسبه می‌شود. این شاخص نباید از θ_{max}، مطابق رابطه (۳-۲۹) بیشتر باشد؛ در غیر این صورت، احتمال ناپایداری سازه وجود داشته و لازم است در طراحی آن تجدیدنظر شود.

$$\theta_i = \frac{P_i . \Delta_{eui}}{V_i . h_i} \qquad (۳-۲۸)$$

$$\theta_{\max} = \frac{0.5}{\beta . C_d} \le 0.25 \qquad (۳-۲۹)$$

در روابط فوق:

P_i : کل بار قائم طراحی از بالاترین طبقه تا طبقه موردنظر (مطابق پیوست ۷)؛

h_i : ارتفاع طبقهٔ i؛

Δ_{eui} : تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی طبقهٔ i حاصل از تحلیل خطی مرتبه اول؛

V_i : برش طبقهٔ i؛

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

β : نسبت برش طبقه به مقاومت جانبی طبقه. مقدار این ضریب را می‌توان بصورت محافظه‌کارانه برابر با ۱/۰ در نظر گرفت. همچنین مقدار این ضریب نباید کوچکتر از $1.25/\Omega_o$ در نظر گرفته شود.

۳-۱۶-۲ مشخصات سازه از تراز پایه تا روی شالوده

در سازه‌هایی که تراز پایه بالاتر از تراز روی شالوده است، سختی و مقاومت جانبی طبقاتی که پایین‌تر از تراز پایه هستند نباید از سختی و مقاومت جانبی طبقهٔ روی تراز پایه کمتر باشد. در این سازه‌ها لازم است ضوابط بند ۳-۱۶-۳ در خصوص مقاومت اعضایی که در زیر تراز پایه قرار دارند و تحمل‌کنندهٔ بار آن دسته از عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای هستند که تا روی شالوده ادامه پیدا نمی‌کنند و همچنین ضوابط بند ۳-۱۱-۳ در خصوص نحوهٔ تعیین نیروی جانبی طراحی برای سازهٔ واقع‌شده در زیر تراز پایه رعایت شود.

۳-۱۶-۳ افزایش نیروی جانبی زلزله در اعضای خاص

۳-۱۶-۳-۱ در مواردی که سازه، دارای نامنظمی در پلان از نوع "نامنظمی جابجایی خارج از صفحه" یا نامنظمی در ارتفاع از نوع "نامنظمی قطع داخل صفحهٔ عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای" بوده و دیوار، مهاربند یا ستون تا روی شالوده ادامه پیدا نمی‌کند، اعضای سازه‌ای که بارهای حاصل از اعضای منقطع را تحمل می‌کنند باید برای ترکیب‌های بارگذاری شامل زلزلهٔ تشدیدیافته طراحی شوند. همچنین اتصالات اعضای ادامه نیافته به سازهٔ نگهدارنده باید قادر به تحمل بارهای انتقالی از این اعضا نیز باشند.

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

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

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

۳-۱۶-۵ محاسبه ساختمان در برابر واژگونی

لنگر واژگونی ساختمان ناشی از نیروهای جانبی زلزلهٔ طرح برای هر امتداد از مجموع حاصل‌ضرب نیروی جانبی هر تراز در آن امتداد، در ارتفاع آن تراز نسبت به تراز زیر شالودهٔ ساختمان محاسبه می‌شود. لنگر مقاوم در برابر واژگونی برای هر امتداد ساختمان از مجموع حاصل‌ضرب بارهای ثقلی در فاصله افقی آن‌ها در امتداد نیروهای جانبی، از لبهٔ محیطی شالودهٔ ساختمان که لنگر مقاوم کوچکتری تأمین می‌کند حاصل می‌گردد. در محاسبه لنگر مقاوم، بار ثقلی تعادل، شامل وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان که برای تعیین نیروی جانبی به‌کار رفته و نیز وزن شالوده و خاک روی آن است. سازه و شالوده ساختمان باید به‌گونه‌ای طراحی شوند که توانایی تحمل اثر لنگر واژگونی را داشته باشند.

۳-۱۷ کنترل سازه برای نیروی زلزلهٔ سطح بهره‌برداری

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

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

ب- در سازه‌های بتن‌آرمه، تلاش‌های ایجاد شده در اعضا نباید از مقاومت نهایی اسمی آنها بدون اعمال ضرایب کاهش مقاومت تجاوز کند. ضرایب اصلاح سختی اعضا باید معادل ۱٫۴

برابر ضرایب ترک‌خوردگی آن‌ها (و حداکثر برابر با ۱/۰) که مطابق ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان تعیین می‌شود در نظر گرفته شود.
پ- طراحی سایر سازه‌ها تحت این نیروی زلزله باید مطابق آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های مربوطه صورت گیرد.

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

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

$$V_{ser} = \frac{1}{6} S_a . I_e . W \qquad (۳۰-۳)$$

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

تبصره: در محاسبه S_a برای سازه‌های بتن‌آرمه، زمان تناوب اصلی نوسان جانبی سازه باید بر مبنای سختی اصلاح‌شدهٔ اعضا مطابق با بند ۳-۱۷-۱-ب، تعیین شود.

درصورت انجام مطالعات ویژه ساختگاه، مشخصات حرکت زمین می‌تواند از طریق طیف ویژهٔ ساختگاه برای زلزلهٔ سطح بهره‌برداری، منطبق با تعاریف فصل ۲ این آیین‌نامه تعیین گردد و در کنترل سازه، مورد استفاده قرار گیرد.

۳-۱۸ روش ساده‌شدهٔ تحلیل و طراحی

۳-۱۸-۱ تحلیل و طراحی سازهٔ برخی از ساختمان‌ها در برابر زلزله را می‌توان با استفاده از روش ساده‌شده انجام داد. موارد کاربرد این روش و جزئیات آن در بندهای زیر بیان شده است. در کاربرد این روش باید الزامات ژئوتکنیکی و نیز ضوابط کلی و پیکربندی سازه‌ای طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، به شرح مندرج در فصل ششم و بندهای ۳-۱ و ۳-۲ این آیین‌نامه مد نظر قرار گیرد؛ لیکن رعایت ضوابط این بند، جایگزین ضوابط سایر بندهای این فصل می‌شود.

۳-۱۸-۲ روش ساده‌شدهٔ تحلیل را صرفاً در مورد ساختمان‌هایی می‌توان به‌کار برد که تمامی شرایط زیر را دارا باشند:

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

ب- ساختمان در گروه طراحی لرزه‌ای ۳ نباشد.

پ- ارتفاع ساختمان از تراز پایه، از ۳ طبقه و ۱۰٫۵ متر بیشتر نباشد و نسبت طول به عرض آن در پلان از ۳ تجاوز ننماید.

ت- سیستم سازه‌ای، یکی از سیستم‌های دیوارهای باربر یا قاب ساختمانی، مطابق با ردیف‌های "الف" و "ب" جدول (۳-۱) باشد.

ث- تغییر سیستم سازه‌ای در ارتفاع بالاتر از تراز پایه وجود نداشته باشد.

ج- دیافراگم‌های سازه از نوع دال بتنی یک‌طرفه یا دوطرفه 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. بام ساختمان از این شرط مستثنی بوده و می‌تواند از نوع سبک یا شیبدار باشد.

برای سازه‌های با دیافراگم‌های بتنی درجا، میزان پیش‌آمدگی‌هایی که به‌صورت طره اجرا می‌شوند از خط خارجی دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده باید رابطه (۳-۳۱) را برآورده نماید:

$$a \le d/3 \qquad (۳-۳۱)$$

در رابطه فوق:

a : فاصله دورترین لبهٔ دیافراگم تا نزدیک‌ترین خط عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای، در امتداد عمود بر نیروهای موردنظر؛

d : عمق دیافراگم که عبارت است از بُعد دیافراگم در امتداد موازی با نیروهای موردنظر، در خط عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای نزدیک به آن لبه.

برای سازه‌های با سایر انواع دیافراگم‌های مندرج در بند "ج"، میزان پیش‌آمدگی‌هایی که به‌صورت طره اجرا می‌شوند از خط خارجی دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی‌شده باید رابطه (۳-۳۲) را برآورده نماید:

$$a \le d/5 \qquad (۳۲-۳)$$

چ- سیستم مقاوم لرزه‌ای شامل دیوارهای برشی یا دهانه‌های مهاربندی‌شده در هر امتداد ساختمان، حداقل در دو محور وجود داشته و هر یک از این محورها در یک سمت مرکز جرم ساختمان قرار گرفته باشد. ضمناً امتداد محورهای مذکور با محورهای اصلی متعامد ساختمان، بیشتر از ۱۵ درجه زاویه نداشته باشد. منظور از محورهای اصلی، امتدادهایی هستند که اغلب عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای ساختمان در آن امتدادها قرار گرفته‌اند.

ح- در هر طبقه، فاصله بین مرکز جرم طبقه و مرکز سطح دیافراگم در هر یک از دو امتداد متعامد ساختمان از ۱۵ درصد بعد ساختمان در آن امتداد، بیشتر نباشد.

خ- ساختمان، دارای نامنظمی در پلان از نوع "هندسی" و "جابجایی خارج صفحه" موضوع بندهای ۳-۳-۱-الف و ت، و نامنظمی در ارتفاع از نوع "هندسی" و "قطع داخل صفحهٔ عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای" موضوع بندهای ۳-۳-۲-الف و پ نباشد.

د- مقاومت جانبی هر طبقه، کمتر از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود نباشد.

۳-۱۸-۳ در روش ساده‌شدهٔ تحلیل، نیروی جانبی ناشی از زلزله در هر یک از امتدادهای متعامد ساختمان محاسبه گشته و مدل سازه با فرض رفتار خطی، به روش استاتیکی معادل، تحلیل می‌شود.

۳-۱۸-۳-۱ برش پایه

برش پایه، V_u، از رابطه (۳-۱) محاسبه می‌شود؛ با این تفاوت که در این روش، ضریب زلزله، C، از رابطه (۳-۳۳) به‌دست می‌آید.

$$C = \frac{S_{DS} \cdot F}{(R_u / I_e)} \qquad (۳۳-۳)$$

پارامتر S_{DS}، مطابق بند ۲-۴ تعیین می‌شود و ضرایب I_e و R_u، در بند ۳-۹-۱-۱ معرفی شده‌اند. همچنین F، ضریبی است که برای ساختمان‌های ۱ الی ۳ طبقه به ترتیب برابر ۱/۰، ۱/۱ و ۱/۲ در نظر گرفته می‌شود.

۳-۱۸-۳-۲ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

برش پایه، V_u، که بر اساس بند ۳-۱۸-۳-۱ محاسبه شده است، مطابق رابطه (۳-۳۴) در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد.

$$F_i = \frac{W_i}{W} V_u \qquad (۳۴-۳)$$

در رابطه فوق، W_i بخشی از وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان است که متعلق به طبقهٔ i می‌باشد و W، مجموع وزن مؤثر لرزه‌ای طبقات ساختمان، در بالای تراز پایه است.

۳-۱۸-۳-۳ توزیع برش طبقه در پلان ساختمان و آثار پیچش

نیروهای جانبی تعیین شده برای هر طبقه مطابق بند ۳-۱۸-۳-۲، در محل مرکز جرم طبقه به آن اعمال و سازه تحلیل می‌شود. در این حالت، برش ایجادشده در طبقات به تناسب سختی بین عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای توزیع می‌گردد. همچنین آثار ناشی از پیچش ذاتی ایجادشده به علت برون‌مرکزی مراکز جرم و سختی نیز همراه با برش طبقه در توزیع بار لحاظ می‌گردد. در این روش تحلیل، نیازی به در نظر گرفتن اثر پیچش اتفاقی نیست. در مورد بام‌هایی که از نوع سبک یا شیبدار هستند نیروی جانبی باید با توجه به توزیع جرم در سقف، به سازه اعمال و توزیع آن بین عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای با توجه به صلبیت نسبی دیافراگم انجام شود.

۳-۱۸-۴ کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در روش ساده‌شدهٔ تحلیل، ضروری نیست. چنانچه محاسبه این تغییر مکان به‌منظور کنترل اجزاء غیرسازه‌ای، تعیین عرض

درز انقطاع یا استفاده‌های محاسباتی دیگر موردنیاز باشد، مقدار تغییر مکان جانبی نسبی غیر ارتجاعی طرح را می‌توان ۰/۰۱ ارتفاع طبقه در نظر گرفت که البته درصورت استفاده از ضوابط بند ۳-۱۲ می‌توان مقدار محاسباتی را برای منظور فوق لحاظ نمود.

۳-۱۸-۵ در مواردی که استفاده از ضریب اضافه مقاومت (Ω_o) برای کنترل اجزائی از سازه مطابق ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی ضروری باشد، این ضریب در روش ساده‌شده، برابر با ۲/۵ فرض می‌شود.

۳-۱۸-۶ در این روش، تحلیل سازه با فرض تکیه‌گاه‌های صلب انجام می‌شود. ضمناً ساختمان باید در برابر واژگونی، مطابق ضوابط بند ۳-۱۶-۵ محاسبه شود.

۳-۱۸-۷ در این روش، اثر نیروی قائم ناشی از زلزله بر سازه باید بر اساس ضوابط بند ۳-۹-۵ در طراحی سازه و اجزاء آن در نظر گرفته شود.

۳-۱۸-۸ در این روش، نیروهای جانبی و قائم ناشی از زلزله باید مطابق بند ۳-۱۹-۱ و ۳-۱۹-۲ با یکدیگر و با سایر بارهای وارد بر ساختمان ترکیب شده و مبنای طراحی سازه قرار گیرند. برای طراحی پی، باید ضوابط بند ۳-۱۹-۴ رعایت شود.

۳-۱۹ ترکیب نیروی زلزله با سایر بارها

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

۳-۱۹-۱ ترکیب بارهای شامل آثار بارهای زلزلهٔ طرح

بار زلزلهٔ طرح، E، شامل نیروهای جانبی، E_h، ناشی از اثر مؤلفه‌های افقی شتاب زلزله در ساختمان و نیروی قائم، E_v، ناشی از اثر مؤلفه قائم شتاب زلزله در ساختمان، مطابق روابط (۳-۳۵) و (۳-۳۶) می‌باشد.

مقادیر نیروهای جانبی E_h باید بر اساس یکی از روش‌های تحلیل خطی (استاتیکی معادل، دینامیکی طیفی، دینامیکی تاریخچه زمانی یا روش ساده شده تحلیل) تعیین و در طراحی کلیه ساختمان‌ها در نظر گرفته شوند. مقدار نیروی قائم E_v بر اساس ضوابط بند ۳-۹-۵

محاسبه می‌شود. در نظر گرفتن نیروی F_{vut} در طراحی کل سازه ساختمان الزامی است، لیکن در نظر گرفتن نیروی F_{vuc} فقط در برخی از عناصر، مطابق ضوابط بند ۳-۹-۵-۲ ضروری است.

بنابراین در طراحی کل سازه ساختمان، بار زلزله طرح، E، برای ترکیب با سایر بارها، حسب مورد از روابط (۳-۳۵) و (۳-۳۶) به‌دست می‌آید.

$$E = E_h + E_v \qquad (۳۵-۳)$$

$$E = E_h - E_v \qquad (۳۶-۳)$$

در طراحی عناصر مذکور در بند ۳-۹-۵-۲، نیروی قائم زلزلهٔ محاسبه‌شده بر اساس ضوابط آن بند صرفاً با بارهای ثقلی ترکیب شده و نیازی به ترکیب این نیرو با اثر نیروهای جانبی نیست.

۳-۱۹-۲ ترکیب بارهای شامل آثار بارهای تشدیدیافتهٔ زلزلهٔ طرح

در مواردی که بر اساس آیین‌نامه‌های طراحی، استفاده از نیروی تشدیدیافتهٔ زلزلهٔ طرح برای طراحی برخی از اعضای سازه ضروری است، نیروهای جانبی ناشی از آثار مؤلفه‌های افقی زلزله طرح، E_h، باید در ضریب اضافه مقاومت، Ω_o، ضرب شوند؛ لیکن نیروی قائم ناشی از زلزله، E_v، مشمول اعمال ضریب اضافه مقاومت نمی‌باشد.

در این حالت‌ها، بار زلزله طرح، E، برای ترکیب با سایر بارها از روابط (۳-۳۷) و (۳-۳۸) تعیین می‌گردد.

$$E = \Omega_o E_h + E_v \qquad (۳۷-۳)$$

$$E = \Omega_o E_h - E_v \qquad (۳۸-۳)$$

در حالت‌هایی که مطابق ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی، برای برخی از اعضای سازه، طراحی بر اساس ظرفیت تجویز شده باشد لازم نیست اثر $\Omega_o E_h$ حاصل از روابط (۳-۳۷) و (۳-۳۸) در این اعضا از مقدار متناظر با نیروی زلزلهٔ محدودشده بر اساس ظرفیت، E_{cl}، بزرگتر در نظر گرفته شود. در این حالت‌ها، نیروی زلزلهٔ محدودشده بر اساس ظرفیت E_{cl}، حداکثر نیرویی است که توسط آیین‌نامه های طراحی تعیین شده، یا بر اساس تحلیل پلاستیک می‌تواند در عضو ایجاد شود.

۳-۱۹-۳ ترکیب بارهای شامل آثار بار زلزلهٔ سطح بهره‌برداری

در ساختمان‌هایی که بر اساس ضوابط بند ۳-۱۷ باید اثر زلزلهٔ سطح بهره‌برداری بر سازهٔ ساختمان کنترل شود، بار زلزلهٔ سطح بهره‌برداری محاسبه‌شده مطابق ضوابط این بند، E_{ser}، باید بر اساس ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان با سایر بارهای وارد بر ساختمان ترکیب گردد.

۳-۱۹-۴ ترکیب بارها برای طراحی پی

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

۳-۲۰ افزایش تاب‌آوری

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

فصل چهارم

ضوابط طراحی لرزه‌ای اجزاء غیرسازه‌ای

۴-۱ کلیات

۴-۱-۱ تعریف

اجزاء غیرسازه‌ای که مشمول ضوابط این فصل می باشند، اجزائی هستند که به سازه اصلی ساختمان متکی‌اند و در تحمل بارهای ثقلی و جانبی سازه اصلی مشارکتی برای آنها در نظر گرفته نمی‌شود یا در خارج ساختمان هستند ولی بواسطه اتصال به سیستم‌های مکانیکی یا الکتریکی به صورت دائمی به سازه ساختمان متصلند. اجزاء 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.

۴-۱-۲ محدوده کاربرد

ضوابط این فصل کلیه اجزاء غیرسازه‌ای، بجز موارد عنوان شده در زیر را شامل می‌شود:

۱- مبلمان به جز قفسه‌های انبار، بر اساس موارد اشاره شده در قسمت کابینت و قفسه‌های جدول (۴-۱)؛

۲- تجهیزات موقت یا اجزاء قابل جابجایی که در حین استفاده معمول، از نقطه‌ای به نقطه دیگر ساختمان جابجا می‌شوند؛

۳- جزء مکانیکی و برقی متصل به سازه که وزن آن کمتر از ۱۰ کیلوگرم می‌باشد یا خطوط تاسیساتی که در گروه با اهمیت جزء $I_p = ۱/۰$ موضوع بند ۴-۱-۴ قرار داشته و وزن آنها کمتر از ۱۰ کیلوگرم بر متر می‌باشد؛

۴- جزء مکانیکی و برقی متصل به سازه در گروه طراحی لرزه‌ای ۱ که بر اساس تعاریف بند ۴-۱-۴ از ضریب اهمیت جزء برابر با $I_p = ۱/۰$ برخوردار باشد؛

۵- جزء مکانیکی و برقی متصل به سازه در گروه‌های طراحی لرزه‌ای ۲ و ۳ در صورتی که جزء در گروه با اهمیت جزء I_p =۱٫۰ موضوع بند ۴-۱-۴ قرار داشته باشد و وزن آن کمتر از ۲۰۰ کیلوگرم، ارتفاع آن از کف طبقه کمتر از ۱٫۲ متر و اتصالات بین جزء و ملحقات آن انعطاف‌پذیر باشد.

۴-۱-۳ گروه طراحی لرزه ای

اجزاء غیرسازه‌ای هر سازه در گروه طراحی لرزه‌ای مشابه با گروه طراحی لرزه‌ای آن سازه قرار می‌گیرند. سامانه خروج اضطراری سازه نیز همان گروه طراحی لرزه‌ای سازه را دارا خواهد بود.

۴-۱-۴ ضریب اهمیت جزء

اجزاء غیرسازه‌ای برحسب میزان آسیب‌رسانی ناشی از خرابی آنها، به دو گروه تقسیم و در تعیین نیروی جانبی زلزله برای هر یک ضریب اهمیت جزء، I_p، متفاوتی به کار می‌رود. این ضریب برای اجزاء زیر برابر با ۱٫۴ و برای سایر اجزاء برابر با ۱٫۰ می‌باشد:

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

ب- محتوای جزء مواد خطرزا با امکان ایجاد مسمومیت زیاد و یا انفجار باشد؛

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

۴-۱-۵ کاربرد ضوابط اجزاء غیرسازه‌ای در سازه‌های غیرساختمانی

سازه‌های غیرساختمانی که متکی به سازه‌های دیگر باشند، باید مطابق ضوابط فصل پنجم این آیین‌نامه طراحی شوند. چنانچه مطابق ضوابط فصل پنجم، رعایت ضوابط فصل چهارم برای تعیین مقادیر نیروی زلزله مناسب ضروری دانسته شود و مقادیر C_{AR} و R_{po} نیز در جدول (۴-۱) یا (۴-۲) ارائه نشده باشند، می‌توان مقدار ضریب C_{AR}/R_{po} در رابطه (۴-۱) را برابر با $2/5/R_u$ در نظر گرفت، که در آن R_u بر اساس ضوابط فصل پنجم تعیین می‌شود.

۴-۱-۶ اجزاء غیرسازه‌ای با وزن بیشتر از ۲۰ درصد وزن موثر لرزه‌ای سازه

در اجزاء غیرسازه‌ای با وزن (وزن اجزاء غیرسازه‌ای و سازه نگهدارنده آن) بیشتر از ۲۰ درصد وزن موثر لرزه‌ای سازه، نیروی زلزله باید بر اساس تحلیل یک مدل سازه‌ای متشکل از جزء غیرسازه‌ای و سازه نگهدارنده آن تعیین شود. جزء غیرسازه‌ای و سازه نگهدارنده آن باید برای نیروها و تغییر مکان‌هایی که حسب مورد مطابق ضوابط فصل سوم یا پنجم تعیین می‌شوند، طراحی شوند. در این حالت، مقدار R_u در مدل سازه‌ای مرکب برابر با حداقل مقدار بین دو مقدار $0/4(C_{AR}/R_{po})$ جزء غیرسازه‌ای و R_u سازه نگهدارنده آن می‌باشد.

۴-۲ نیازهای لرزه‌ای اجزاء غیرسازه‌ای

نیازهای لرزه‌ای اجزاء غیرسازه‌ای شامل نیروهای جانبی و قائم و تغییر مکان‌های ایجاد شده ناشی از زلزله می‌باشند.

۴-۲-۱ نیروی طراحی جانبی زلزله

نیروی جانبی زلزله باید در ترکیب با بارهای بهره برداری جزء و در راستایی اعمال شود که بیشترین پاسخ را ایجاد می‌کند. به عنوان یک روش جایگزین می‌توان در اعمال نیروی جانبی، از ترکیب بار ۱۰۰ درصد نیروی معادل جانبی در یک راستا و ۳۰ درصد بار جانبی در راستای متعامد و چرخش ۹۰ درجه‌ای راستای نیروها در این ترکیب بار استفاده نمود. در محاسبه نیروی جانبی، ضریب نامعینی ρ برابر با ۱/۰ منظور می‌شود.
نیروی جانبی زلزله طبق رابطه (۴-۱) محاسبه شده و بر مرکز جرم جزء اثر داده می‌شود. توزیع این نیرو بین بخش‌های مختلف جزء به نسبت جرم آنهاست.

$$F_p = 0.4 S_{DS} W_p I_p \left(\frac{H_f}{R_\mu}\right)\left(\frac{C_{AR}}{R_{po}}\right) \qquad (۴-۱)$$

در این رابطه:
F_p= نیروی جانبی زلزله
S_{DS}= ضریب شتاب طیفی زلزله طرح در زمان تناوب‌های کوتاه، طبق بند ۴-۲
I_p= ضریب اهمیت جزء، طبق بند ۴-۱-۴

W_p= وزن بهره برداری جزء غیرسازه‌ای همراه با محتویات و ملحقات آن در زمان بهره برداری

H_f= ضریب بزرگنمایی نیرو که تابعی است از ارتفاع مرکز جرم جزء از تراز پایه، طبق بند ۴-۲-۱-۱

R_μ= ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری، طبق بند ۴-۲-۱-۲

C_{AR}= ضریب تشدید برای تبدیل حداکثر شتاب پایه یا طبقه به شتاب حداکثر جزء، طبق بند ۴-۲-۱-۳

R_{po}= ضریب مقاومت جزء، طبق بند ۴-۲-۱-۴

مقدار F_p در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$F_{p(min)} = 0.3 S_{DS} I_p W_p \qquad (۴-۲)$$

همچنین مقدار F_p لزومی ندارد بیشتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$F_{p(min)} = 1.6 S_{DS} I_p W_p \qquad (۴-۳)$$

۴-۲-۱-۱ ضریب بزرگنمایی نیرو در ارتفاع

ضریب بزرگنمایی نیرو در ارتفاع، H_f، طبق رابطه (۴-۴) تعیین می‌شود. به عنوان روش جایگزین در مواردی که زمان تناوب تجربی سازه ساختمان و یا سازه غیرساختمانی نگهدارنده عضو غیرسازه‌ای نامشخص باشد، می‌توان از رابطه (۴-۵) استفاده نمود. برای اجزاء غیرسازه‌ای که در تراز پایه یا پایین‌تر از آن هستند مقدار H_f برابر با ۱٫۰ می‌باشد.

$$H_f = 1 + a_1 \left(\frac{z}{h}\right) + a_2 \left(\frac{z}{h}\right)^{10} \qquad (۴-۴)$$

$$H_f = 1 + 2.5 \left(\frac{z}{h}\right) \qquad (۴-۵)$$

که در آن:

$$a_1 = \frac{1}{T_a} \leq 2.5$$

$$a_2 = [1 - (0.4/T_a)^2] > 0$$

h= ارتفاع متوسط بام ساختمان از تراز پایه

z= ارتفاع محل اتصال جزء غیرسازه‌ای نسبت به تراز پایه. برای جزئی که روی تراز پایه یا زیر آن قرار دارد، z=0 منظور می‌شود. مقدار z لازم نیست بیشتر از h در نظر گرفته شود.

در اجزاء غیرسازه‌ای که در دو تراز مختلف به سازه متصل یا مهار شده‌اند، مقدار z متوسط ارتفاع محل‌های اتصال در نظر گرفته می‌شود.

T_a= زمان تناوب تجربی سازه نگهدارنده جزء غیرسازه‌ای است. در سازه‌های با ترکیبی از سیستم‌های مقاوم در برابر زلزله، کمترین مقدار T_a مورد استفاده قرار می‌گیرد. زمان تناوب تجربی سازه‌های ساختمانی طبق بند ۳-۹-۲ تعیین می‌شود. برای سازه‌های غیرساختمانی می توان T_a را بر اساس تحلیل سازه غیرساختمانی طبق بند ۵-۲-۳ تعیین نمود.

۴-۲-۱-۲ ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری سازه

برای اجزاء غیرسازه‌ای متکی بر سازه‌های ساختمانی یا غیرساختمانی، ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری سازه نگهدارنده، R_μ، طبق رابطه (۴-۶) تعیین می‌شود.

$$R_\mu = (1.1R_u/\Omega_0)^{0.5} \geq 1.3 \qquad (۴-۶)$$

که در آن

R_u= ضریب رفتار سازه طبق جدول (۳-۱) یا (۵-۱) یا (۵-۲)

Ω_0= ضریب اضافه مقاومت برای سازه نگهدارنده طبق جدول (۳-۱) یا (۵-۱) یا (۵-۲) می‌باشند.

برای اجزاء غیرسازه‌ای که در تراز پایه یا پایین‌تر از آن هستند می‌توان مقدار R_μ را برابر با ۱٫۰ در نظر گرفت. در صورتی که سیستم مقاوم در برابر بار جانبی سازه، مشخص نباشد یا در جدول (۳-۱) برای سازه‌های ساختمانی و جداول (۵-۱) و (۵-۲) برای سازه‌های غیرساختمانی تعریف نشده باشد، می توان مقدار R_μ را برابر با ۱٫۳ در نظر گرفت.

در سازه‌های با ترکیب سیستم‌های مقاوم در برابر زلزله در راستاهای مختلف و یا ترکیب سیستمهای سازه‌ای مختلف در ارتفاع، مقدار ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری سازه بر اساس سیستم سازه‌ای که کمترین مقدار R_μ را نتیجه دهد محاسبه می‌شود.

۴-۲-۱-۳ ضریب تشدید

برای هر جزء غیرسازه ای بر حسب آن که در تراز پایه یا پایین‌تر از آن است و یا بالاتر از تراز پایه سازه قرار دارد، یک ضریب تشدید، C_{AR}، تعریف می‌شود. برای اجزاء معماری این ضریب طبق جدول (۴-۱) و برای اجزاء مکانیکی و برقی طبق جدول (۴-۲) تعیین می‌شود.

ضریب تشدید اجزاء مکانیکی و برقی متصل به یک سازه یا سکوی نگهدارنده جزء نباید از ضریب تشدید سازه یا سکوی نگهدارنده جزء کمتر در نظر گرفته شود.
ضریب تشدید سازه یا سکوی نگهدارنده جزء بر اساس مقادیر داده شده در جدول (۴-۲) تعیین می شود. وزن جزء برقی یا مکانیکی متصل به سکو یا سازه نگهدارنده باید در وزن بهره برداری سکو یا سازه نگهدارنده جزء، W_p، لحاظ شود. ضرایب تشدید خطوط انتقال شامل لوله‌ها، داکت‌ها و کانال‌های کابل برق باید بر اساس جدول (۴-۲) تعیین شود.

۴-۲-۱-۴ ضریب مقاومت جزء

ضریب مقاومت جزء، R_{po}، طبق جداول (۴-۱) و (۴-۲) تعیین می‌شود.

۴-۲-۱-۵ روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

در روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، در صورتیکه مشخصات دینامیکی جزء غیرسازه‌ای بصورت صریح در مدل سازه‌ای منظور نشده باشد، نیروی جانبی زلزله طبق رابطه (۴-۷) محاسبه می‌شود.

$$F_P = I_P W_P a_i \left(\frac{C_{AR}}{R_{po}}\right) \qquad (۴-۷)$$

در این رابطه:
a_i= شتاب حداکثر در تراز "i" است. تراز i ترازی است که جزء غیرسازه‌ای در آن واقع است.
مقدار a_i از تحلیل سازه به روش تاریخچه زمانی غیرخطی مطابق پیوست (۲) این آیین‌نامه در تراز i بدست می آید. ضابطه حداقل و حداکثر مقدار برای F_p که در روابط (۴-۲) و (۴-۳) آمده است در این بخش نیز باید رعایت شود.

۴-۲-۲ اثر نیروی قائم زلزله

۴-۲-۲-۱ اثر مؤلفه قائم نیروی زلزله اجزاء غیرسازه‌ای شامل ملحقات و تکیه‌گاه‌های آنها بر اساس رابطه (۴-۸) تعیین می‌شود.

$$F_{PV} = 0.2\, S_{DS} I_P W_P \qquad (۴-۸)$$

اثر مولفه قائم همراه اثر مولفه افقی زلزله به صورت رو به بالا و رو به پایین در ترکیب بارهای لرزه‌ای بر اساس رابطه (۴-۹) لحاظ می شود.

$$\mathrm{F} = F_P \pm F_{PV} \qquad (۹-۴)$$

۴-۲-۲-۲ برای طراحی اجزاء غیرسازه‌ای زیر علاوه بر اعمال بند ۴-۲-۲-۱، باید یکبار هم به طور جداگانه اثر نیروی قائم زلزله از طریق رابطه (۴-۱۰) محاسبه و صرفاً در ترکیب با اثر وزن بهره برداری در نظر گرفته شود.

الف- نمای خارجی ساختمان

ب- اجزاء غیرسازه‌ای واقع بر روی طره‌ها

ج- دیوارهای شیبدار

ج- اجزاء غیرسازه‌ای آویزان از سقف

$$F_{PV} = 0.65\ \mathrm{S_{DS}} I_P W_P \qquad (۱۰-۴)$$

۴-۲-۳ بارهای غیرلرزه‌ای

هرگاه مقدار بار غیرلرزه‌ای جانبی وارد بر روی جزء غیرسازه‌ای از $\mathrm{F_p}$ تجاوز کند، آن بار مبنای طراحی قرار خواهد گرفت. در هر حال، جزئیات اجرایی و محدودیت‌های تعیین شده در این فصل باید رعایت شود.

۴-۲-۴ تغییر مکان جانبی

اجزاء غیرسازه‌ای که در دو یا چند نقطه به سازه متکی هستند، باید قادر به پذیرش تغییر مکان‌های نسبی بین این نقاط، $\mathrm{D_{pI}}$، باشند.

$$\mathrm{D_{pI}} = \mathrm{D_p I_e} \qquad (۱۱-۴)$$

$\mathrm{I_e}$ ضریب اهمیت سازه است و تغییر مکان نسبی، $\mathrm{D_p}$، بین دو نقطه A وB با استفاده از روابط زیر تعیین می‌شود:

الف- دو نقطه بر روی یک سازه قرار دارند:

$$\mathrm{D_p} = \delta_{\mathrm{xA}} - \delta_{\mathrm{yA}} \qquad (۱۲-۴)$$

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

$$D_p = \frac{(h_x - h_y)\Delta_{aA}}{h_{sx}} \qquad (۱۳-۴)$$

ب- دو نقطه بر روی دو سازه قرار دارند:

$$D_p = |\delta_{xA}| + |\delta_{yB}| \qquad (۱۴-۴)$$

مقدار D_P از این رابطه لازم نیست بیشتر از مقدار رابطه (۴-۱۳) در نظر گرفته شود:

$$D_p = \frac{h_x \Delta_{aA}}{h_{sx}} + \frac{h_y \Delta_{aB}}{h_{sx}} \qquad (۱۵-۴)$$

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

مقادیر δ از رابطه (۳-۲۰) بعلاوه مقدار حاصل از تغییر مکان دیافراگم براثر نیروهای طراحی مطابق با بند ۳-۱۳ بدست می آید.

h_x= ارتفاع تراز x (مربوط به اتصال بالایی) از تراز پایه

h_y= ارتفاع تراز y (مربوط به اتصال پایینی) از تراز پایه

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

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

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

۴-۲-۵ اجزاء غیرسازه‌ای در سازه‌های خاص

در سازه‌هایی که مطابق ضوابط بند ۳-۸ این آیین‌نامه بررسی عملکرد اجزاء سازه‌ای با استفاده از روش‌های غیرخطی ضروری است، در مورد اجزاء غیرسازه‌ای باید به ترتیب زیر عمل نمود:

۴-۲-۵-۱ تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه

الف- نیرو

در صورت تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه، نیروی افقی وارد بر اجزاء غیرسازه‌ای باید بر اساس رابطه (۴-۱) و نیروی قائم بر اساس روابط (۴-۸) و (۴-۱۰) محاسبه شود.

ب- جابجایی

در صورت تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه، جابجایی‌های غیرخطی طبقات در روابط (۴-۱۲) و (۴-۱۴) باید مستقیما از نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه استخراج شود.

۴-۲-۵-۲ تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه

الف- نیرو

در صورت تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه، نیروی افقی وارده بر اجزاء غیرسازه‌ای باید بر اساس رابطه (۴-۷) و نیروی قائم بر اساس روابط (۴-۸) و (۴-۱۰) محاسبه شود.

ب- جابجایی

در صورت تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه، جابجایی‌های غیرخطی طبقات در روابط (۴-۱۲) و (۴-۱۴) باید مستقیما از نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه استخراج شود.

۴-۲-۶ زمان تناوب جزء

در صورتیکه بتوان جزء غیرسازه‌ای، تکیه‌گاه‌ها و اتصال آن به سازه را در یک مدل ساده جرم و فنر یک درجه آزاد مدل کرد، زمان تناوب اصلی جزء غیرسازه‌ای (شامل تکیه‌گاه‌ها و اتصالات آن به سازه)، T_p، از رابطه (۴-۱۶) تعیین می‌شود.

$$T_p = 2\pi\sqrt{\frac{W_p}{K_p g}} \qquad (۱۶-۴)$$

که در آن، T_p زمان تناوب اصلی جزء غیرسازه‌ای، W_p وزن جزء غیرسازه ای (شامل جزء و ملحقات آن در زمان فعالیت جزء)، g شتاب ثقلی و K_p سختی مرکب شامل اثرات جزء، تکیه‌گاه‌ها و اتصالات آنهاست که بر حسب نیرو بر واحد تغییرشکل و در مرکز ثقل جزء تعیین شده است.

۴-۳ مهار و ملحقات اجزاء غیرسازه‌ای

اجزاء غیرسازه‌ای و تکیه‌گاه‌های آنها باید به‌گونه‌ای به سازه مهار شوند که بتوانند نیروهای جزء غیرسازه‌ای را به سازه منتقل کنند و تغییرشکل‌های ایجاد شده در آنها را پذیرا باشند. قطعات موجود در مسیر انتقال بار در این اجزاء باید دارای مقاومت و سختی کافی باشند. همچنین، محل اتصال به سازه باید توانایی تحمل اثر موضعی بارها را داشته باشد. استفاده از اتصالات جوشی یا پیچی و نظایر آنها مجاز است ولی استفاده از مقاومت اصطکاکی ناشی از بارهای ثقلی مجاز نیست.

۴-۳-۱ طراحی اتصالات

طراحی اتصالات باید بر اساس نیروها و جابجایی‌های وارد بر عضو غیرسازه‌ای بر اساس بند ۴-۲ انجام شود. در ترکیبات بار مورد استفاده برای طراحی اتصالات باید از ضریب اضافه مقاومت Ω_{0p} جزء غیرسازه‌ای که در جداول (۴-۱) و (۴-۲) ارائه شده است به جای ضریب Ω_0 در روابط ترکیب بار استفاده شود.

۴-۳-۲ مهار اتصالات

مهار این اتصالات در اعضای فولادی، بتن آرمه و مصالح بنایی باید به گونه‌ای طراحی شود که تکیه‌گاه یا عضو غیرسازه‌ای که مهار به آن متصل است قبل از رسیدن مهار به مقاومت طراحی، به تسلیم رسیده باشد یا مهار باید برای ترکیبات بار طراحی با فرض ضریب اضافه مقاومت Ω_{0p} ارائه شده در جداول (۴-۱) و (۴-۲) طراحی شود.

۴-۴ اجزاء غیرسازه‌ای معماری

۴-۴-۱ کلیات

رعایت ضوابط این بند برای کلیه اجزاء معماری، نگهدارنده‌ها، اتصالات و ملحقات آنها الزامی است. ضوابط طرح و اجرای این اجزاء و مهار آنها در پیوست (۶) این آیین‌نامه ارائه شده است.

استثناء: اگر جزء غیرسازه‌ای با زنجیر یا وسیله دیگری به سازه آویزان باشد و شرایط زیر را دارا باشد، رعایت ضوابط این بند الزامی نمی‌باشد:

الف- وسیله نگهدارنده جزء قادر به تحمل ۱٫۴ برابر وزن بهره برداری و بار جانبی ناشی از ۱٫۴ برابر وزن بهره برداری به صورت همزمان باشد. بارجانبی باید در جهتی اعمال گردد که بیشترین نیروها را به وسیله نگهدارنده اعمال کند؛

ب- اندرکنش لرزه‌ای این جزء با سایر اجزاء غیرسازه‌ای و سازه در نظر گرفته شده باشد؛

ج- امکان حرکت اتصال جزء در صفحه افقی به اندازه ۳۶۰ درجه (در تمام جهات) وجود داشته باشد؛

د- امکان ایجاد آتش سوزی پس از زلزله توسط جزء غیرسازه‌ای آویزان وجود نداشته باشد.

۴-۴-۲ نیرو و تغییر مکان

کلیه اجزاء غیرسازه‌ای معماری باید برای نیروهای ذکر شده در بند ۴-۲ طراحی شوند. اجزاء غیرسازه‌ای که می‌توانند باعث آسیب جانی شوند، از جمله دیوارهای خارجی، دیوارهای داخلی (تیغه‌ها)، نماهای شیشه‌ای و انواع نماهای سنگین، باید جابجایی‌های نسبی ذکر شده در بند ۴-۲ را پذیرا باشند. اجزاء غیرسازه‌ای قرار گرفته بر روی اعضای طره باید برای جابجایی‌های ناشی از چرخش تکیه‌گاهشان طراحی شوند.

۴-۴-۳ خمش خارج از صفحه

جابجایی و خمش خارج از صفحه اجزاء غیرسازه‌ای معماری به خصوص پانل‌ها، دیوارها و نماها باید بر اساس بارهای بند ۴-۲ محاسبه شده و نباید از ظرفیت جزء غیرسازه‌ای بیشتر باشد.

جدول ۴-۱ ضرایب لرزه‌ای اجزاء معماری

اعضا و اجزاء معماری	C_{AR}		R_{po}	Ω_{op}
	نگهداری شده توسط سازه در تراز پایه یا پایین‌تر از آن	نگهداری شده توسط سازه در ترازی بالاتر از تراز پایه		
دیوار غیرسازه‌ای خارجی				
دیوار غیرسازه‌ای و اتصال آن	۱	۱	۱٫۵	۲
ادوات اتصال	۲٫۲	۲٫۸	۱٫۵	۱
دیوار غیرسازه ای داخلی				
دیوارهای با قاب سبک با ارتفاع کوچکتر یا مساوی ۲٫۸۰ متر	۱	۱	۱٫۵	۲
دیوارهای با قاب سبک با ارتفاع بزرگ تر از ۲٫۸۰ متر	۱٫۴	۱٫۴	۱٫۵	۲
دیوار بنایی مسلح	۱	۱	۱٫۵	۲
سایر دیوارها	۲٫۲	۲٫۸	۱٫۵	۱٫۵
اجزاء طره‌ای (مهارنشده یا مهارشده به سازه در محلی پایین‌تر از مرکز ثقل)				
جان پناه‌ها و دیوارهای غیرسازه‌ای طره‌ای داخلی	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۵	۱٫۷۵
دودکش‌هایی که به صورت جانبی به وسیله قاب سازه‌ای مهار شده اند	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۵	۱٫۷۵
اجزاء طره‌ای (مهار شده به عضو سازه‌ای در بالای مرکز ثقل)				
جان پناه	۱	۱	۱٫۵	۲
دودکش	۱	۱	۱٫۵	۲
پوشش نما				
اجزاء با انعطاف پذیری محدود (متوسط) و متعلقات (اتصالات)	۱	۱	۱٫۵	۲

اعضا و اجزاء معماری	C_{AR}		R_{po}	Ω_{op}
	نگهداری شده توسط سازه در تراز پایه یا پایین‌تر از آن	**نگهداری شده توسط سازه در ترازی بالاتر از تراز پایه**		
اجزاء با انعطاف پذیری کم و متعلقات (اتصالات)	۱	۱	۱٫۵	۲
خرپشته (به جز حالتی که سازه آن بخشی از سازه اصلی باشد)				
سیستم‌های مقاوم باربر لرزه‌ای با ضریب رفتار R_u بزرگتر یا مساوی ۶	کاربرد ندارد	۱٫۴	۲	۲
سیستم‌های مقاوم باربر لرزه‌ای با ضریب رفتار R_u بزرگتر یا مساوی ۴ و کوچکتر از ۶	کاربرد ندارد	۲٫۲	۲	۱٫۷۵
سیستم‌های مقاوم باربر لرزه‌ای با ضریب رفتار R_u کوچکتر از ۴	کاربرد ندارد	۲٫۸	۲	۱٫۵
سایر سیستم‌ها	کاربرد ندارد	۲٫۸	۱٫۵	۱٫۵
سقف‌های کاذب				
همه انواع آن	۱	۱	۱٫۵	۲
قفسه				
قفسه شامل محتوای آن با ارتفاع بیش از ۱.۸ متر که توسط کف نگه داشته شود	۱	۱	۱٫۵	۲
قفسه بندی کتابخانه که به وسیله کف نگه داشته شده است، ذخیره کتاب و قفسه‌های کتاب با ارتفاع بیش از ۱٫۸ متر شامل محتوای آنها	۱	۱	۱٫۵	۲
تجهیزات آزمایشگاه	۱	۱	۱٫۵	۲
کف‌های کاذب				
انواع کف کاذب	۲٫۲	۲٫۸	۱٫۵	۱٫۵
تزئینات معماری	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۵	۱٫۷۵
نشان‌ها و تابلوها	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۵	۱٫۷۵

اعضا و اجزاء معماری	C_{AR}		R_{po}	Ω_{op}
	نگهداری شده توسط سازه در تراز پایه یا پایین‌تر از آن	نگهداری شده توسط سازه در ترازی بالاتر از تراز پایه		
سایر اجزاء صلب	۱	۱	۱٫۵	۲
سایر اجزاء انعطاف پذیر				
اجزاء با انعطاف پذیری زیاد و ضمائم	۱٫۴	۱٫۴	۱٫۵	۲
اجزاء با انعطاف پذیری محدود (متوسط) و ضمائم	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۵	۱٫۷۵
مصالح با انعطاف پذیری کم و ضمائم	۲٫۲	۲٫۸	۱٫۵	۱٫۵
راه فرار (خروج اضطراری) که جزئی از سیستم باربر لرزه‌ای ساختمان نباشد	۱	۱	۱٫۵	۲
بست‌ها و اتصال دهنده‌های پله و شیب‌راه اضطراری	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۵	۱٫۷۵

۴-۴-۴ اجزاء دیوار غیرسازه‌ای خارجی و اتصالات آن

اجزاء و پانل‌های دیوار غیرسازه‌ای خارجی که به سازه اتصال داشته و یا آن را در بر می‌گیرد، باید قادر به پذیرش جابجایی‌های نسبی ناشی از زلزله باشند. این دیوارها باید به وسیله اتصال و اتکا مستقیم و یا اتصالات مکانیکی و ادوات اتصال به سازه متکی باشند.

۴-۴-۵ دیوار غیرسازه ای داخلی

دیوار داخلی با ارتفاع بیش از ۱٫۸ متر یا چفت شده به سقف ساختمان باید از لحاظ جانبی مهار شود. مهار جانبی دیوار باید مستقل از مهار جانبی سقف باشد.

۴-۴-۶ نمای خارجی

نمای خارجی به دو دسته نماهای چسبانده شده و مهار شده تقسیم می‌گردد.

- **نمای چسبانده شده** باید با اتصالات مکانیکی یا مهارهای پشت بندی که قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای افقی محاسبه شده در بند ۴-۲ می‌باشند، به دیوار مهار شود و روی مقاومت چسبندگی ملات برای تحمل نیروهای مزبور حساب نشود.
- **نمای مهار شده** به دو صورت نمای پرده‌ای و دیوار نما اجرا می‌شود و قاب یا سازه نگهدارنده آن، بسته به نوع نما، به اعضای سازه‌ای یا دیوار پشت نما مهار می‌شود. اتصالات این نما باید بر اساس بند ۴-۲ برای تحمل بارهای لرزه‌ای ناشی از شتاب افقی داخل و خارج صفحه زلزله و شتاب قائم زلزله به همراه بارهای ثقلی ناشی از وزن نما طراحی شود.

۴-۴-۷ نما و دیواره شیشه‌ای

شیشه در نما، ویترین و دیواره داخلی و قاب نگهدارنده آن باید قادر به تحمل جابجایی‌های نسبی مطابق رابطه زیر باشد:

$$\Delta_{fallout} \geq \max\left(1.25D_{pI} \text{ و } 13\ mm\right) \qquad (۱۷-۴)$$

در این رابطه

D_{pI}: تغییر مکان نسبی لرزه‌ای مطابق بند ۴-۲-۴؛

$\Delta_{fallout}$: تغییر مکان نسبی لرزه‌ای که موجب بیرون افتادن شیشه از قاب نگهدارنده خود می‌شود و باید توسط روش تحلیلی به دست آمده باشد.

اگر یکی از شرایط زیر در نماهای شیشه‌ای وجود داشته باشد نیازی به کنترل رابطه فوق نمی‌باشد:

الف- نمای شیشه‌ای دارای فاصله کافی از قاب نگهدارنده خود باشد؛ به طوری که در تغییر مکان نسبی لرزه‌ای که نما باید بر اساس آن طراحی شود، تماس فیزیکی بین شیشه و قاب رخ ندهد. این فاصله از رابطهٔ زیر به دست می‌آید:

$$D_{clear} \geq 1.25D_{pI} \qquad (۱۸-۴)$$

برای پانل‌های مستطیل شکل داخل دیوار، می‌توان از رابطه زیر استفاده کرد:

$$D_{clear} \geq 2\ c_1\left(1 + \frac{h_p c_2}{b_p c_1}\right) \qquad (۱۹-۴)$$

که در آن:

h_p : ارتفاع شیشه

b_p : عرض شیشه

c_1 : فاصله بین لبه‌های قائم شیشه و قاب

c_2 : فاصله بین لبه‌های افقی شیشه و قاب؛

ب- نمای شیشه ای کاملاً حرارت دیده باشد و در ساختمان‌های با اهمیت کم، متوسط و زیاد در ارتفاع کمتر یا مساوی ۳ متر از سطح پیاده رو قرار گیرد؛

ج- نمای شیشه‌ای متشکل از شیشه آنیل یا آبدیده لمینیت شده با ضخامت حداقل ۰/۷۵ میلیمتر باشد و به صورت مکانیکی در نمای شیشه‌ای پرده‌ای مهار شده باشد.

۴-۴-۸ سقف کاذب

وزن لرزه‌ای سقف کاذب، شامل وزن تمام اجزاء متصل به آن از جمله چراغ‌های سقفی کار گذاشته شده در آن، نباید از ۲۰ کیلوگرم بر مترمربع کمتر در نظر گرفته شود. نیروی جانبی لرزه‌ای وارد بر سقف کاذب، F_p، باید توسط اتصالات سقف کاذب به سازه منتقل شود.

برای سقف‌های کاذب با مساحت کمتر از ۱۵ مترمربع که توسط دیوارها به صورت جانبی در سازه مهار شده‌اند، ارائه جزئیات لرزه‌ای لازم نیست. در سایر موارد، می توان از جزئیات لرزه‌ای پیوست (۶) این آیین‌نامه استفاده کرد.

۴-۴-۹ جان پناه

جان پناه‌ها باید بر اساس مشخصات لرزه‌ای تعیین شده در جدول (۴-۱) طراحی شوند.

۴-۴-۱۰ اتاقک‌های سبک پشت بام

چنانچه اتاقک‌های سبک پشت بام در سیستم اصلی ساختمان مدل نشده باشند، باید برای نیروهای محاسبه شده در بند ۴-۲ طراحی شوند.

۴-۴-۱۱ شیب‌راه و پله خروج اضطراری

پله‌ها به دو گروه پله‌هایی که جزئی از سازه اصلی ساختمان می‌باشند و پله‌های فرار که جزئی از سازه اصلی ساختمان نمی‌باشند تقسیم می‌شوند.

پله‌هایی که جزئی از سازه اصلی ساختمان می‌باشند باید بر اساس ضوابط بند ۳-۷-۳ طراحی شوند.
در صورتیکه راه پله و سایر قسمت‌های خروج اضطراری بخشی از سازه نباشند نیز، این اجزاء در هر حال باید برای تحمل تغییر مکان‌های تعیین شده در بند ۴-۲-۴ (با لحاظ کردن تغییر مکان دیافراگم) طراحی شوند. تغییر مکان باید در تمام جهات افقی محتمل دانسته شود. از اتصالات و تکیه‌گاه‌های لغزشی با ظرفیت حداقل $1.5\ D_{pl}$ و حداقل ۲۵ میلی‌متر می‌توان در این مورد استفاده کرد.

۴-۴-۱۲ کف دسترسی

در طراحی کف‌های دسترسی غیرسازه‌ای، وزن لرزه‌ای در بر گیرنده وزن کف، تمام تجهیزات متصل به آن و یک چهارم قطعات غیرمتصل بر روی آن خواهد بود و احتمال واژگونی و لغزش کف بر روی پایه‌های خود باید در نظر گرفته شود.

۴-۵ اجزاء غیرسازه‌ای مکانیکی و برقی

۴-۵-۱ کلیات

اجزاء غیرسازه‌ای مکانیکی و برقی و تکیه‌گاه‌های آنها باید الزامات این بند را برآورده نمایند. ضرایب مورد نیاز برای محاسبه نیروهای وارد بر این اجزاء در جدول (۴-۲) ارائه شده است. همچنین، اتصالات و تکیه‌گاه‌های این اجزاء باید ضوابط بند ۴-۵-۷ را رعایت نمایند. در مورد اجزاء غیرسازه‌ای ضروری که عملکرد آنها برای بهره برداری از ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد و زیاد پس از زلزله لازم است، باید حفظ کارایی و خدمت رسانی جزء در طول زلزله بر اساس ضوابط بند ۴-۵-۱-۲ تایید شود.

استثناء: قطعات الحاقی سبک، علائم منور و پنکه‌های سقفی فاقد لوله کشی و یا کانال که توسط زنجیر و یا نظایر آن از سازه آویزان هستند، مشروط بر آنکه تمامی معیارهای زیر را برآورده سازند، لازم نیست که الزامات نیروی زلزله و تغییر مکان نسبی را برآورده نمایند:

۱- در طراحی این اجزاء، ۱٫۴ برابر بار وزن در حال بهره برداری آن جزء به سمت پایین و معادل آن در امتداد افق بطور همزمان در نظر گرفته شده باشد. بار افقی باید در جهتی اعمال گردد که حداکثر تنش‌ها و تغییر مکان‌ها را ایجاد کند؛
۲- اثرات اندرکنش زلزله طبق بند ۴-۵-۱-۳ در نظر گرفته شده باشد؛
۳- اتصال جزء به سازه اجازه حرکت ۳۶۰ درجه‌ای در صفحه افق را به آن بدهد.
در جائیکه طراحی دقیق‌تر اجزاء مکانیکی و برقی برای اثرات زلزله مورد نیاز باشد، باید اثرات دینامیکی وارد بر جزء، محتویات آن، و در صورت لزوم، بر تکیه‌گاه و اتصالات آن مورد توجه قرار گیرد. در چنین حالاتی، اندرکنش بین جزء و سازه نگهدارنده آن، شامل دیگر اجزاء مکانیکی و برقی، نیز باید مورد توجه قرار گیرد.

۴-۵-۱-۱ تائیدیه لرزه‌ای

تجهیزات مکانیکی و برقی فعال که لازم است پس از زلزله طرح قابل استفاده باقی بمانند باید به عنوان تجهیزات دارای قابلیت استفاده بی وقفه تایید شوند. بدین منظور قطعات فعال یا اجزاء تولید انرژی باید منحصراً بر اساس تست میز لرزان یا داده‌های تجربی مطابق با بند ۴-۵-۱-۲ مورد تایید قرار بگیرند؛ مگر اینکه بتوان نشان داد که عضو ذاتاً در مقایسه با تجهیزات تایید شده لرزه‌ای مشابه، سخت‌تر و قوی‌تر است.
عملکرد لرزه‌ای مهار نگهدارنده اجزاء مکانیکی و برقی - که حاوی یا نگهدارنده مواد خطرناک هستند و ضریب اهمیت آنها بزرگتر از ۱٫۰ است - پس از زلزله طرح، باید با یکی از روش‌های زیر تائید شود:
- تحلیل
- آزمایش میز لرزان مصوب و تایید شده مطابق با بند ۴-۵-۱-۲
- داده های تجربی مطابق با بند ۴-۵-۱-۲

۴-۵-۱-۲ الزامات تائیدیه ویژه

۴-۵-۱-۲-۱ روش تحلیلی: تایید کفایت لرزه‌ای اجزاء غیرسازه‌ای از طریق تحلیل تنها باید به اجزاء غیرفعال محدود شود و بر اساس تقاضای لرزه‌ای با در نظر گرفتن $\frac{C_{AR}}{R_{P0}}$ برابر با ۲٫۵ صورت پذیرد. مقدار R_μ برای اجزاء واقع در بالای سطح مبنا (تراز متوسط زمین اطراف ساختمان) باید برابر با ۱٫۳ در نظر گرفته شود. اگر دوره تناوب جزء تحت بررسی، T_p،

کمتر و یا مساوی با ۰/۰۶ ثانیه باشد، می توان $\frac{C_{AR}}{R_{P0}}$ را برابر با ۱/۰ در نظرگرفت. در طراحی و ارزیابی اجزاء، تکیه‌گاه‌های آنها و اجزاء متصل به آنها باید انعطاف پذیری و مقاومت اجزاء مد نظر قرار گیرد.

۴-۵-۱-۲-۲ میز لرزان: تجهیزات به شرطی از لحاظ الزامات ارزیابی و طراحی قابل قبول تلقی می‌شوند که ظرفیت لرزه ای تایید شده آنها در آزمایش برابر یا بزرگ تر از تقاضای لرزه‌ای که مطابق با بند ۴-۲ تعیین شده است، باشد. به منظور مقایسه با نتایج آزمایش، لازم نیست تقاضای لرزه‌ای بدست آمده از بند ۴-۲ بیشتر از $3/2W_pI_p$ در نظر گرفته شود. نحوه انجام آزمایش و معیار پذیرش آن در نشریه ض-۹۹۱ مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی ارائه شده است.

۴-۵-۱-۲-۳ روش تجربی: استفاده از داده‌های تجربی به عنوان یک روش قابل قبول برای تعیین ظرفیت اجزاء و اعضا، تکیه‌گاه‌های آنها و اجزاء متصل و الحاقی به آنها مجاز می‌باشد. کفایت لرزه‌ای با استفاده از داده‌های تجربی باید توسط مرجع دارای صلاحیت تعیین شود. تجهیز در صورتی از لحاظ الزامات ارزیابی و طراحی قابل قبول تلقی می‌شود که ظرفیت‌های لرزه‌ای اثبات شده آن بر اساس زلزله‌های قبلی، برابر یا بزرگتر از تقاضای لرزه‌ای که مطابق با بند ۴-۲ تعیین شده است باشد.

۴-۵-۱-۳ اثرات خسارت غیرمستقیم (تبعی):

ارتباط متقابل اجزاء، تکیه‌گاه‌های آنها و اثرات آنها روی یکدیگر باید به نحوی در نظر گرفته شود که خرابی یک جزء اصلی یا فرعی معماری، مکانیکی یا برقی باعث خسارت و آسیب به جزء اصلی مکانیکی یا برقی نشود. فواصل لازم برای انشعابات و آبفشان‌های سیستم اطفا حریق، در مواردی که با استناد بر تحلیل یا آزمایش مشخص نشده باشد، نباید کمتر از ۷۵ میلی‌متر باشد. در آبفشان‌هایی که با استفاده از لوله انعطاف پذیر نصب شده اند، نیازی به رعایت این فاصله نیست.

جدول ۴-۲ ضرایب لرزه‌ای تجهیزات مکانیکی و برقی

اعضا و اجزاء مکانیکی و برقی	C_{AR}		R_{p0}	Ω_{0p}
	متکی به سازه در تراز پایه یا پایین‌تر از آن	متکی بر سازه در ترازی بالاتر از تراز پایه		
هواسازها، فن‌ها، هواکش‌ها، واحدهای تهویه مطبوع، گرمکن‌ها، جعبه‌های تقسیم هوا و سایر اجزاء مکانیکی که از ورق‌های فلزی ساخته شده اند	۱٫۴	۱٫۴	۲	۲
دستگاه‌های رطوبت ساز، دیگ‌های بخار، کوره‌ها، تانکرها و مخازن تحت فشار اتمسفر، چیلرها، آبگرم‌کن‌ها، مبدل‌های حرارتی، دستگاه‌های تبخیر کننده و خشک کننده، جداکننده‌های هوا، تجهیزات تولید یا پردازش و سایر اجزاء مکانیکی که از مواد با قابلیت تغییرشکل زیاد ساخته شده اند	۱	۱	۱٫۵	۲
خنک کننده‌های هوا، مبدل‌های حرارتی خنک شونده توسط هوا، دستگاه‌های متراکم کننده، کولرهای گازی، رادیاتورها و سایر اجزاء مکانیکی که روی تکیه‌گاه‌هایی قرار گرفته اند که از ورق‌های فولادی ساخته شده اند	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۵	۱٫۷۵
موتورها، توربین‌ها، پمپ‌ها، کمپرسورها و مخازن تحت فشاری که روی تکیه‌گاه‌ها و پایه‌ها قرار ندارند و در محدوده کاربرد فصل ۵ نیستند	۱	۱	۱٫۵	۲
مخازن تحت فشاری که روی پایه و تکیه گاه قرار دارند و در محدوده کاربرد فصل ۵ نیستند.	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۵	۱٫۷۵
اجزاء آسانسورها، پله‌های برقی و بالابرها	۱	۱	۱٫۵	۲
ژنراتورها، باتری‌ها، دستگاه‌های تبدیل برق مستقیم به متناوب، موتورها، مبدل‌ها و سایر اجزاء مکانیکی که از مواد با شکل پذیری زیاد ساخته شده اند	۱	۱	۱٫۵	۲
مراکز کنترل موتور، تابلوهای برق، کلیدهای اتصال، محفظه‌های ابزار دقیق و سایر اجزائی که از ورق‌های فلزی ساخته شده اند	۱٫۴	۱٫۴	۲	۲
تجهیزات مخابراتی، کامپیوترها و سیستم‌های کنترل و ابزار دقیق	۱	۱	۱٫۵	۲

اعضا و اجزاء مکانیکی و برقی	C_{AR}		R_{p0}	Ω_{0p}
	متکی به سازه در تراز پایه یا پایین‌تر از آن	متکی بر سازه در ترازی بالاتر از تراز پایه		
دودکش‌ها، برج‌های برقی و خنک کننده نصب شده روی بام که به طور جانبی در پایین مرکز جرمشان مهار شده اند	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۵	۱٫۷۵
دودکش‌ها، برج‌های برقی و خنک کننده نصب شده روی بام که به طور جانبی در بالای مرکز جرمشان مهار شده اند	۱	۱	۱٫۵	۲
لوازم و اجزاء روشنایی نصب شده (غیرآویزان)	۱	۱	۱٫۵	۲
سایر اجزاء مکانیکی و برقی	۱	۱	۱٫۵	۲
نوار نقاله‌های خط تولید یا فرآیند (غیر آدم رو)	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۵	۱٫۷۵
سیستم ها و اجزاء متکی بر جداسازهای لرزه‌ای [1]				
سیستم و اجزاء جداسازی شده با استفاده از المان‌های نئوپرن و کف‌های جداسازی شده با نئوپرن با قطعات نگهدارنده الاستومری مجزا یا توکار	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۳	۱٫۷۵
سیستم‌ها و اجزاء جداسازی شده با فنر و کف‌های جداسازی شده از ارتعاش و لرزش که با قطعات نگهدارنده الاستومری مجزا یا توکار مهار شده اند	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۳	۱٫۷۵
اجزاء و سیستم‌های جداسازی شده داخلی	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۳	۱٫۷۵
تجهیزات معلق جداسازی شده از ارتعاش از جمله تجهیزات لوله و کانال خطی و اجزاء معلق جداسازی شده داخلی	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۳	۱٫۷۵
سازه‌های تکیه‌گاهی و سکوهای نگهدارنده تجهیزات				
هر سازه تکیه‌گاهی و سکویی که $\frac{T_p}{T_a}$ آن کمتر از ۰٫۲ یا T_p آن کوچکتر مساوی ۰٫۰۶ باشد.	کاربرد ندارد	۱	۱٫۵	۲
سیستم‌های مقاوم باربر لرزه‌ای با R_u بزرگتر از ۳	۱٫۴	۱٫۴	۱٫۵	۲
سیستم‌های مقاوم باربر لرزه‌ای با R_u کوچکتر مساوی ۳	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۵	۱٫۷۵

اعضا و اجزاء مکانیکی و برقی	C_{AR}		R_{p0}	Ω_{0p}
	متکی به سازه در تراز پایه یا پایین‌تر از آن	متکی بر سازه در ترازی بالاتر از تراز پایه		
سایر سیستم‌ها	۲٫۲	۲٫۸	۱٫۵	۱٫۵
تکیه‌گاه‌های سیستم‌های توزیع				
مهارهای صرفاً کششی و کابلی	۱	۱	۱٫۵	۲
مهارهای فولادی سرد نورد شده	۱	۱	۱٫۵	۲
مهارهای فولادی گرم نورد شده	۱	۱	۱٫۵	۲
سایر مهارهای صلب	۱	۱	۱٫۵	۲
میله‌های خمشی دارای مقاومت جانبی	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۵	۱٫۷۵
تکیه‌گاه‌های طره‌ای قائم مانند قطعات T شکل و قاب‌های خمشی که متکی روی طبقه یا بام هستند	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۵	۱٫۷۵
سیستم‌های توزیع				
سیستم لوله کشی یا مجرا گذاری که شامل اجزاء و المان‌های خطی ساخته شده از مواد با شکل پذیری زیاد باشد و اتصالات آنها با جوشکاری یا لحیم کاری صورت گرفته باشد	۱	۱	۲	۲
سیستم لوله کشی یا مجرا گذاری که شامل اجزاء و المان‌های خطی ساخته شده از مواد با شکل پذیری زیاد یا متوسط باشد و اتصالات آنها با استفاده از رزوه، چسب، کوپلینگ فشاری یا کوپلینگ شیاری صورت گرفته است	۱٫۸	۲٫۲	۲	۱٫۷۵
لوله کشی یا مجرا گذاری ساخته شده از مواد با شکل پذیری کم مثل چدن، شیشه و پلاستیک های شکننده (خشک)	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۵	۱٫۷۵
کانال‌های شامل اجزاء و المان‌های خطی ساخته شده از مواد با شکل پذیری زیاد با اتصالات ساخته شده از جوش یا لحیم	۱	۱	۲	۲

اعضا و اجزاء مکانیکی و برقی	C_{AR}		R_{p0}	Ω_{0p}
	متکی به سازه در تراز پایه یا پایین‌تر از آن	متکی بر سازه در ترازی بالاتر از تراز پایه		
کانال‌های شامل اجزاء و المان‌های خطی ساخته شده از مواد با شکل پذیری زیاد یا متوسط با اتصالاتی غیر از اتصالات ساخته شده از جوش یا لحیم	۱	۱	۱٫۵	۲
کانال‌های شامل اجزاء و المان‌های خطی ساخته شده از مواد با شکل پذیری کم مثل چدن، شیشه و پلاستیک شکننده (خشک)	۱٫۸	۲٫۲	۱٫۵	۱٫۷۵
مجرا و لوله کشی برق، سینی‌های کابل و لوله‌هایی که سیم یا کابل برق را از آن عبور می دهند	۱	۱	۱٫۵	۲
باس داکت (BUSDUCT)	۱	۱	۱٫۵	۲
لوله کشی فاضلاب	۱	۱	۱٫۵	۲
سیستم انتقال هوای فشرده (لوله پنوماتیک)	۱	۱	۱٫۵	۲

(۱) اجزاء نصب شده بر روی جداسازهای ارتعاشی باید در هر امتداد افقی یک ضربه گیر داشته باشند. اگر فاصله خالص (شکاف هوا – فضای خالی) بین قاب تکیه گاهی جزء و ضربه گیر بزرگ تر از ۶ میلی‌متر باشد نیروی طراحی باید برابر $2F_p$ در نظر گرفته شود. اگر فاصله اسمی مشخص شده در اسناد و مدارک ساخت بیش تر از ۶ میلی‌متر نباشد می‌توان نیروی طراحی را برابر با F_p در نظر گرفت.

۴-۵-۲ اجزاء مکانیکی

اجزاء مکانیکی با ضریب اهمیت بزرگتر از ۱٫۰ باید برای نیروها و تغییر مکان‌های زلزله، که در بند ۴-۲ تعیین شده است، طراحی شوند. علاوه بر آن، این اجزاء باید الزامات زیر را برآورده نمایند:

- برای جلوگیری از برخورد اجزاء سازه‌ای یا غیرسازه‌ای در زلزله به اجزاء غیرسازه‌ای که از مصالح غیر شکل پذیر ساخته شده‌اند یا انعطاف پذیری مصالح آنها بدلیل شرایط بهره برداری (مانند کار در دمای کم) کاهش می‌یابد، باید پیش بینی‌های لازم اعمال گردد.

- احتمال اِعمال بارهای اضافی بر جزء مکانیکی از طریق خطوط بهره برداری (لوله، کانال، کابل) و یا ابزار و وسایل متصل به جزء مورد نظر، ناشی از جابجائی نسبی بین جزء مکانیکی و تکیه‌گاه آن یا خطوط متصل به آن، باید ارزیابی شود.
- در محل‌هایی که اجزاء لوله کشی و یا کانال کشی سیستم تهویه مطبوع به سازه‌هائی متصل هستند که می‌توانند نسبت به یکدیگر جابجائی نسبی داشته باشند و در سازه‌های جداسازی شده، که این اجزاء از فصل مشترک ثابت و جداسازی شده عبور می‌کنند، اجزاء باید برای پذیرش جابجائی نسبی ناشی از زلزله تعیین شده در بند ۴-۲-۴ طراحی شوند.

۴-۵-۲-۱ اجزاء سیستم تهویه مطبوع

اجزاء سیستم تهویه مطبوع که در آنها ضوابط مبحث چهاردهم مقررات ملی ساختمان رعایت می‌شود، مشروط بر آنکه تمامی الزامات زیر را برآورده سازند، واجد شرایط تایید لرزه‌ای طبق بند ۴-۵-۱-۱ می‌باشند:

الف- اجزاء متحرک (فعال) یا تولید کننده انرژی از طریق آزمایش بر روی میز لرزان یا اطلاعات تجربی زلزله‌های قبلی مورد تأیید قرار گرفته باشند؛

ب- نیروی افقی زلزله طرح (F_p) منظور شده در کنترل اجزاء غیرمتحرک، توسط تحلیل و بر اساس روش مندرج در بند ۴-۲ با در نظر گرفتن $\frac{C_{AR}}{R_{Po}}$ برابر با ۲٫۵ تعیین شده باشد. مقدار R_μ باید برای اجزائی که در بالای سطح مبنا (تراز متوسط زمین در اطراف سازه) قرار دارند برابر با ۱٫۳ منظور شود.

استثناء: اگر دوره تناوب جزء (T_p) کمتر و یا مساوی ۰٫۰۶ ثانیه باشد، می‌توان نسبت $\frac{C_{AR}}{R_{Po}}$ را برابر با ۱٫۰ منظور کرد؛

پ- ظرفیت المان‌های غیرمتحرک (غیرفعال) در کنترل لرزه‌ای با استفاده از تحلیل بر اساس ضوابط مندرج در این آیین‌نامه و مباحث مقررات ملی ساختمان تعیین شده باشد؛

ت- کفایت خدمت رسانی جزء در طول و پس از زلزله در زلزله‌هایی معادل زلزله طرح یا بزرگتر از آن و در شرایطی که به نحو مناسبی به کف مهار شده‌اند، اثبات شده باشد.

۴-۵-۲-۲ خطوط توزیع: انواع سیستم کانال هوا و تهویه

این خطوط باید برای نیروها و جابجایی‌های نسبی ارائه شده در بند ۴-۲ طراحی شوند. طراحی برای نیروها و جابجایی‌های لرزه‌ای در کانال‌هایی که برای انتقال گازهای سمی و

گازهای قابل اشتعال یا کنترل میزان دود استفاده نمی‌شوند الزامی نیست. برای خطوط با ضریب اهمیت ۱٫۰ دارای اتصال انعطاف پذیر و یا انواع دیگر اتصال که تحمل جابجایی نسبی بین کانال و دستگاه را داشته باشند، در صورت اتصال مستقل کانال به سازه و وجود تمام شرایط یکی از سطر های جدول (۴-۳)، طراحی لرزه‌ای الزامی نمی‌باشد.

جدول ۴-۳ شرایط کانال‌های تهویه که در صورت تامین تمام الزامات هر سطر نیاز به طراحی لرزه‌ای نمی‌باشد

گروه آویز گهواره‌ای با حداقل قطر آویز میله‌ای (mm)	حداکثر طول میله (mm)	حداکثر وزن انتقال یافته به هر آویز میله‌ای (kg)
۱۰	۳۰۰	۵۰
۱۲	۳۰۰	۱۰۰
۱۲	۶۰۰	۵۰
۱۰ یا ۱۲ [۱]	۳۰۰	۲۵

(۱) در این حالت میله آویز به صورت تک می‌باشد

همچنین، در شرایطی که مقطع کانال تهویه مطبوع حداکثر ۶۰۰۰ سانتی‌مترمربع و وزن آن کمتر از ۳۰ کیلوگرم بر متر باشد و تمهیدات لازم برای محافظت و ممانعت از برخورد کانال‌ها به یکدیگر و به سایر قطعات اطراف پیش بینی شده و کانال‌ها به سازه متصل باشند، طراحی برای نیروی لرزه‌ای و جابجایی نسبی ضروری نمی‌باشد.

۴-۵-۲-۳ خطوط توزیع: سیستم‌های لوله‌کشی و لوله گذاری

لوله‌ها و نگهدارنده‌های آنها باید برای نیروی لرزه‌ای و جابجایی نسبی بند ۴-۲ طراحی شوند. تنش مجاز در ترکیب بارهای دارای بارهای لرزه‌ای برای انواع مختلف لوله‌ها در جدول (۴-۴) ارائه شده است. مقادیر تنش مجاز بر اساس درصدی از مقاومت تسلیم مشخصه حداقل ماده یا مقاومت کرانه پایین آن (σ_{yl}) بیان شده است.

جدول۴-۴ مقدار تنش مجاز انواع مختلف سیستم لوله کشی و اتصالات آنها

نوع لوله	حداکثر تنش مجاز طراحی بر اساس مقاومت تسلیم مشخصه حداقل
مواد شکل‌پذیر مانند فولاد، آلومینیم و مس	$0.9\sigma_{yl}$
اتصال‌های رزوه شده در سیستم لوله‌کشی از مواد شکل‌پذیر	$0.7\sigma_{yl}$
لوله‌کشی از مواد غیر شکل‌پذیر مانند چدن و سرامیک	$0.1\sigma_{yl}$
اتصال‌های رزوه شده در سیستم لوله‌کشی از مواد غیرشکل‌پذیر	$0.08\sigma_{yl}$

لوله‌هایی که فاقد جزییات لازم برای تحمل جابجایی‌های نسبی در محل اتصال به سایر قطعات هستند، باید با اتصالات دارای انعطاف پذیری کافی برای جلوگیری از خرابی اتصالات بین لوله و آن قطعه مهار شوند.

تجهیزات نصب شده برخط مانند شیرها، مخازن، پمپ‌ها و زانویی‌ها یا انشعابات که با اتصال صلب به لوله متصل هستند، باید در طراحی مهار جانبی لوله به عنوان جزئی از آن در نظر گرفته شود. اگر تجهیزات به دلیل وزن زیاد بطور مستقل مهار شود، ولی سیستم لوله متصل به آن مهار نشود، باید از اتصالات با انعطاف پذیری کافی برای تحمل جابجایی نسبی بین تجهیزات و لوله استفاده شود.

طراحی برای نیروها و جابجایی‌های لرزه‌ای در شرایطی که از اتصالات انعطاف پذیر، حلقه انبساط و یا تمهیدات دیگر برای پذیرش جابجایی نسبی استفاده شود و همچنین، سیستم لوله بطور مستقل به سازه اتصال یابد و تمام شرایط یکی از سطرهای جدول (۴-۵) برقرار باشد، الزامی نمی‌باشد.

جدول ۴-۵ شرایط سیستم‌های لوله کشی و اتصالات آنها که در صورت تامین تمام الزامات هر سطر نیاز به طراحی لرزه‌ای نمی‌باشد

گروه آویز گهواره‌ای با حداقل قطر آویز میله‌ای (mm)	حداکثر طول میله (mm)	حداکثر وزن انتقال یافته به هر آویز میله‌ای (kg)	ضریب اهمیت سیستم لوله کشی
۱۰	۳۰۰	۵۰	۱٫۰
۱۲	۳۰۰	۱۰۰	۱٫۰
۱۲	۶۰۰	۵۰	۱٫۰
۱۰ [۱]	۳۰۰	۲۵	تمام ضرایب

(۱) این حالت مختص سیستم لوله کشی هوای فشرده بوده و میله آویز می‌تواند تک باشد.

استثناء: در شرایطی که سیستم لوله کشی با ضرایب اهمیت مختلف، بوسیله میله آویز تک با قطر ۱۰ یا ۱۲ میلی‌متر نگهداری شود و طول هر نگهدارنده در مسیر لوله از نقطه تکیه‌گاهی لوله تا محل اتصال به سازه نگهدارنده برابر یا کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر و وزن کل وارد به هر نگهدارنده ۲۵ کیلوگرم یا کمتر باشد، به شرط رعایت محدودیت‌های زیر، طراحی لرزه‌ای الزامی نمی‌باشد:

الف- در سازه‌های با گروه طراحی لرزه‌ای ۱ با ضریب اهمیت جزء بیشتر از ۱٫۰، حداکثر قطر اسمی لوله ۵۰ میلی‌متر

ب- در سازه‌های با گروه طراحی لرزه‌ای ۲ و بالاتر با ضریب اهمیت جزء بیشتر از ۱٫۰، حداکثر قطر اسمی لوله ۲۵ میلی‌متر

پ- در سازه‌های با گروه طراحی لرزه‌ای ۳ و بالاتر با ضریب اهمیت جزء ۱٫۰، حداکثر قطر اسمی لوله ۸۰ میلی‌متر

۴-۵-۲-۴ سیستم لوله کشی آبفشان خودکار مقابله با حریق

سیستم لوله کشی آبفشان خودکار مقابله با حریق، نگهدارنده‌های لوله‌ها و مهارهای آن که بر اساس مبحث سوم مقررات ملی ساختمان طراحی شده‌اند باید برای نیروهای جانبی و جابجایی نسبی بند ۴-۲ طراحی شوند. استثناهای ذکر شده در بند ۴-۵-۲-۳ در مورد عدم نیاز به طراحی لرزه‌ای خطوط، شامل سیستم لوله کشی آبفشان خودکار اطفا حریق

نمی‌شود. فضای کافی برای حرکت آویز آبفشان و سایر تجهیزات باید فراهم شود. رعایت ضوابط بند ۴-۵-۱-۳ به منظور جلوگیری از خسارات تبعی در مورد آبفشان‌های خودکار مقابله با حریق الزامی است.

۴-۵-۲-۵ بویلرها و مخازن تحت فشار

بویلرها و مخازن تحت فشار که بر اساس ضوابط مخازن تحت فشار طراحی شده‌اند باید برای نیروهای جانبی و جابجایی‌های نسبی محاسبه شده در بند ۴-۲ این آیین‌نامه طراحی شوند. حداکثر تنش مجاز در کنترل و طراحی برای بارهای لرزه‌ای می‌تواند به اندازه ۱٫۲ برابر تنش مجاز بارهای دائمی در نظر گرفته شود. بویلرها و مخازن تحت فشار با ضریب اهمیت جزء ۱٫۴ باید ضوابط بند ۴-۵-۶ را نیز تامین کنند.

۴-۵-۲-۶ ضوابط طراحی آسانسور و پله متحرک

سیستم‌های سازه‌ای پله متحرک، آسانسور، نقاله و تکیه‌گاه تجهیزات آسانسور و دستگاه کنترل و اتصال آن باید برای تحمل نیروها و جابجایی‌های نسبی این فصل طراحی شوند. همچنین سیستم لوله کشی مربوط به اجزاء این سیستم‌ها در تمام حالات باید برای این نیروها و جابجایی‌ها طراحی شود. تعبیه ورق محافظ در بالا و پایین اتاقک و وزنه تعادل الزامی است.

آسانسورهای با سرعت ۴۵ متر بر دقیقه یا بیشتر از آن باید مجهز به سوئیچ و حسگر زلزله باشند و سرعت آسانسور در شرایط قبل، حین و بعد از زلزله به طور دقیق کنترل شود.

در صورت نصب حسگر زلزله بر روی ستون‌های کنار آسانسور در تراز پایه، باید آسانسور در شرایطی که در بازه فرکانسی ۱ تا ۱۰ هرتز شتاب قائم بیشتر از ۰٫۱۵g باشد، متوقف شود. در صورت نصب حسگر زلزله در جایی غیر از ستون‌های کناری، معیار شتاب قائم بیشتر از ۰٫۲g برای نصب حسگر در تراز پایه یا نزدیک به آن و معیار شتاب قائم بیشتر از ۰٫۵g برای نصب حسگر در تراز بالاتری از تراز پایه مد نظر قرار می‌گیرد. طراحی لرزه‌ای آسانسور باید بر اساس ضوابط نشریه ض-۹۹۱ مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی انجام پذیرد.

۴-۵-۳ اجزاء و تاسیسات برقی

کلیه اجزاء غیرسازه‌ای برقی با ضریب اهمیت بزرگتر از ۱٫۰ باید برای نیروها و جابجائی نسبی تعیین شده در بند ۴-۲ طراحی شوند و علاوه برآن الزامات زیر را برآورده کنند:

۱- اقدامات لازم برای جلوگیری از برخورد دو جزء به یکدیگر در اثر زلزله بعمل آید.

۲- بار بهره برداری وارده ناشی از قطعات و وسایل متصل به جزء یا خطوط (کابل‌ها، سیم‌ها) که به سازه‌های مجزا متصلند، در نظر گرفته شود.

۳- باتری‌های مستقر بر روی قفسه بندی با تسمه پیچیده شده در دورشان مهار شوند تا اطمینان حاصل شود که در هنگام زلزله نخواهند افتاد. جداکننده‌هائی بین مهار و قاب باتری قرار داده شود که از صدمه دیدن جداره باتری جلوگیری شود. قفسه بندی باید ظرفیت کافی برای تحمل نیروی جانبی وارده بر اساس بند ۴-۲ را داشته باشد.

۴- کویل‌های داخلی ترانسفورماتورهای نوع خشک بصورت مستقیم به زیرسازه نگهدارنده‌شان در داخل محفظه ترانسفورماتور متصل شوند.

۵- پنل‌های کنترل، تجهیزات کامپیوتری و دیگر اقلام با اجزاء لغزنده باید مجهز به مکانیزم قفل شونده باشند تا از محل خود خارج نشوند.

۶- طراحی کابینت تابلوهای برق باید با رعایت مبحث سیزدهم مقررات ملی ساختمان انجام پذیرد. بریده شدن صفحه تحتانی کابینت در هنگام نصب، مقاومت کابینت را بطور قابل ملاحظه‌ای کاهش می دهد که باید اثرات آن مورد ارزیابی قرار گیرد.

۷- اتصالات قطعات بیرونی اضافی با وزن بیشتر از ۴۵ کیلوگرم، اگر توسط سازنده لحاظ نشده باشد، باید بصورت جداگانه مورد ارزیابی قرار گیرد.

۸- اگر لوله/غلاف، سینی کابل یا سایر اجزاء توزیع برق به قطعات سازه‌ایی متصل باشند که جابجائی نسبی نسبت به یکدیگر داشته باشند یا در سازه‌های دارای درز انقطاع، از درز انقطاع عبور کنند، اجزاء باید برای پذیرش جابجائی نسبی ناشی از زلزله تعیین شده در بند ۴-۲-۴ طراحی شوند.

همچنین، اجزاء غیرسازه‌ای برقی باید الزامات زیر را برآورده نمایند:

- لوله/غلاف، سینی کابل و داکت‌های طراحی شده برای عبور سیم/کابل باید الزامات بند ۴-۵-۳-۱ را برآورده نمایند.

- خطوط (کابل‌ها، سیم‌ها) بهره برداری و خدماتی باید الزامات بند ۴-۵-۵ را برآورده نمایند.

۴-۵-۳-۱ خطوط توزیع: لوله /غلاف، سینی کابل، و داکت‌های عبور برق

لوله/غلاف، سینی کابل و داکت‌های طراحی شده برای عبور سیم / کابل باید برای نیروها و جابجایی نسبی بند ۴-۲ طراحی شوند. لوله / غلاف بزرگتر از ۶۵ میلی‌متر متصل به پانل، کابینت یا سایر تجهیزات تحت اثر جابجایی نسبی، D_{pI}، باید دارای اتصالات انعطاف پذیر باشند. در غیر اینصورت باید برای نیروها و جابجایی‌های لرزه‌ای این فصل طراحی شوند.

رعایت الزامات نیرویی و جابجایی نسبی برای خطوط با ضریب اهمیت ۱٫۰ با اتصال انعطاف پذیر و یا با جزییات دیگری که تحمل جابجایی نسبی بین خط و تجهیزات را داشته باشد، در صورت اتصال مستقل داکت یا سینی کابل به سازه و رعایت شرایط جدول (۴-۶) الزامی نیست. همچنین، برای مجاری با قطر اسمی کمتر از ۶۵ میلی‌متر، بدون توجه به ضریب اهمیت، طراحی برای نیرو و جابجایی نسبی ضروری نمی‌باشد.

تبصره: طراحی برای جابجایی نسبی بند ۴-۲-۴ برای خطوط با ضریب اهمیت بیش از ۱٫۰ در محل عبور از درز انقطاع لرزه‌ای، برای تمام اندازه‌های خط ضروری است.

جدول ۴-۶ شرایط سیستم‌های توزیع که در صورت تامین تمام الزامات هر سطر آن نیاز به طراحی لرزه‌ای نمی‌باشد

گروه آویز گهواره‌ای با حداقل قطر آویز میله‌ای (mm)	حداکثر طول میله (mm)	حداکثر وزن انتقال یافته به هر آویز میله‌ای (kg)
۱۰	۳۰۰	۵۰
۱۲	۳۰۰	۱۰۰
۱۲	۶۰۰	۵۰
۱۰ [۱]	۳۰۰	۲۵

(۱) در این حالت میله آویز به صورت تک می‌باشد

۴-۵-۳-۲ پانل‌های خورشیدی روی بام

پانل‌های خورشیدی پشت بام و ملحقات آنها باید برای نیروها و جابجایی‌های نسبی این فصل طراحی شوند. در بام تخت ساختمان‌های کمتر از شش طبقه با اهمیت زیاد و کمتر، بجای اتصال پانل به سازه می‌توان از وزنه‌های مناسب برای مقابله با واژگونی و لغزش استفاده کرد مشروط بر اینکه ارتفاع مرکز جرم آن از تراز بام از ۱٫۰ متر و از یک-سوم کوچکترین بُعد اتکا پانل بیشتر نباشد و دیگر ضوابط طراحی مراجع معتبر در مورد آرایش و نصب آنها رعایت شود.

۴-۵-۴ خطوط توزیع: قاب میله‌ای آویز نگهدارنده چند سیستم مختلف

در مواردی که سیستم‌های مختلف خطوط توزیع توسط قاب میله‌ای آویز مشترک نگهداری می‌شود، باید از محدود کننده‌ترین شرایط مبتنی بر الزامات هر یک از سیستم‌ها برای طراحی خط توزیع، با لحاظ وزن کل، استفاده شود.

۴-۵-۵ خطوط ارائه خدمات

در محل درز انقطاع لرزه‌ای ساختمان برای عبور خطوط ارائه خدمات، باید انعطاف پذیری لازم برای تحمل جابجایی نسبی دو طرف درز پیش بینی شود. در طراحی لرزه‌ای ساختمانهای با اهمیت خیلی زیاد که خدمت رسانی آنها پس از زلزله مورد نیاز است، احتمال قطع خطوط شهری از قبیل آب، برق و گاز باید مورد بررسی قرار گیرد و لازم است به خطوط زیرزمینی و نحوه ورود آنها از زمین به ساختمان توجه ویژه‌ای مبذول شود. برای سازه‌های بر روی زمین نوع IV و نرم تر (ضعیف تر) و همچنین در گروه خطر لرزه‌ای ۳ با هر نوع زمین، لازم است به خطوط زیرزمینی و نحوه ورود آنها از زمین به ساختمان توجه ویژه‌ای مبذول شود.

۴-۵-۶ سایر اجزاء مکانیکی و برقی

سایر اجزاء مکانیکی و برقی، از جمله سیستم‌های نقاله باید موارد زیر را برآورده نمایند:

۱- اجزاء، نگهدارنده‌های آنها و ادوات اتصال باید ضوابط این فصل را برآورده نمایند.

۲- مقاومت طراحی اجزاء مکانیکی حاوی مواد خطرناک با ضریب اهمیت ۱٫۴ و مخازن تحت فشار، برای نیروهای زلزله در ترکیب با سایر بارهای بهره برداری و اثرات محیطی،

بر اساس روش تنش مجاز، باید با توجه به خواص مصالح ذکر شده در جدول (۴-۷) تعیین شود.

جدول۴-۷ مقدار تنش مجاز اجزاء مکانیکی حاوی مواد خطرناک و مخازن تحت فشار

نوع لوله	حداکثر تنش مجاز طراحی بر اساس مقاومت تسلیم مشخصه حداقل
اجزاء مکانیکی ازمواد شکل‌پذیر مانند فولاد، آلومینیم و مس	$0.9\sigma_{yl}$
اتصال‌های رزوه شده در سیستم لوله‌کشی از مواد شکل‌پذیر	$0.7\sigma_{yl}$
اجزاء مکانیکی از مواد غیر شکل‌پذیر مانند چدن و سرامیک	$0.1\sigma_{yl}$
اتصال‌های رزوه شده در سیستم لوله‌کشی از مواد غیرشکل‌پذیر	$0.08\sigma_{yl}$

۴-۵-۷ تکیه‌گاه‌ها و سازه‌های تکیه‌گاهی

۴-۵-۷-۱ تکیه گاه

تکیه‌گاه تمام اجزاء مکانیکی و برقی (شامل اجزاء با I_p=1.0) و قطعاتی که اجزاء بوسیله آنها به تکیه‌گاه متصل می‌شوند، شامل اعضای سازه‌ای، مهاربند، قاب، کفشک، پایه، پایه زین شکل، فنر، کابل، تسمه و المان‌های آهنگری شده و یا ریخته گری شده، به عنوان بخشی از جزء مکانیکی و یا برقی در نظر گرفته می‌شوند.

این تکیه‌گاه‌ها و قطعاتی که جزء بوسیله آنها به تکیه‌گاه متصل می‌شود (بجز در موارد یکپارچه مثل ریخته گری / آهنگری شده) باید برای نیروها و تغییر مکان‌های نسبی تعیین شده در بند ۴-۲ طراحی شوند. به علاوه سختی تکیه‌گاه باید به گونه‌ای منظور شود که جزء، امکان حرکت مورد انتظار تحت بار زلزله وارده را داشته باشد.

تبصره: اگر ضریب اهمیت جزء بیش از ۱/۰ باشد، محل اتصال تکیه‌گاه به بدنه جزء باید برای اثر نیروی وارده بر جداره جزء مورد ارزیابی قرار گیرد.

۴-۵-۷-۲ سازه‌های تکیه‌گاهی و سکوهای تجهیزات

سکوهای تجهیزات و سازه‌های تکیه‌گاهی باید برای نیروی جانبی که بر اساس ضریب تشدید عضو متصل به آنها محاسبه شده، طراحی شوند. سیستم باربر جانبی برای سکوهای تجهیزات و سازه‌های تکیه‌گاهی باید با یکی از موارد موجود در جدول (۳-۱) یا جداول (۵-۱) یا (۵-۲) مطابقت داشته باشد. در این شرایط، رعایت ضوابط مرتبط در فصل سوم یا پنجم الزامی است.

تبصره: سکوها یا سازه‌های تکیه‌گاهی تجهیزات که به یک سازه ساختمانی یا غیرساختمانی متصل هستند را می‌توان با فرض $C_{AR} = 1$ ،$R_{p0} = 1.5$ و $\Omega_{0p} = 2.0$ طراحی نمود به شرط آنکه نسبت $\frac{T_p}{T_a} <$ ۰٫۲ و یا شرط $T_p \geq$ ۰٫۰۶ ثانیه برقرار باشد و ضوابط فصل سوم یا پنجم نقض نشود. مقدار T_p باید با منظور کردن جرم و سختی برای سکو یا سازه تکیه‌گاهی و اجزاء و تجهیزاتی که توسط آنها نگهداری می‌شوند، بر اساس روابط بند ۳-۹-۲ یا ۵-۲-۳، تعیین شود.

فصل پنجم

ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های غیرساختمانی

۵-۱ کلیات

۵-۱-۱ سازه‌های غیرساختمانی به سازه‌هایی اطلاق می‌شوند که کاربری آنها مشابه ساختمان‌های متعارف و غیرمتعارف مورد اشاره در فصل سوم نیست و باید آثار ترکیبات بارگذاری، شامل بارهای ثقلی و جانبی را تحمل نمایند. سازه‌های صنعتی و سایر سازه‌هایی که در جداول (۵-۱) و (۵-۲) معرفی شده‌اند در این دسته بندی قرار می‌گیرند.

ضوابط این فصل، سازه‌های غیرساختمانی خالی از سکنه و ساختمان‌هایی که اصلی‌ترین هدف از احداث آنها در بر گرفتن تجهیزات و ماشین آلات بوده و افراد حاضر در آن ساختمان‌ها به تعمیر، نگهداری و مراقبت از تجهیزات، ماشین آلات و یا فرآیند عملیاتی آنها مشغول هستند را شامل می‌شود. سازه‌های غیرساختمانی که در تراز پایه و یا پایین‌تر از آن قرار می‌گیرند و یا به سازه‌های دیگر اتکا می‌کنند باید برای حداقل نیروهای جانبی تعریف شده در این فصل تحلیل، طراحی و جزئیات بندی شوند.

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

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

ب- سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها: به سازه‌هایی اطلاق می‌شوند که سیستم باربر لرزه‌ای آنها مطابق بند الف نباشد. این سازه‌ها به دو دسته متکی بر زمین و متکی بر سازه تکیه‌گاهی طبقه‌بندی می‌شوند.

گروه و دسته‌بندی سازه‌های غیرساختمانی و نمونه‌هایی از این سازه‌ها در پیوست (۸) این آیین‌نامه و به ترتیب در شکل‌های (پ۸-۱) و (پ۸-۲) ارائه شده‌اند.

۵-۱-۳ دستورالعمل‌های خاص

نظر به تنوع گسترده‌ای که سازه‌های غیرساختمانی در صنایع مختلف دارند، در برخی موارد دستورالعمل‌های ویژه‌ای مورد نیاز است. استفاده از این دستورالعمل‌ها به شرط آنکه مقدار نیروی زلزله طرح بر اساس ضوابط ارائه شده در این دستورالعمل‌ها از مقادیر محاسبه شده بر اساس این آیین‌نامه کمتر نباشد مجاز است. از جمله این دستورالعمل‌ها می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- نشریه شماره ۰۳۸ وزارت نفت، « آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای تأسیسات و سازه‌های صنعت نفت»
- نشریه شماره ۲۰۱-۶۲ شرکت برق، «استاندارد معیارهای طراحی و مهندسی دودکش نیروگاه‌های بخاری و سیکل ترکیبی»
- نشریه شماره ۳۰۸ سازمان برنامه و بودجه کل کشور، «راهنمای طراحی دیوار حائل»
- نشریه شماره ۱۲۳ سازمان برنامه و بودجه کل کشور، «ضوابط و معیارهای طرح و محاسبه مخازن آب زیرزمینی»
- نشریه شماره ۴۰۰ سازمان برنامه و بودجه کل کشور، «سازه های فضاکار»
- استاندارد ملی ایران به شماره ۲۳۶۲۳، «بارگذاری سازه‌های غیرساختمانی – آیین کار طراحی»
- استاندارد ملی ایران به شماره ۲۳۲۸۷، «دودکش‌های صنعتی فولادی و بتنی – طراحی، ساخت و ویژگی‌های مصالح

۵-۲ کلیات ضوابط بارگذاری و تحلیل

۵-۲-۱ روش تحلیل

روش تحلیل برای سازه‌های غیرساختمانی که دارای سیستم سازه‌ای مشابه ساختمان‌ها هستند باید مشابه فصل سوم انتخاب گردد؛ مگر اینکه در این فصل روش‌های دیگری ارائه شده باشند. سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه با ساختمان‌ها باید با استفاده از روش تحلیل استاتیکی معادل مطابق بند ۳-۹، روش تحلیل دینامیکی خطی مطابق بند ۳-۱۰، روش

تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی مطابق بند پ۲-۹ پیوست (۲) این آیین‌نامه و یا روش توصیه شده در سند فنی مورد رجوع تحلیل شوند.

۵-۲-۲ ضریب اهمیت

ضریب اهمیت (I_e) و طبقه‌بندی سازه‌ها بر اساس گروه خطر لرزه‌ای برای سازه‌های غیرساختمانی بر مبنای خطر نسبی محتویات آن و عملکرد آن سازه خاص تعیین می‌گردد. مقدار این ضریب باید بیشترین مقدار به دست آمده از موارد زیر در نظر گرفته شود:

الف) مقدار قابل انتخاب از جدول (۱-۱)

ب) مقدار درخواست شده توسط مرجع فنی معرفی شده توسط کارفرما

پ) مقادیر توصیه شده در بندهای مرتبط با این فصل

۵-۲-۳ زمان تناوب طبیعی اصلی سازه‌ها

زمان تناوب طبیعی اصلی سازه‌های غیرساختمانی، بر اساس مشخصات سازه‌ای عناصر مقاوم در برابر بارهای جانبی و بر اساس تحلیل مناسبی مانند آنچه در فصل سوم معرفی شده است به دست می آید. استفاده از روابط تحلیلی ارائه شده در پیوست (۸) برای تعیین زمان تناوب طبیعی اصلی (T) سازه غیرساختمانی مجاز می‌باشد. استفاده از روابط تجربی بند ۳-۹-۲ برای سازه‌های غیرساختمانی مجاز نیست.

۵-۲-۴ طیف‌های طراحی

در سازه‌های غیرساختمانی (غیرمشابه ساختمان‌ها) با میرایی کمتر از ۵٪ باید اثر میرایی در طیف طراحی منظور شود.

مقادیر طیف‌های طراحی استاندارد بدست آمده بر مبنای میرایی ۵٪، برای میرائی‌های بین ۲ تا ۵ درصد به میزان ۱۰٪ و برای میرائی‌های کمتر از ۲٪ به میزان ۲۰٪ افزایش داده شود. در صورتیکه از طیف ویژه ساختگاه استفاده می‌شود، باید مقدار میرایی در تعیین طیف ویژه ساختگاه منظور شود.

در سازه‌های غیرساختمانی (غیرمشابه ساختمان‌ها) با میرایی بیشتر از ۵٪، باید ضوابط فصل هفتم در خصوص اعمال اثر میرایی در طیف طراحی منظور شود.

۵-۲-۵ وزن موثر لرزه‌ای (w)

وزن مؤثر لرزه‌ای در سازه‌های غیرساختمانی شامل وزن‌های زیر است:

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

ب- ۴۰ درصد بار زنده متعارف کف‌ها بر مبنای نقشه‌های صنعتی

پ- وزن محتویات در زمان بهره برداری

- در سیلوهای حاوی مواد دانه‌ای می‌توان ۸۰ درصد وزن این مواد را در محاسبه w منظور نمود.

- چنانچه در شرایط استثنایی وزن یا حجم محتویات تجهیزات صنعتی بنا به دلایل خاصی افزایش پیدا کند، وزن اضافی نباید در محاسبه w اثر داده شود.

- چنانچه میزان بارهای برف و یخ ۲۵ درصد یا بیشتر وزن w را شامل شود، باید ۲۰٪ بارهای برف یا یخ در وزن موثر لرزه‌ای منظور شود.

۵-۲-۶ مقادیر حداقل نیروی زلزله

طراحی سازه‌های غیرساختمانی که دارای ضوابط خاص و مدون طراحی در مدارک فنی مرجع هستند، باید ضوابط مزبور و ضوابط خاص عنوان شده در این فصل را اقناع نماید. در هرصورت، سازه‌های غیرساختمانی باید ضمن مراعات ضوابط بندهای ۵-۳ تا ۵-۶ این فصل، حداقل نیروهای جانبی لرزه‌ای در بندهای زیر را تحمل کنند:

۵-۲-۶-۱ برای سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها، حداقل برش پایه بر اساس بند ۳-۹-۱-۲ تعیین می‌شود.

۵-۲-۶-۲ برای سازه‌های غیرساختمانی که در جدول (۵-۲) برای آنها مقدار R_u معرفی شده است، حداقل برش پایه بر اساس بند ۳-۹-۱-۲ تعیین می‌شود و حداقل مقدار C_s از رابطه (۵-۱) به دست می‌آید:

$$C_{min} = 0.044\, S_{DS}\, I_e \geq 0.03 \qquad (۱-۵)$$

برای سازه‌های غیرساختمانی که در پهنه‌های با $S_1 \geq 0.6$ قرار می‌گیرند، حداقل مقدار مشخص شده در رابطه (۵-۳) باید با رابطه زیر جایگزین شود:

$$C_{min} = 0.8 S_1 / \left(\frac{R_u}{I_e}\right) \qquad (۲-۵)$$

در مخازن زمینی یا هوایی لازم نیست ضوابط مربوط به حداقل برش پایه به جرم مایع مواج داخل آن مخازن اعمال شود.

۵-۲-۶-۳ برای انواع خاص سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها که مدارک مرجع مرتبط مبانی ویژه‌ای برای محاسبه نیروی جانبی زلزله توصیه می‌نمایند، به شرط رعایت ضوابط زیر، استفاده از مبانی مدارک مرجع بلامانع است:

الف- پارامترهای مربوط به حرکت زمین کمتر از مقادیر عنوان شده در فصل دوم این آیین‌نامه نباشند.

ب- نیروی جانبی محاسبه شده، کمتر از ۸۰ درصد مقدار نیروی جانبی مطابق ضوابط این آیین‌نامه، بدون در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه، و کمتر از ۷۰ درصد مقدار نیروی جانبی مطابق ضوابط این آیین‌نامه، با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه نباشد.

پ- طراحی بر مبنای بند ۳-۱۵-۲ با در نظر گرفتن اثر میرائی پی (شامل خاک و سازهٔ پی)، ناشی از اندرکنش خاک- سازه مجاز می‌باشد. برش پایه کاهش یافته نباید کمتر از ۷۰ درصد نیروی جانبی محاسبه شده بر اساس روابط این آیین‌نامه در نظر گرفته شود.

۵-۲-۶-۴ برای سازه‌های غیرساختمانی حاوی مایعات، گازها و مواد جامد دانه‌ای که مطابق شرایط تعریف شده در بند ۵-۵ در پای خود بر زمین متکی شده‌اند، حداقل نیروی طراحی زلزله نباید از مقادیر مورد نیاز مدارک فنی مخصوص این نوع سازه‌ها کمتر در نظر گرفته شود.

۵-۲-۷ توزیع نیروی زلزله در ارتفاع

توزیع نیروهای زلزله در ارتفاع، در سازه‌های غیرساختمانی مشمول این فصل، بر اساس روش تحلیل مورد استفاده انجام می شود.

۵-۲-۸ پیچش

در صورتی که موقعیت جرم‌های سازه‌ای، هر نوع محتویات، و هر نوع اجزاء سازه‌ای یا غیرسازه‌ای (مثل لوله‌ها، پله‌ها و ....) که در جرم یا سختی سازه موثر هستند، در تحلیل منظور شده باشد، نیازی به لحاظ کردن پیچش اتفاقی بند ۳-۹-۴-۳ برای سازه‌های زیر نخواهد بود:

الف- سازه‌های غیرساختمانی صلب

ب- سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها که ضریب رفتار آنها (R_u) کمتر یا مساوی ۳/۵ است.

پ- سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها که ضریب رفتار (R_u) آنها کمتر یا مساوی ۳/۵ است به شرط آنکه:

پ-۱) فاصله محاسبه شده برای مرکز سختی هر دیافراگم از مرکز جرم آن از ۵ درصد بعد عمود بر راستای اثر نیروی زلزله تجاوز نکند ، یا :

پ-۲) سازه، فاقد نامنظمی پیچشی زیاد و شدید در پلان بوده و در هر یک از دو راستای اصلی دارای دو خط مقاوم در برابر نیروهای جانبی باشد. حداقل یکی از این خطوط مقاوم باید فاصله‌ای بیش از ۲۰ درصد ابعاد پلان در آن راستا از مرکز جرم داشته باشد.

سازه‌هایی که بر مبنای این بند طراحی می‌شوند باید با استفاده از مدل سه بعدی و بر اساس بند ۳-۷ تحلیل شوند.

۵-۲-۹ ترکیبات بارگذاری

اثرات ناشی از بارهای ثقلی و نیروهای زلزله، باید بر اساس ترکیب بارهای آیین‌نامه طراحی و در انطباق با مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شوند.

۵-۲-۱۰ حساسیت به حرکات قائم زمین

در سازه‌های غیرساختمانی حساس به حرکات قائم زمین مانند مخازن، سازه‌های آویزان و سازه‌های با طره افقی، برای تعیین حرکت لرزه‌ای قائم زمین که در طراحی به کارگرفته می‌شود، باید از طیف معرفی شده در بند ۲-۵-۲ استفاده شود. برای این سازه‌ها نیروهای طراحی اعضا و اتصالات باید بر اساس روش تحلیل طیفی مطابق بند ۳-۱۰-۱ یا روش تحلیل تاریخچه زمانی مطابق بند ۳-۱۰-۲ و یا بند پ۲-۹ پیوست (۲) این آیین‌نامه تعیین گردند.

تبصره: به عنوان روش جایگزین، استفاده از روش تحلیل استاتیکی معادل معرفی شده در بندهای ۳-۹ و ۵-۲ برای تعیین نیروی طراحی لرزه‌ای به همراه مولفه قائم حرکت زمین مجاز می‌باشد.

الف- حرکت قائم زمین معرفی شده در این بند باید برای مخازن به کار گرفته شود. برای سازه‌های آویزان و سازه‌های غیرساختمانی دارای طره افقی، شتاب طیفی پاسخ سازه در راستای قائم (S_{av})، باید برابر با بیشترین مقدار طیف پاسخ تعیین شده در بند ۲-۵-۲ در نظر گرفته شود. به عنوان یک روش جایگزین برای تعیین مقدار S_{av}، می توان مقدار زمان تناوب قائم سازه (T_v) که از یک تحلیل قابل قبول به دست می‌آید را در روابط بند ۲-۵-۲ به کار گرفت.

ب- اثرات افقی لرزه‌ای باید با اثرات قائم، با به کارگیری ضوابط راستای بارگذاری که برای سازه‌های آویزان یا طره‌ای افقی مشخص شده‌اند، ترکیب گردد. ضریب رفتار R_u برای سازه در حرکات قائم زمین ۱/۰ می باشد؛ به جز در موارد استثنا شده، از جمله تعیین نیروهای هیدرودینامیکی حلقوی در اثر مولفه قائم زمین لرزه در طراحی مخازن استوانه‌ای و مواردیکه در ضوابط بند ۵-۴-۵ شرح داده شده‌اند.

۵-۲-۱۱ راستای نیروی زلزله

برای کنترل مقاومت، راستای اثر نیروهای لرزه‌ای به کار رفته در تحلیل اعضاء سازه‌ای باید چنان باشد که بحرانی ترین اثرات را ایجاد نماید. با منظور نمودن راستاهای تعریف شده در بندهای الف-۱ والف-۲ ، می‌توان الزام فوق را اقناع شده دانست.

الف—۱) ۱۰۰ درصد نیروی افقی هر راستا بعلاوه ۳۰ درصد نیروی افقی راستای متعامد آن و ۳۰ درصد نیروی راستای قائم

الف-۲) ۱۰۰ درصد نیروی راستای قائم بعلاوه ۳۰ درصد نیروی افقی دو راستای متعامد

ب- برای کنترل پایداری و واژگونی و لغزش سازه، راستاهای نیروهای زلزله باید چنان در نظر گرفته شوند که بحرانی ترین اثرات را ایجاد نمایند. سازه و شالوده آن برای لغزش و واژگونی با منظور نمودن ۱۰۰ درصد نیروی افقی هر راستا بعلاوه ۳۰ درصد نیروی افقی راستای متعامد آن و ۳۰ درصد نیروی راستای قائم کنترل می‌شود.

۵-۲-۱۲ تغییر مکان‌های جانبی نسبی

تغییر مکان‌های افقی نسبی، تغییرشکل‌های قائم، و فاصله بین دو سازه بر مبنای نیروهای لرزه‌ای حاصل از طراحی محاسبه می‌شوند.

۵-۲-۱۲-۱ در سازه‌های غیرساختمانی، رعایت محدودیت تغییر مکان جانبی نسبی موضوع بند ۳-۱۲ چنانچه اثر نامطلوبی بر پایداری و عملکرد کل سازه و نیز الحاقات و محتویات آن (نظیر لوله ها یا مسیرهای عبور) نگذارد یا محدودیتی توسط مشاور صنعتی مقرر نشده باشد، ضرورتی ندارد.

۵-۲-۱۳ اثرات P-Δ

در سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها اثرات P-Δ باید بر اساس ضوابط بند ۳-۱۶-۱ منظور شوند. در سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها، اثرات P-Δ بر روی نیروهای طراحی و تغییر مکان‌های نسبی باید در طراحی سازه منظور شوند. مقادیر جابجایی Δ در سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها، باید بر اساس تغییر مکان‌های به دست آمده از تحلیل الاستیکی که با ضریب C_d/I_e افزایش یافته‌اند تعیین گردد. مقادیر C_d بر اساس جدول (۵-۲) تعیین می‌شوند.

۵-۲-۱۴ الزامات خاص

الزامات خاص لرزه‌ای مربوط به استفاده از مصالح که در فصل اول مطرح شده، باید در مورد سازه‌های غیرساختمانی لحاظ شود، مگر آنکه در این فصل مشخصاً به موارد استثناء اشاره شده باشد.

۵-۲-۱۵ مهارها

میل مهارهای متصل کننده سازه غیرساختمانی به بتن باید بر اساس ضوابط زیر طراحی شوند:

۵-۲-۱۵-۱ در مورد مهارها در بتن که مطابق فصل ۱۸ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان طراحی می‌گردند، یکی از ملاحظات زیر باید در طراحی آنها لحاظ شود:

- مقاومت مهار باید بیشتر از مقاومت جاری شدن اجزائی که توسط مهار به سازه متصل می‌شوند، باشد؛
- مهار باید برای تحمل ترکیبات بار مطابق بند ۳-۱۹-۲ و ضریب اضافه مقاومت Ω_0 مندرج در جداول (۵-۱) و (۵-۲) طراحی شود.

۵-۲-۱۵-۲ مهارهای نصبی در بتن باید الزامات لرزه‌ای بند ۹-۱۸ از مبحث نهم مقررات ملی ساختمان را تامین کنند.

۵-۲-۱۶ وضعیت ساختگاه

استقرار پی سازه‌های غیرساختمانی بر روی زمین‌هایی که در معرض ناپایداری ناشی از زلزله هستند، باید با ضوابط بند ۶-۳ سازگار باشد. برای منظور کردن اثرات اندرکنش خاک و سازه، رعایت ضوابط بند ۳-۱۵-۲ الزامی است.

۵-۳ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها

۵-۳-۱ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها باید علاوه بر الزامات بند ۵-۲، ملاحظات این بند را نیز برآورده نماید.

۵-۳-۲ محدودیت ارتفاع و ضرایب رفتار، اضافه مقاومت و بزرگنمایی

محدودیت ارتفاع و ضرایب رفتار، اضافه مقاومت و بزرگنمایی تغییر مکان جانبی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها (H_m، R_u، Ω_0، C_d) با استفاده از جدول (۵-۱) تعیین می‌شوند.

۵-۳-۳ سازه‌های خاص

۵-۳-۳-۱ سازه‌های تکیه‌گاهی لوله‌ها (پایپ رک‌ها)

سازه‌های تکیه‌گاهی لوله‌ها (پایپ رک‌ها) که تکیه‌گاه آنها در پای سازه قرار دارد، باید علاوه بر ضوابط بند ۵-۲ برای برآورده شدن ضوابط نیروئی بند ۳-۹ یا ۳-۱۰-۱ طراحی شوند. تغییر مکان‌های سازه و امکان بالقوه این نوع سازه‌ها برای اثر اندرکنشی (ضربه زدن لوله‌ها و سازه به یکدیگر در هنگام زلزله) باید با در نظر گرفتن تغییر مکان‌های تشدیدیافته مطابق رابطه زیر بررسی شوند:

$$\delta_S = \frac{C_d \delta_{se}}{I} \qquad (۳-۵)$$

C_d= ضریب تشدید تغییر مکان که از جدول (۵-۱) به دست می‌آید.

δ_{se} = تغییر مکان‌های الاستیک محاسبه شده در اثر نیروهای زلزله طراحی مطابق این آیین‌نامه

I_e= ضریب اهمیت مطابق بند ۵-۲-۲

اصطکاک ناشی از بارهای ثقلی نباید به عنوان تأمین کننده مقاومت در برابر بارهای لرزه‌ای به حساب آورده شود.

۵-۳-۳-۲ برج‌های سازه‌ای تکیه‌گاه مخازن و ظروف (بونکرها)

در تحلیل و طراحی برج‌های سازه‌ای نگهدارنده مخازن و ظروف (بونکرها) که با آنها یکپارچه نیستند، باید ضوابط بند ۵-۶ نیز مراعات شود. به علاوه، ملاحظات خاص زیر نیز باید مورد توجه قرار گیرند:

الف- در توزیع برش پایه مخازن یا ظروف (بونکرها) به سازه تکیه‌گاهی باید به سختی نسبی مخزن و اجزاء سازه مقاوم توجه داشت.

ب- وقتی که مخازن یا ظروف (بونکرها) روی یک شبکه متقاطع از تیرها نشسته باشند، عکس‌العمل قائم محاسبه شده ناشی از وزن و لنگر واژگونی باید حداقل ۲۰ درصد افزایش داده شود تا اثر تکیه‌گاه غیریکنواخت منظور شود. شبکه تیرها و اتصال مخازن یا ظروف (بونکرها) به آنها باید برای این نیروی افزایش یافته طراحی شوند.

پ- تغییر مکان‌های لرزه‌ای مخازن یا ظروف (بونکرها)، باید با ملاحظه تغییرشکل‌های سازه تکیه‌گاهی، محاسبه و در تعیین اثرات P-Δ یا بررسی امکان ضربه زدن مخازن یا ظروف (بونکرها) و پایه به یکدیگر به کار گرفته شوند. محاسبات P-Δ بر مبنای تغییرشکل‌های الاستیک تشدید یافته با ضریب $\frac{C_d}{I}$ انجام می‌گردد. مقادیر C_d در جدول (۵-۲) معرفی شده اند. مخازن و ظروفی (بونکرهایی) که با پایه‌های خود ترکیب شده و تشکیل سازه یکپارچه‌ای داده‌اند، باید بر اساس ضوابط بند ۵-۴-۵ طراحی شوند.

۵-۳-۳-۳ قاب‌های صنعتی (سوله‌ها)

برای سوله‌های صنعتی با سیستم قاب خمشی فولادی معمولی و یا قاب ساختمانی ساده با مهاربندی هم محور معمولی، اجازه داده می‌شود که ارتفاع متوسط ساختمان تا ۲۵ متر افزایش داده شود، به شرط اینکه بار مرده سقف (شامل لاپه‌ها، پوشش و مهاربندی‌ها)

کمتر از یک کیلونیوتن بر متر مربع و بار مرده دیوارهای پیرامونی بالاتر از تراز ۱۰ متر، از مقدار یک کیلونیوتن بر مترمربع کمتر باشد.

جدول ۵-۱ ضرایب مورد استفاده برای سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان ها

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی		R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)		
						SDC-I	SDC-II	SDC-III
سیستم قاب ساختمانی ساده [۱]	مهاربندی همگرای ویژه فولادی		۵/۵	۲	۵	بدون محدودیت	۵۰	۵۰
	مهاربندی همگرای معمولی فولادی		۳/۵	۲	۳/۵	بدون محدودیت	۱۵ [۲]	۱۵ [۲]
	مهاربندی همگرای معمولی فولادی با افزایش ارتفاع مجاز		۲/۵	۲	۲/۵	بدون محدودیت	۵۰	۵۰
	مهاربندی همگرای معمولی فولادی (بدون محدودیت ارتفاع) [۳]		۲	۱/۵	۲	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت
سیستم قاب خمشی [۵]	ویژه	فولادی	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰
	متوسط		۵	۳	۴	بدون محدودیت	۱۵	۱۵
	متوسط با اجازهٔ افزایش ارتفاع		۳	۲/۵	۳	بدون محدودیت	۵۰	۵۰
	متوسط (بدون محدودیت ارتفاع)		۲	۱/۵	۲	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت
	معمولی		۳/۵	۳	۳	بدون محدودیت	۱۵ [۴]	۱۵ [۴]
	معمولی با اجازهٔ افزایش ارتفاع		۲/۵	۲	۲/۵	بدون محدودیت	۳۰	۳۰
	معمولی (بدون محدودیت ارتفاع)		۱/۵	۱/۵	۱/۵	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت
	ویژه	بتن آرمه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰	۲۰۰	۲۰۰
	متوسط		۵	۳	۴/۵	بدون محدودیت	۱۵	۱۵
	متوسط با اجازهٔ افزایش ارتفاع		۳	۲	۲/۵	بدون محدودیت	۳۰	۳۰
	متوسط (بدون محدودیت ارتفاع)		۱	۱	۱	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت
	معمولی (با محدودیت ارتفاع)		۳	۳	۲/۵	۱۵	غیرمجاز	غیرمجاز
	معمولی با اجازهٔ افزایش ارتفاع		۱	۱	۱	بدون محدودیت	۱۵	۱۵
قفسه‌های خود ایستای فولادی			۴	۲	۳/۵	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت

[۱] در سیستم قاب‌های ساختمانی ساده، استفاده از دیوارهای برشی به جای مهاربند همگرا، به شرط رعایت ضوابط تحلیل مطابق با این فصل و فصل سوم، مجاز است.

[۲] برای سازه نگهدارنده لوله‌ها "پایپ رک‌ها" تا ارتفاع حداکثر ۲۰ متر مجاز است.
[۳] برای مهاربندی همگرای معمولی فولادی (بدون محدودیت ارتفاع) الزامی به رعایت ضوابط لرزه‌ای مبحث دهم مقررات ملی ساختمان نیست.
[۴] برای "پایپ رک‌ها" تا ارتفاع حداکثر ۲۰ متر مجاز است. در صورتی که اتصالات خمشی که در محل انجام می‌شوند، از نوع پیچی با اتصالات گیردار فلنجی باشند، ارتفاع "پایپ رک‌ها" می‌تواند ۳۰ متر باشد.
[۵] تغییر در ارتفاع مجاز قابهای خمشی متوسط و معمولی، با کاهش ضریب رفتار سازه غیرساختمانی طبق ردیفهای متناظر جدول و افزایش بارهای طراحی امکان پذیر است.

۵-۴ ضوابط عمومی برای سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه با ساختمان‌ها

سازه‌های غیرساختمانی که سیستم‌های باربر قائم و افقی آنها شبیه ساختمان‌ها نیستند، باید بر اساس ضوابط این فصل، اصلاحات مندرج در این بند و مدارک فنی مورد ارجاع این نوع سازه‌ها طراحی شوند. بارها با رعایت نحوه توزیع آنها نباید از مقادیری که در این آیین‌نامه مشخص شده اند کمتر باشند.

ضریب نامعینی این سازه‌ها (ρ) برابر ۱٫۰ در نظر گرفته می‌شود.

۵-۴-۱ دیوارهای نگهبان خاک

ملاحظات این بند باید در مورد تمام دیوارهای نگهبان خاک در کلیه گروه‌های طراحی لرزه ای به کار گرفته شود. افزایش نیروهای جانبی خاک ناشی از زلزله باید بر طبق فصل ششم این آیین‌نامه محاسبه شود.

گروه‌بندی خطر لرزه‌ای بر اساس نزدیکی دیوار نگهبان خاک به سازه‌ها یا ساختمان‌های مجاور تعیین می‌گردد. اگر خرابی سازه نگهبان خاک، ساختمان یا سازه مجاور را تحت تأثیر قرار دهد خطر لرزه‌ای آن دیوار نگهبان نباید از خطر لرزه‌ای ساختمان یا سازه مجاور کمتر در نظر گرفته شود.

۵-۴-۲ دودکش‌ها

دودکش‌ها از مصالح بتنی، فولادی یا بنایی، با یا بدون جداره نسوز داخلی تشکیل می‌شوند. دودکش‌های بتنی، دودکش‌های فولادی و جداره‌های نسوز آنها، باید برای مقابله با نیروهای زلزله، که از تحلیل بر اساس مدارک فنی مورد ارجاع به دست آمده‌اند، طراحی شوند.

۵-۴-۳ سیستم‌های پشتیبان نگهداری سیالات

سیستم‌های پشتیبان نگهداری سیالات مانند خاکریزها و دیوارهای نگهدارنده مواد نفتی و شیرابه‌ها باید از ضوابط مربوط به استانداردهای مخازن زمینی و دستورالعمل‌های دستگاه‌های مسئول در طراحی تبعیت نمایند.

این سازه‌ها باید برای تحمل اثرات زلزله بیشینه مورد نظر در حالت خالی و اثرات زلزله مبنای طرح در حالت پُر با در نظر گرفتن ترکیب بارهای تعریف شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان طراحی شوند. در صورتیکه تحلیل خطر زلزله بر اساس ضوابط فصل دوم این آیین‌نامه نشان دهد که ساختگاه ممکن است با پس لرزه‌هایی به بزرگی زلزله بیشینه مورد نظر مواجه شود، سیستم‌های پشتیبان نگهداری سیالات باید برای تحمل اثرات این زلزله در حالت پُر بر اساس ترکیب بارهای مندرج در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان طراحی شوند.

۵-۴-۴ دیوارها و نرده‌های طره‌ای متکی بر زمین (دیوارهای محوطه)

۵-۴-۴-۱ دیوارها و نرده‌های طره ای متکی بر زمین (دیوارهای محوطه) به ارتفاع بیش از ۱٫۸ متر باید ضوابط این بند را ارضا نمایند. این قطعات باید برای تحمل نیروهای زلزله مطابق این بند و با توجه به ضرایب لرزه‌ای معرفی شده در جدول (۵-۲) تحلیل و طراحی شوند.

۵-۴-۴-۲ برای محاسبه زمان تناوب در امتداد خارج از صفحه دیوار بر اساس بند ۵-۲-۳، لازم است مشخصات هندسی مصالح و توزیع جرم دیوار به صورت مناسبی در نظر گرفته شود. در مورد دیوارهای محوطه با مصالح بنائی، می‌توان از ضوابط مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان بهره گرفت.

۵-۴-۴-۳ در گروه‌های طراحی لرزه‌ای ۲ و ۳ استفاده از بتن غیرمسلح، دیوارها و نرده‌های بنایی غیرمسلح و یا ساخته شده از پانل‌های غیرمسلح بتنی حجیم شده با هوا و اتوکلاوشده (AAC) مجاز نمی‌باشد.

۵-۴-۵ مخازن و ظروف هوائی حاوی سیالات

این بند مربوط به مخازن و ظروف ذخیره مایعات می‌باشد که در ارتفاع قرار داشته و بدنه مخزن به همراه برج نگهدارنده آن به عنوان سیستم یکپارچه سازه‌ای در مقابل بارهای جانبی عمل می‌کند. این مخازن می‌توانند بر اساس ضوابط ارائه شده در مراجع معتبر یا ضوابط بند ۵-۵ طراحی گردند. مخازن و ظروفی که بر روی سازه‌های دیگر مستقر هستند و جزء یکپارچه از سیستم باربر لرزه ای نیستند، به عنوان تجهیزات مکانیکی مد نظر بوده و طراحی لرزه‌ای آنها بر اساس نکات مندرج در بند ۵-۶ انجام می‌شود.

۵-۴-۵-۱ به منظور طراحی برجهای نگهدارنده مخازن، پایه‌های تکی، مهارهای مخزن و پی آن در مقابل واژگونی ناشی از بارهای لرزه‌ای، می‌توان وزن موثر سیال را برابر با وزن کل سیال داخل مخزن و به صورت جرم صلب در نظر گرفت که نیروی جانبی در محل مرکز جرم آن اعمال می شود. اما در صورتی که شرایط زیر وجود داشته باشد، می‌توان اثرات اندرکنشی سیال و جداره مخزن را در تعیین مقدار زمان تناوب‌های موثر و محل مرکز جرم سیستم اعمال کرد:

۱- اگر زمان تناوب ارتعاش بخش مواج سیال، از سه برابر زمان تناوب طبیعی مجموعه بدنه مخزن به همراه بخش سخت سیال و سازه نگهدارنده آن بیشتر باشد.

۲- اگر سهم دقیق سیال مواج (مقدار جرم و محل اثر سیال مواج) برای اشکال خاص مخازن، بر اساس تحلیل و یا بر اساس آزمایشات دقیق تعیین شده باشد. این روابط تحلیلی معمولاً برای شکل‌های متداول استوانه‌ای و مستطیلی در مراجع معتبر مشخص شده‌اند. اما برای شکل‌های خاص مخازن، لازم است که بر اساس تحلیل و یا بر اساس آزمایش، سهم دقیق جرم سیال مواج در پاسخ دینامیکی مخزن مشخص گردد.

برای بدست آوردن پارامترهای فیزیکی و هندسی مربوط به نوسان بخش مواج و سخت سیال درون مخزن و توزیع نیروهای هیدرودینامیک بر جداره مخزن، می توان از روابط مندرج در نشریه ۱۲۳ مخازن و یا سایر مراجع معتبر استفاده نمود. همچنین، اثرات ناشی از اندرکنش سازه با خاک را می‌توان بر اساس ضوابط فصل ششم این آیین‌نامه و بند ۳-۱۵-۲ در تعیین دوره تناوب مجموعه مخزن و سازه نگهدارنده، اعمال کرد. هنگامی که اثرات اندرکنشی مخزن با سیال به شکل جرم‌های مواج و سخت در نظر گرفته می‌شود و

یا پدیده اندرکنش سازه با خاک در نظر گرفته می‌شود، نباید برش پایه و لنگر واژگونی بدست آمده کوچکتر از ۷۰ درصد حالتی باشد که این اثرات لحاظ نشده باشند.

۵-۴-۵-۲ تغییر مکان جانبی مخازن مستقر در ارتفاع باید به صورت زیر در طراحی لرزه‌ای آنها لحاظ شود:

۱- تغییر مکان محاسبه شده در طراحی الاستیک، باید با ضریب $\frac{C_d}{I_e}$ افزایش یابد و در برآورد اثر P-Δ در طراحی سازه نگهدارنده مخزن اعمال گردد.

۲- کف مخزن باید بدون چرخش و بدون تغییرشکل درون صفحه‌ای در نظر گرفته شود.

۳- تغییر مکان‌های ناشی از خمش و نیروی محوری (کششی یا فشاری)، هر دو باید در محاسبه تغییر مکان مخازن هوایی منظور شود. در مورد مخازن مستقر بر ستون-پایه (pedestal)، در صورتی که نسبت ارتفاع به قطر پایه نگهدارنده از ۵ کمتر باشد، تغییرشکل‌های برشی ستون-پایه هم باید در محاسبهٔ تغییر مکان‌ها لحاظ گردند.

۴- بار مرده ناشی از تجهیزات مستقر بر سقف یا بر روی محل استقرار مخزن باید در تحلیل لحاظ گردد.

۵- در صورتی که ناشاغولی ناشی از ساخت از مقادیر مجاز ارائه شده در مراجع معتبر کمتر باشد، لازم نیست که این ناشاغولی در تحلیل P-Δ منظورگردد.

۵-۴-۵-۳ سازه‌هایی نظیر برج‌های نگهدارنده تک پایه فلزی یا ظروف مستقر بر پایهٔ دامنی شکل فلزی یا هر گونه مخزن هوایی مستقر بر پایه‌های تکی که در آنها بخش پوسته‌ای بدنه سازه تحت اثر بارهای قابل توجهی قرار دارد، ممکن است در اثر بارهای لرزه‌ای دچار کمانش موضعی یا کلی شوند. در صورتی که تحلیل‌های لرزه‌ای نشان دهد که مود حاکم خرابی در این سازه‌ها، وقوع کمانش است، موارد زیر باید در طراحی لرزه‌ای آنها مد نظر قرار گیرد. همچنین رعایت موارد زیر برای سازه‌هایی که در مناطق با زمین نوع IV دسته بندی می‌گردد نیز الزامی است:

۱- ضریب زلزله (بر اساس نکات مندرج در بند ۳-۹-۱-۱) با در نظر گرفتن مقدار واحد برای $\frac{R_u}{I_e}$ تعیین می‌گردد. اثرات اندرکنش خاک – سازه و سیال- سازه لازم است در برآورد پاسخ سازه در نظر گرفته شود، اما لازم نیست اثرات ترکیبی همزمان مولفه قائم و مولفه‌های افقی عمود بر هم در نظر گرفته شود. پی‌ها لازم نیست برای نسبت $\frac{R_u}{I_e}$ برابر با مقدار واحد طراحی شوند.

۲- مقاومت سازه باید حداکثر برابر با مقاومت بحرانی کمانش عضو (بدون اعمال ضریب اطمینان) در نظر گرفته شود.

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

۵-۵-۱ این دسته از سازه‌ها دارای مشخصاتی مطابق جدول (۵-۲) می‌باشند. در صورتیکه زمان تناوب آنها کمتر یا مساوی ۰٫۰۶ ثانیه باشد، سازه صلب محسوب می‌شود.

۵-۵-۲ نیروی جانبی ناشی از زلزله در حالت صلب از رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$V_u = 0.3\, S_{DS} I_e W \qquad (۴-۵)$$

توزیع این نیرو در ارتفاع سازه طبق ضوابط بند ۳-۹-۳ صورت می‌گیرد.

۵-۵-۳ در سازه‌های غیرصلب و مخازن هوائی، در صورتیکه زمان تناوب اصلی سازه بیشتر از ۰٫۵ ثانیه باشد، استفاده از یکی از روش‌های تحلیل دینامیکی برای تعیین نیروی جانبی ناشی از زلزله الزامی است. در سایر سازه‌ها می‌توان از روش‌های تحلیل استاتیکی استفاده نمود.

تبصره: در تحلیل استاتیکی، نیروی برش پایه از رابطه (۳-۱) به دست می‌آید و سایر پارامترهای نیروی جانبی بر اساس جدول (۵-۲) تعیین می‌گردند.

۵-۵-۴ سکوی بتنی

سکوی بتنی، سازه‌ای است متشکل از تاوه تخت که روی ستون‌های بتنی می‌نشیند. از این سازه به منظور حمل بار و کنترل ارتعاشات قابل توجه برخی دستگاه‌های دورانی، ظروف و مخازن استفاده می‌شود. به طور معمول، ارتفاع این سازه بین ۷ تا ۱۵ متر از روی پی گسترده آن است. این سازه‌ها در ۴ دسته بندی تعریف شده اند.

دسته (۱): در صورت مراعات سه شرط زیر، ضریب رفتار سازه را می‌توان ۱٫۵ انتخاب کرد.

الف- ظرفیت خمشی هریک از ستون‌ها کمتر از دو سوم ظرفیت خمشی تاوه فوقانی و شالوده ستون باشد.

ب- ضخامت تاوه فوقانی بیشتر از ۹۰۰ میلی‌متر باشد.

پ– طراحی تاوه و ستون‌های بتنی بر اساس ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و بدون مراعات ضوابط فصل بیستم انجام شده باشد.

دسته (۲): در صورتیکه سکوی بتنی حداقل ۶ ستون داشته باشد و شرایط الف و ب دسته (۱) نیز مراعات شده و طراحی ستون‌ها بر اساس بند ۹-۲۰-۳-۲ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان صورت گیرد، ضریب رفتار سازه را می‌توان ۲ منظور نمود.

دسته (۳): ضریب رفتار سکوی بتنی این دسته را می‌توان ۲٫۵ انتخاب کرد، مشروط بر آنکه ضوابط طراحی بر مبنای سازه‌های با شکل پذیری کم (معمولی) انجام شود. چنانچه درصد فولاد ستون‌ها از ۲٪ تجاوز نکند، بند ۹-۲۰-۳-۳ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان در محل اتصال تاوه به ستون باید کنترل شود. چنانچه درصد فولاد ستون بیش از ۲٪ و ظرفیت خمشی ستون بیشتر از ظرفیت خمشی تاوه باشد، برش در گره اتصال (V_u) باید بر اساس لنگر تعادلی حاصل از ظرفیت حد جاری شدن فولاد وجه کششی ستون در تاوه محاسبه و کنترل شود. در این حالت نیازی به ارضاء شرایط الف تا پ در دسته (۱) نیست.

دسته (۴): در صورت مراعات ضوابط شکل پذیری متوسط (بند ۹-۲۰-۵ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان) می‌توان ضریب رفتار سکوی بتنی را ۴ اختیار نمود. در این صورت، نیازی به مراعات شرایط الف تا پ دسته (۱) نمی‌باشد.

جدول ۵-۲ ضرایب مورد استفاده برای سازه‌های غیرساختمانی غیر مشابه ساختمان ها

سیستم سازه	جزئیات	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)		
					SDC-I	SDC-II	SDC-III
بونکر، مخزن، ظرف یا کندوی هوایی (*)	برروی پایه‌های مهاربندی شده متقارن	۳	۲	۲٫۵	بدون محدودیت	۵۰	۳۰
	برروی پایه‌های مهاربندی‌نشده یا مهاربندی‌شده نامتقارن	۲	۲	۲٫۵	بدون محدودیت	۳۰	۲۰
ظرف افقی جوش‌شده	با پایه زین‌شکل فولادی	۳	۲	۲٫۵	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت
سیلوی بتنی درجا با دیواره پیوسته تا روی پی		۳	۱/۷۵	۳	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت

سیستم سازه	جزئیات	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)		
					SDC-I	SDC-II	SDC-III
تمام سازه‌های دیگر بتنی یا فولادی طره‌ای با جرم گسترده غیر از آنهایی که در این جدول ذکر شده‌اند، شامل دودکش‌ها، سیلوها و ظروف قائم بر روی ستون- پایه منفرد یا متکی بر جداره تا روی زمین- جوش‌شده فولادی، بتن‌آرمه یا بتن پیش‌تنیده		۳	۲	۲٫۵	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت
برج‌های خرپایی طره‌ای یا مهارشده توسط کابل- دودکش‌های مهارشده توسط کابل		۳	۲	۲٫۵	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت
برج‌های خنک‌کن	بتن آرمه یا فولادی	۳٫۵	۲	۳	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت
برج‌های مخابراتی	قابی یا خرپای فولادی یا بتنی	۳	۱٫۵	۳	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت
	دیرک- فولادی یا بتنی	۱٫۵	۱٫۵	۱٫۵	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت
دودکش‌های بتنی		۲	۱/۵	۲	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت
سازه‌های خاص تفریحی و بناهای یادبود		۲٫۵	۲٫۵	۲٫۵	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت
سازه‌هایی که رفتارشان مشابه پاندول وارونه است		۲	۲	۲	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت
تابلوها و علائم		۳٫۵	۲	۳	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت
سازه بتن مسلح سکوی بتنی – دسته (۱)		۱٫۵	۱٫۵	۱٫۵	بدون محدودیت	۲۰	۲۰
سازه بتن مسلح سکوی بتنی – دسته (۲)		۲٫۰	۲	۲	بدون محدودیت	۲۰	۲۰
سازه بتن مسلح سکوی بتنی – دسته (۳)		۲٫۵	۲	۲	بدون محدودیت	۲۰	۲۰
سازه بتن مسلح سکوی بتنی – دسته (۴)		۴	۲	۲٫۵	بدون محدودیت	۲۰	۲۰
دیوارهای محوطه		۲٫۵	۲	۲	بدون محدودیت	بدون محدودیت	بدون محدودیت
سایر سازه‌ها غیر از موارد فوق		۲٫۰	۲٫۰	۲٫۰	بدون محدودیت	۲۰	۲۰

(*) در شرایطی که ارتفاع سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها از محدوده مندرج در ردیف‌های متناظر جدول تجاوز نماید، سازه غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان باید بر اساس پارامترهای لرزه‌ای ردیف سایر سازه‌ها طراحی شود.

۵-۶ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها متکی بر سازه‌های دیگر

در مواقعی که سازه‌های غیرساختمانی اشاره شده در جدول (۵-۲) متکی به سازه دیگری بوده و جزء اعضای اصلی سیستم باربر لرزه‌ای نباشد، یکی از روش‌های زیر باید مد نظر قرار گیرد:

۵-۶-۱ سازه غیرساختمانی با وزنی کمتر از ۲۰٪ وزن کل

در شرایطی که وزن سازه غیرساختمانی کمتر از ۲۰٪ مجموع وزن لرزه‌ای سازه نگهدارنده و سازه غیرساختمانی باشد، نیروهای جانبی زلزله سازه غیرساختمانی باید مطابق ضوابط فصل چهارم تعیین شوند. در این شرایط C_{AR} و R_{po} بر اساس جدول (۴-۲) تعیین می‌شوند و طراحی سازه نگهدارنده باید بسته به مورد با ضوابط فصل سوم یا بند ۵-۳ سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها تعیین شود. در این روابط وزن سازه غیرساختمانی باید در محاسبه وزن موثر لرزه‌ای، W، منظور شود.

استثناء:

الف- در شرایطی که نسبت زمان تناوب اصلی سازه غیرساختمانی به زمان تناوب اصلی سازه نگهدارنده (با در نظر گرفتن وزن سرجمع سازه غیرساختمانی) بزرگتر از ۲ باشد، سازه نگهدارنده بسته به مورد می‌تواند بر اساس ضوابط فصل سوم این آیین‌نامه یا بند ۵-۳ طراحی شود. در این حالت سازه غیرساختمانی متصل به پایه صلب مدل می‌شود.

ب- در شرایطی که نسبت زمان تناوب اصلی سازه غیرساختمانی به زمان تناوب اصلی سازه نگهدارنده (با در نظر گرفتن وزن سرجمع سازه غیرساختمانی) کمتر از ۰٫۵ باشد، سازه نگهدارنده بسته به مورد می‌تواند بر اساس ضوابط فصل سوم این آیین‌نامه یا بند ۵-۳ و با منظور کردن وزن سازه غیرساختمانی در محاسبه وزن موثر لرزه‌ای، W، طراحی شود.

۵-۶-۲ سازه غیرساختمانی با وزنی مساوی یا بیشتر از ۲۰٪ وزن کل

در شرایطی که وزن سازه غیرساختمانی مساوی یا بیشتر از ۲۰٪ مجموع وزن لرزه‌ای سازه نگهدارنده و سازه غیرساختمانی باشد، مدل تحلیلی شامل ترکیب هر دو سازه باید برای

تعیین نیروهای جانبی زلزله منظور شود. سازه ترکیبی، باید بر اساس ضوابط بند ۵-۳ و با در نظر گرفتن ضریب رفتار R_u سیستم ترکیبی معادل حداقل مقدار ضریب رفتار سازه نگهدارنده و ضریب رفتار سازه غیرساختمانی طراحی شود. سازه غیرساختمانی و ملحقات آن نیز باید بر اساس نیروهای حاصل از تحلیل سازه ترکیبی طراحی شوند.

استثناء:

الف- در شرایطی که نسبت زمان تناوب اصلی سازه غیرساختمانی به زمان تناوب اصلی سازه نگهدارنده (با در نظر گرفتن وزن سرجمع سازه غیرساختمانی) بزرگتر از ۲ باشد، سازه نگهدارنده بسته به مورد می‌تواند بر اساس ضوابط فصل سوم این آیین‌نامه یا بند ۵-۳ طراحی شود. در این حالت سازه غیرساختمانی متصل به پایه صلب مدل می‌شود.

ب- در شرایطی که نسبت زمان تناوب اصلی سازه غیرساختمانی به زمان تناوب اصلی سازه نگهدارنده (با در نظر گرفتن وزن سرجمع سازه غیرساختمانی) کمتر از ۰٫۵ باشد، سازه نگهدارنده بسته به مورد می‌تواند بر اساس ضوابط فصل سوم این آیین‌نامه یا بند ۵-۳ و با منظور کردن وزن سازه غیرساختمانی در محاسبه وزن موثر لرزه‌ای، W، طراحی شود. در این شرایط ضوابط بند ۵-۶-۱ باید رعایت شود.

فصل ششم

الزامات ژئوتکنیکی

۶-۱ کلیات

در این فصل، الزامات مربوط به شناسایی‌های ژئوتکنیکی زمین، ناپایداری‌های زمین ناشی از زلزله، اثرات ساختگاه بر ارتعاشات زمین، اثر زلزله در انتخاب، طراحی و اجرای پی‌های سطحی و عمیق، سازه‌های نگهبان و سازه‌های زیرزمینی شهری و اندرکنش دینامیکی خاک و این سازه‌ها ارائه می‌گردد.

۶-۲ شناسائی‌های ژئوتکنیکی زمین

۶-۲-۱ مراحل شناسایی ژئوتکنیکی

برای شناسایی شرایط زیرسطحی و خصوصیات لایه‌های زمین، نیاز به انجام اقدامات زیر می‌باشد:

- جمع‌آوری و بررسی اطلاعات و مدارک موجود
- مطالعات اکتشافی ژئوتکنیک (عملیات حفاری، نمونه برداری، آزمون‌های صحرایی و آزمایشگاهی)
- خدمات مهندسی ژئوتکنیک (بررسی و تجزیه و تحلیل نتایج و ارائه گزارش مطالعات ژئوتکنیک)

این مطالعات می‌تواند مطابق مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان برای ساختمان‌های با سطح اشغال و یا درجه اهمیت مختلف متفاوت باشد. برای طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله ممکن است به مطالعات ژئوتکنیکی تکمیلی بر اساس بند ۶-۲-۲ نیاز باشد.

۶-۲-۲ مطالعات ژئوتکنیکی تکمیلی

۶-۲-۲-۱ با توجه به نتایج مطالعات ژئوتکنیکی انجام شده، اهمیت ساختمان، شرایط ساختگاه، گروه طراحی لرزه‌ای و همچنین ملاحظات فنی، اقتصادی و اجرایی طرح، ممکن است انجام مطالعات تکمیلی به شرح زیر و بر اساس استانداردهای ملی و یا معتبر بین‌المللی، ضروری باشد:

- آزمون‌های ژئوفیزیکی به منظور تعیین سرعت امواج برشی و فشاری و یا اندازه گیری مقاومت الکتریکی زمین
- آزمون‌های دینامیکی آزمایشگاهی بر روی نمونه‌های نماینده به منظور تعیین مدول برشی، میرایی و سایر پارامترهای دینامیکی لایه‌های زیرسطحی، و
- ارائه خدمات مهندسی ژئوتکنیک در مرحله طراحی (خدمات فاز دو)، و در مرحله اجرا و بهره برداری (خدمات فاز سه).

۶-۲-۲-۲ در فرآیند مطالعات ژئوتکنیکی تکمیلی، باید ارزیابی‌های تکمیلی مرتبط با رفتار لرزه‌ای ساختگاه هنگام رخداد زلزله از قبیل ارزیابی استعداد و وقوع روانگرایی، نشست و تغییر مکان‌های سطحی به دلیل روانگرایی، گسیختگی، شکست جریانی وگسترش جانبی ناشی از روانگرایی، پایداری شیروانی‌ها، گسلش و اندرکنش خاک و سازه صورت گیرد.

۶-۲-۲-۳ لازم است برای مقابله با مخاطرات ژئوتکنیک لرزه‌ای احتمالی، مانند روانگرایی، گسترش جانبی، زمین لغزش، سنگریزش، فرونشست و یا گسلش، بر حسب مورد و نیاز، راهکارهای مناسبی برای کاهش این مخاطرات و بهسازی و مقاوم سازی زمین بررسی و طراحی گردد.

۶-۳ ناپایداری‌های زمین ناشی از زلزله

ناپایداری‌های زمین ناشی از زلزله شامل روانگرایی و گسترش جانبی، ناپایداری شیروانی‌ها، فرونشست و گسلش مطابق ضوابط بندهای ۶-۳-۱ تا ۶-۳-۴ می‌باشد.

۶-۳-۱ روانگرایی

کاهش مقاومت و یا سختی برشی خاک به دلیل افزایش فشار آب حفره‌ای ناشی از زلزله در خاک‌های ماسه‌ای اشباع که باعث ایجاد شرایطی نزدیک به تنش موثر صفر و یا ایجاد

تغییرشکل‌های دائمی قابل ملاحظه در خاک گردد، با عنوان روانگرایی شناخته می‌شود. روانگرایی عمدتاً محدود به خاک‌های دانه‌ای مانند ماسه‌ها و همچنین لای‌های غیرپلاستیک می‌شود. شن‌های سست نیز می‌توانند روانگرا شوند.

۶-۳-۱-۱ زمین‌های مستعد روانگرایی

هرگاه مستنداتی نشان دهد که زمینی قبلاً دچار روانگرایی شده است، احتمال وقوع مجدد آن در زلزله‌های آینده نیز باید بررسی شود. نخستین تخمین از استعداد روانگرایی می‌تواند بر مبنای منحنی دانه بندی خاک صورت گیرد.

۶-۳-۱-۱-۱ چنانچه زمینی دارای همه شرایط زیر باشد زمین مورد نظر مستعد روانگرایی بوده و ارزیابی و بررسی وقوع روانگرایی بر اساس بند ۶-۳-۱-۲ الزامی است:

الف- نمودار دانه بندی خاک بر اساس نمودارهای بخش روانگرایی پیوست (۹) این آیین‌نامه در محدوده"مستعد روانگرایی" قرار گیرد،

ب- عمق سطح آب زیرزمینی از سطح زمین یا تراز کف پی (برحسب مورد) ۱۰ متر یا کمتر باشد.

تبصره: لایه‌های خاک در زیر سطح آب زیرزمینی باید اشباع در نظر گرفته شوند. برای تعیین عمق آب زیر زمینی، میانگین فصلی سطح آب زیرزمینی مبنای تشخیص می‌باشد ولی بصورت محافظه کارانه می‌توان بالاترین سطح فصلی آب زیرزمینی را در ارزیابی روانگرایی در نظر گرفت.

پ- هیچ یک از شرایط مندرج در بند ۶-۳-۱-۱-۲ حاکم نباشد.

۶-۳-۱-۱-۲ در حالاتی که لایه خاک دارای یکی از شرایط زیر باشد بررسی وقوع روانگرایی ضروری نمی باشد:

الف- ماسه دارای بیش از ۲۰ درصد رس با دامنه خمیری بزرگتر از ۲۰ (PI>20) باشد؛

ب- ماسه دارای بیش از ۳۵ درصد لای و تعداد ضربات آزمایش نفوذ استاندارد اصلاح شده $(N_1)_{60}$ بزرگتر از ۲۰ باشد؛

پ- ماسه تمیز با تعداد ضربات نفوذ استاندارد اصلاح شده برای اثر سربار در عمق مورد نظر $(N_1)_{60}$ بزرگتر از ۳۰، یا مقاومت نوک آزمایش نفوذ مخروط نرمال شده و اصلاح شده

برای اثر سربار در عمق مورد نظر $(q_{c1})_N$ بیشتراز ۱۵۰، یا سرعت موج برشی اصلاح شده برای اثر سربار در عمق مورد نظر (V_{s1}) بیشتر از ۲۰۰ متر برثانیه باشد؛

ت- عمق لایه مستعد روانگرایی بیش از ۲۰ متر از سطح زمین یا از رقوم کف پی‌های سطحی، برحسب نوع پروژه، باشد. در این صورت، فقط برای ساختمان‌های با پی سطحی می‌توان از ارزیابی وقوع روانگرایی صرف نظر کرد.

تبصره: در مورد پی‌های عمیق از نوع شمع‌های اتکایی، باید بررسی تا عمق حداقل ۶ متر زیر پایین‌ترین رقوم نوک شمع‌ها انجام شود. برای گروه شمع، عمق بررسی باید متناسب با عمق و فاصله قرارگیری شمعها تعیین گردد.

لازم به توضیح است:

- ماسه تمیز به ماسه‌ای گفته می شود که ۵٪ یا کمتر ریزدانه عبوری از الک شماره ۲۰۰ داشته باشد.
- تعاریف مربوط به هر یک از پارامترهای فوق الذکر و نحوه بدست آوردن آنها در بخش روانگرایی پیوست (۹) این آیین‌نامه ارائه شده است.

۶-۳-۱-۲ ارزیابی وقوع روانگرایی

چنانچه بر اساس بند ۶-۳-۱-۱ زمین مورد نظر مستعد روانگرایی باشد، ارزیابی وقوع روانگرایی برای لایه خاک الزامی است.

۶-۳-۱-۲-۱ رایج ترین روش ارزیابی وقوع روانگرایی، استفاده از روش‌های تجربی می‌باشد. این روش‌ها ارزیابی وقوع روانگرایی را بر اساس تعداد ضربات SPT، مقاومت نوک CPT و یا سرعت موج برشی پیش بینی می‌کنند. حتی در صورت استفاده از آزمایش‌های تناوبی بر روی نمونه‌های نماینده برای ارزیابی وقوع روانگرایی، توصیه می‌شود از روش‌های تجربی نیز استفاده شود.

۶-۳-۱-۲-۲ به منظور ارزیابی وقوع روانگرایی در هر عمق، لازم است مقادیر نسبت تنش برشی تناوبی ناشی از زلزله (CSR) و نسبت مقاومت برشی تناوبی خاک موجود (CRR) در عمق مورد نظر تعیین و ضریب اطمینان در برابر وقوع روانگرایی، F_l، بصورت زیر محاسبه شود:

$$F_l = \frac{CRR}{CSR} \qquad (۱-۶)$$

نحوه بدست آوردن مقادیر CSR و CRR و روابط مرتبط با هرکدام در بخش روانگرایی پیوست (۹) این آیین‌نامه آمده است.

۶-۳-۱-۲-۳ نسبت مقاومت برشی تناوبی خاک موجود (CRR) عموماً با استفاده از نتایج آزمایش‌های نفوذ استاندارد محاسبه و تعیین می‌گردد. در مواردی که به دقت بیشتری برای ارزیابی روانگرایی نیاز است، می‌توان از آزمایش نفوذ مخروط استفاده کرد. در این روش نیز نسبت CRR با استفاده از نتایج مقاومت نوک اندازه گیری شده در محل (q_c) بدست می‌آید. در برخی از موارد می‌توان از اندازه گیری سرعت موج برشی خاک برای ارزیابی استعداد روانگرایی خاک مورد نظر نیز استفاده کرد. در این روش نیز، نسبت CRR با استفاده از سرعت موج برشی محاسبه می‌گردد.

۶-۳-۱-۲-۴ در تعیین مقدار CRR باید اصلاحات لازم برای بزرگای زلزله، شیب زمین، درصد ریزدانه و سایر موارد انجام شود.

۶-۳-۱-۲-۵ چنانچه ضریب اطمینان (F_1) بدست آمده از رابطه (۶-۱) کمتر از ۱٫۰ باشد، روانگرایی در لایه مورد نظر زمین به وقوع می‌پیوندد. در صورتیکه ضخامت لایه روانگرا به حد کافی زیاد و دارای اثرات سطحی ناشی ازروانگرایی در زمین‌های مسطح مطابق با بند ۶-۳-۱-۳ باشد، ممکن است پی و سازه متکی برآن ناپایدار شود و در زمین‌های شیبدار ممکن است موجب گسترش جانبی گردد.

۶-۳-۱-۲-۶ اگر قضاوت در مورد امکان وقوع روانگرایی خاک از طریق نتایج آزمون نفوذ استاندارد بدلیل اینکه ضریب اطمینان نزدیک ۱٫۰ است مورد تردید باشد، لازم است برای ساختمان‌های با اهمیت بسیار زیاد، وقوع روانگرایی با استفاده از روش‌های دقیق‌تر مانند تحلیل پاسخ لرزه‌ای و انجام آزمون‌های تناوبی بر روی نمونه‌های دست نخورده (تا حد امکان) و یا بازسازی شده معرف، تحلیل و بررسی شود. شایان ذکر است که حالات ارتعاشات نامنظم و مقادیر واقعی تنش‌های ناشی از زلزله در پاسخ لرزه‌ای و نتایج آزمون‌های تناوبی موثر بوده و توجه به آنها در این روش ضروری می‌باشد.

۶-۳-۱-۲-۷ برای بررسی امکان وقوع روانگرایی خاک‌های با مقدار زیاد ریز دانه (بیش از ۳۵ درصد عبوری از الک شماره ۲۰۰ یا ۰٫۰۷۴ میلی‌متر) که دارای عدد نفوذ استاندارد

اصلاح شده کمتر از ۲۰ (یا سایر پارامترهای مقاومتی معادل) باشند، باید اصلاحات لازم روی عدد نفوذ استاندارد انجام شود. برای ارزیابی تاثیر ریزدانه بر مقاومت در برابر روانگرایی، انجام آزمایش سه محوری تناوبی و توجه به نتایج آنها توصیه می‌شود.

۶-۳-۱-۲-۸ برای ارزیابی اولیه استعداد روانگرایی در خاک‌های شنی می‌توان از اشکال مندرج در بخش روانگرایی پیوست (۹) این آیین‌نامه استفاده نمود، لیکن تعیین دقیق استعداد روانگرایی این خاک‌ها مستلزم انجام مطالعات آزمایشگاهی دقیق بر روی نمونه‌های معرف و اطلاع از میزان کرنش برشی لازم برای وقوع روانگرایی در شرایط محلی آنها می‌باشد.

۶-۳-۱-۳ تعیین پتانسیل بروز اثرات سطحی ناشی از وقوع روانگرایی درزمین‌های مسطح

چنانچه نتیجه ارزیابی روانگرایی برای ساختگاه مورد مطالعه نشانگر وجود لایه‌های مستعد روانگرایی باشد، ارزیابی پتانسیل بروز اثرات سطحی ناشی از روانگرایی الزامی است. روش‌های محاسباتی مختلفی برای پیش بینی میزان خرابی در سطح زمین موجود است که یکی از آنها استفاده از شاخص پتانسیل بروز اثرات سطحی روانگرایی (P_L) می‌باشد.

۶-۳-۱-۳-۱ شاخص پتانسیل بروز اثرات سطحی روانگرایی (P_L)، با توجه به نتایج حاصل از تحلیل گمانه‌ها و ضرایب اطمینان روانگرایی (F_l)، مطابق بخش روانگرایی پیوست (۹) این آیین‌نامه محاسبه می‌شود.

۶-۳-۱-۳-۲ چنانچه شاخص پتانسیل بروز اثرات سطحی روانگرایی، P_L، بزرگتر از ۱/۰ شود، بروز اثرات سطحی روانگرایی منتفی است و در صورتیکه کمتر از ۱/۰ شود، اثرات سطحی در اثر روانگرایی از قبیل جوشش ماسه، نشست، ترک خوردگی، تغییر مکان‌های نامتقارن، کاهش ظرفیت باربری و نظایر آن ممکن خواهد بود و لازم است مطابق راهکارهای موجود در بخش‌های بعدی و مطالب مندرج در بخش روانگرایی پیوست (۹) این آیین‌نامه، نوع و مقادیر آنها مورد ارزیابی و محاسبه قرار گیرد.

۶-۳-۱-۴ گسترش جانبی

۶-۳-۱-۴-۱ گسترش جانبی از عوارض مهم روانگرایی است که می‌تواند به سازه‌های مدفون، خطوط لوله، شمع‌ها، شریان‌های حیاتی و سایر تاسیسات زیر زمینی و رو زمینی آسیب برساند. گسترش جانبی در زمین‌های مستعد روانگرایی که دارای شیب ملایم یا

دارای یک وجه آزاد - نظیر زمین‌های منتهی به کانال‌های زهکش، نهرها و رودخانه‌ها یا سواحل دریا - باشند، احتمال وقوع دارد و می‌تواند موجب جابجایی‌های بزرگ در زمین شود. برای ارزیابی استعداد و مقدار جابجائی ناشی از گسترش جانبی می‌توان از یکی از سه رویکرد تحلیلی، تجربی یا عددی استفاده نمود.

۶-۳-۱-۴-۲ طراحی لرزه‌ای پی‌های عمیق برای مقاومت در برابر گسترش جانبی باید به‌گونه‌ای انجام شود که جابجایی افقی در بالای پی و یا تنش‌های ناشی از آن، از مقادیر مجاز مربوط به هر سازه فراتر نرود. علاوه بر طراحی مقاوم پی عمیق ساختمان، این طراحی باید به‌گونه‌ای باشد که کل ساختمان نیز ایمن باشد. برای این منظور، طراحی لرزه‌ای سازه و پی مربوطه باید در سه حالت زیر انجام شود و نتایجی که بحرانی‌ترین حالت را ایجاد می‌کند، در طراحی پی و سازه اعمال شود:

الف- حالتی که فرض می‌شود گسترش جانبی اتفاق خواهد افتاد؛

ب- حالتی که فرض می‌شود تنها روانگرایی اتفاق خواهد افتاد؛

پ- حالتی که فرض می‌شود هیچ‌کدام از حالات روانگرایی و گسترش جانبی اتفاق نخواهد افتاد. در این صورت بایستی در طراحی‌ها از طیف حاصل از مطالعات ویژه ساختگاه بدون در نظر گرفتن وقوع روانگرایی استفاده نمود.

۶-۳-۱-۴-۳ در حالاتی که اثر گسترش جانبی، در طراحی پی‌های سطحی و عمیق در نظر گرفته می‌شود، برای مطالعه عملکرد لرزه‌ای پی، اثر آن باید به‌صورت 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 بخش‌های زیرزمینی سازه نیست. در این صورت می‌توان نیروهای جانبی ناشی از گسترش جانبی وارد بر پی عمیق را به شرح مذکور در بخش گسترش جانبی پیوست (۹) این آیین‌نامه در نظر گرفت.

۶-۳-۱-۵ روش‌های کاهش خطرهای ناشی از روانگرایی و گسترش جانبی

برای کاهش خطرهای ناشی از روانگرایی و گسترش جانبی می‌توان سه راهکار را مطابق با جزئیات و تمهیدات ارائه شده در پیوست (۹) در نظر گرفت:

الف) تمهیدات سازه‌ای، ب) تمهیدات ژئوتکنیکی و پ) تغییر محل ساختگاه.

۶-۳-۲ ناپایداری شیروانی‌ها

ناپایداری شیروانی‌ها یکی از متداول‌ترین پدیده‌های مخرب ژئوتکنیکی در مناطق دارای شیب‌های طبیعی و مصنوعی در اغلب زلزله‌های بزرگ است. این پدیده بسته به هندسه، مورفولوژی، شرایط اقلیمی و خصوصیات ژئوتکنیکی شیب‌ها و شدت زلزله ممکن است در انواع، ابعاد و تعداد مختلفی رخ دهد. شیروانی‌هایی که در شرایط استاتیکی پایداری متوسط تا ضعیفی دارند، آسیب پذیرترین شیروانی‌ها در زمان زلزله خواهند بود.

۶-۳-۲-۱ ملاحظات کلی وعوامل ناپایداری شیروانی‌ها

برای شناخت عوامل موثر در ناپایداری شیروانی‌ها و جلوگیری از رخداد این پدیده بر اثر وقوع زلزله، توجه به نکات و موارد زیر الزامی است:

۶-۳-۲-۱-۱ به منظور هر نوع دخل و تصرف در عوارض موجود زمین و شیب‌های طبیعی از قبیل خاکبرداری، خاکریزی، احداث بنا در بالا، پایین و یا روی دامنه شیروانی، بررسی و تعیین ظرفیت باربری پی سازه و ارزیابی پایداری موضعی و کلی شیب و سازه‌های پیرامونی در شرایط مختلف در طول زمان بهره برداری، به ویژه هنگام وقوع زلزله، الزامی است.

۶-۳-۲-۱-۲ در صورت احداث ساختمان در ساختگاه‌های شیبدار، بررسی‌های میدانی و صحرایی و توجه به شواهد و موارد زیر در خصوص تعیین نواحی لغزشی و دارای پتانسیل احتمالی ناپایداری الزامی است:

وجود زمین ریخت شناسی (ژئومورفولوژی) لغزشی، زمین لغزش‌های قدیمی، ترک‌های کششی رخداده در زمین، برآمدگی‌ها و بالاآمدگی‌های غیرمتعارف، گودال‌های جابجاشده، آبراهه‌ها، کانالها و مسیل‌های جابجاشده، پی‌های ترک خورده و تغییر مکان یافته، دیوارها یا پیاده روهای تغییرشکل یافته، درخت‌ها، تیرها و یا دکل‌های کج شده، جویبارها، چشمه‌ها و نشت غیرمتعارف آب، برکه‌ها و نواحی باتلاقی غیرمنتظره، اختلاف در پوشش گیاهی و نظایر آن.

۶-۳-۲-۱-۳ برای انتخاب نهایی و قطعی ساختگاه شیبدار، شیروانی باید از پایداری استاتیکی و لرزه‌ای برخوردار باشد.

۶-۳-۲-۱-۴ به منظور انجام تحلیل پایداری استاتیکی و لرزه‌ای شیروانی‌ها، علاوه بر ضرورت انتخاب روش مناسب و صحیح، دستیابی به مشخصات ژئوتکنیکی مصالح شیروانی از روش‌های مختلف - از جمله جمع آوری اطلاعات زمین شناسی، انجام آزمون‌های صحرایی و آزمایشگاهی بر روی نمونه‌های اخذ شده ازگمانه‌های اکتشافی، و بهره گیری از سایر مدارک و شواهد میدانی، آن چنانکه در بند ۶-۲ ذکر شد - الزامی است.

۶-۳-۲-۱-۵ چنانچه در مطالعات میدانی و بررسی‌های صحرایی پروژه‌های مهم واقع بر شیروانی‌های دارای موارد مشکوک به ناپایداری و رخداد لغزش های قبلی، فرصت و زمان کافی برای ارزیابی رفتار ساختگاه‌های واقع بر این شیروانی‌ها وجود داشته باشد، پایش شیروانی با استفاده از روش‌های مختلفی همچون علامت گذاری سطحی، فتوگرامتری، نصب انحراف سنج، درز سنج، دوران سنج، پیزومتر و نیز حفر چاه‌های بازدید برای کنترل منظم و مستمر نحوه تغییرات جابجایی و فشارهای آب حفره‌ای در ساختگاه، به توصیه و با نظارت متخصصان مجرب ژئوتکنیک، ضروری خواهد بود.

۶-۳-۲-۲ روش‌های ارزیابی پایداری لرزه‌ای شیروانی‌ها

ارزیابی پایداری لرزه‌ای شیروانی‌ها از روش‌های مختلفی همچون روش شبه استاتیکی، روش بلوک لغزشی نیومارک و روش‌های دینامیکی کامل با بهره گیری از تحلیل‌های عددی و استفاده از مدل‌های رفتاری پیشرفته قابل انجام است.

۶-۳-۲-۲-۱ روش شبه استاتیکی از رایج‌ترین روش‌های ارزیابی لرزه‌ای شیروانی‌ها می‌باشد. استفاده از این روش حتی درصورت ضرورت انجام تحلیل‌های دینامیکی کامل و دقیق، به دلیل سهولت و سرعت، توصیه می‌گردد. در این روش، با اضافه کردن نیروهای اینرسی لرزه‌ای به گوه لغزشی به شرح زیر، ضریب اطمینان شیروانی در مقابل پایداری محاسبه می‌گردد.

$$F_H = K_h W_s \qquad (۶-۲)$$

$$K_h = 0.33 PGA_S / g \qquad (۶-۳)$$

در رابطه فوق، F_H نیروی افقی ناشی از زلزله، K_h ضریب شتاب افقی زلزله، W_s وزن گوه لغزشی و PGA_S شتاب بیشینه افقی زلزله در سطح زمین است که اثر نوع زمین ساختگاه

در آن نهفته است و از رابطه (۲-۱-پ) فصل دوم بدست می‌آید و g شتاب ثقل زمین است.

۶-۳-۲-۲-۲ در روش شبه استاتیکی، از مولفه قائم زلزله به جز در شرایط خاص نظیر زلزله‌های میدان نزدیک می‌توان صرفنظر نمود.

۶-۳-۲-۲-۳ داشتن ضریب اطمینان شبه استاتیکی حداقل برابر با ۱٫۱ برای پایداری شیروانی‌ها بر اساس مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان و حصول اطمینان از پایداری عملکرد ساختمان‌هایی که در مجاورت یا روی شیروانی‌ها ساخته می‌شوند الزامی است.

۶-۳-۲-۲-۴ برای ساختمان‌های بلند و ساختمان‌های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد که در مجاورت یا روی شیب ساخته می‌شوند، توصیه می شود که علاوه بر رعایت حداقل ضریب اطمینان شبه استاتیکی برابر با ۱٫۱، تحلیل‌های دقیق‌تر ارزیابی پایداری شیروانی مبتنی بر تنش-تغییرشکل نیز انجام شود تا از قابل قبول بودن تغییرشکل‌های محتمل، با توجه به مخاطرات قابل پذیرش برای سازه مورد نظر اطمینان حاصل شود.

۶-۳-۲-۲-۵ چنانچه درروش تحلیل شبه استاتیکی ضریب اطمینان شیروانی کمتر از ۱٫۰ بدست آید، شیروانی ناپایدار بوده و دچار لغزش و جابجایی خواهد شد که برای شرایطی که ساختمان در مجاورت یا روی شیروانی ساخته شود مجاز نمی‌باشد. در صورتیکه شیروانی به اندازه کافی از ساختمان فاصله داشته باشد که تغییر مکان شیروانی بر ایمنی و عملکرد ساختمان تاثیری نداشته باشد، می‌توان از روش‌های مبتنی بر تغییر مکان یا تغییرشکل نیز استفاده نمود. قضاوت در خصوص میزان تغییر مکان ماندگار مجاز که عملکرد قابل قبول شیروانی را به دنبال داشته باشد، تابع حساسیت و اهمیت پروژه بوده و بایستی توسط مشاوران و متخصصان مجرب و ذیصلاح ژئوتکنیک بررسی شود. مقدار این جابجائی‌ها تابع خصوصیات و شرایط مصالح شیروانی و مشخصات زلزله بوده و ممکن است از مقادیر کم تا قابل ملاحظه تغییر کند. برای محاسبه و تعیین تغییر مکان ماندگار شیروانی‌های مذکور، می‌توان از روش‌های تحلیل دینامیکی کامل و یا روش‌های ساده‌تر نظیر روش بلوک لغزشی نیومارک استفاده نمود.

۶-۳-۲-۳ مقاوم سازی شیروانی‌ها

چنانچه ضریب اطمینان شیروانی در برابر پایداری قابل قبول نباشد، لازم است شیروانی با بهره گیری از راهکارهای مناسب - از قبیل اجرای شبکه‌های زهکش، احداث سازه‌های پایدار کننده و یا روش‌های بهسازی و تقویت خاک - پایدار سازی شود.

۶-۳-۳ فرونشست و فروچاله

فرونشست زمین در اثر زلزله می‌تواند به شکل‌ها و علت‌های مختلف اتفاق بیافتد. مناطق وسیعی از زمین می‌تواند در اثر وقوع زلزله به دلیل تغییر وضعیت امتداد گسل مسبب زلزله بطور قابل توجهی نشست نماید. این پدیده می‌تواند در اثر متراکم شدن رسوبات کم تراکم بر اثر ارتعاشات زلزله نیز حادث شود. همچنین، در یک منطقه وسیع متشکل از خاک‌های ماسه‌ای اشباع نیز ممکن است در خلال و پس از زلزله، فرونشست ناشی از روانگرایی اتفاق بیفتد. علاوه بر آن، ممکن است سقف فضاهای زیر زمینی واقع در نزدیکی سطح زمین بر اثر زلزله بصورت موضعی تخریب و موجب فروریزش موضعی خاک بالای این فضاها تا سطح زمین شود که به ایجاد فروچاله منجر خواهد شد.

۶-۳-۳-۱ آثار و پیامدهای فرونشست و فرو چاله ناشی از زلزله

پیامد اولیه فرونشست و فروچاله ناشی از زلزله در یک ساختگاه، پایین رفتن سطح زمین و بروز ناهمواری در آن است. 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 وقوع فروچاله در 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 آسیب دیدن سازه ناشی از فرونشست و فروچاله 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 به‌وجود آمده ناشی از آب‌شستگی دانه‌های خاک بر اثر ترکیدگی لوله‌های آب، نفوذ آب‌های سطحی و نظایر آن

۶-۳-۳-۲ بررسی پتانسیل فرو نشست و فروچاله و شناسایی حفرات زیرسطحی

برای ارزیابی پتانسیل فرو نشست و فروچاله در اثر زلزله می‌توان از روش‌هایی نظیر بررسی عکس‌های هوایی، وضعیت گسل‌های مجاور ساختگاه و اندازه گیری‌های تغییرات ارتفاعی سطح زمین در قبل و پس از وقوع زلزله بهره گرفت. فرونشست ناشی از روانگرایی را می‌توان با استفاده از مطالب بخش روانگرایی پیوست (۹) این آیین‌نامه محاسبه نمود.

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

۶-۳-۴ گسلش

۶-۳-۴-۱ جابجایی ناشی از گسلش در سطح زمین از جمله ناپایداری‌های زمین است که می‌تواند موجب آسیب به ساختمان‌ها، سازه‌ها، تاسیسات و شریان‌های حیاتی گردد. محدوده در برگیرنده احتمال گسلش سطحی، پهنه گسلی نامیده می‌شود. نقشه پهنه‌های گسلی و میزان خطر آنها در هر منطقه توسط شورایعالی معماری و شهرسازی ابلاغ می‌شود. رعایت الزامات این بند در پهنه‌های گسلی الزامی می‌باشد.

تبصره ۱: منظور از گسلش و پهنه‌های گسلی در این بخش، گسل و پهنه‌های گسلی فعال است. گسل فعال گسلی است که طی ۱۰۰۰۰ سال گذشته حداقل یک فعالیت داشته باشد.

تبصره ۲: در صورت عدم وجود نقشه‌های معتبر پهنه‌های گسلی و در مواردی که با انجام فرآیند مطالعاتی مورد تائید مرجع ذیصلاح، وجود یک پهنه گسلش سطحی تشخیص داده شود، لازم است الزامات این بند رعایت شود.

۶-۳-۴-۲ پهنه‌های گسلی از نظر میزان خطر گسلش سطحی بر اساس جدول (۶-۱) و با توجه به میزان جابجایی گسل در چهار سطح خطر کم، متوسط، زیاد و بسیار زیاد

طبقه‌بندی می‌شوند. میزان خطر پهنه گسلی متوسط تا بسیار زیاد، خطر عمده تلقی می‌شود. در تعیین خطر گسلش بر اساس جدول مذکور، مقادیر حداکثر جابجایی گسلش (D) و میزان جابجایی گسل طرح (d) مورد استفاده قرار می‌گیرد. مقادیر این دو مولفه در نقشه پهنه‌های گسلی ارائه می شود؛ اگرچه در شرایطی که اطلاعات کافی از میزان جابجایی گسل در دسترس نباشد، مقدار حداکثر جابجایی گسل (D) بر اساس روابط ولز و کوپر اسمیت (۱۹۹۴) و بر حسب طول گسلش تعیین و مقدار جابجایی گسل طرح (d) نیز با استفاده از روش‌های احتمالاتی محاسبه می شود. در شرایطی که اطلاعات لازم برای اعمال روش‌های احتمالاتی در دسترس نباشد، مقدار جابجایی گسل طرح می‌تواند معادل دو-سوم مقدار حداکثر جابجایی گسل منظور شود.

تبصره ۳: محاسبه مقادیر D و d در محاسبات فوق برای شرایطی است که ساختگاه سنگ یا شبه سنگ باشد. در صورتیکه ساختگاه متشکل از آبرفت باشد، باید مقادیر محاسبه شده را برای جابجائی گسلش در سنگ بستر در نظر گرفت و انتشار گسلش در آبرفت و اثر سطحی آن را محاسبه نمود. در ساختگاه‌های آبرفتی، جابجایی محاسبه شده از این روش ملاک محاسبات است.

تبصره ۴: انحراف گسلش از زیر پی ساختمان در ساختگاه‌های آبرفتی باید بررسی شود.

جدول ۶-۱ طبقه‌بندی میزان خطر پهنه‌های گسلی

حداکثر جابجایی گسل	**کمتر از یک متر**		**بین یک متر و دو متر**		**بیشتر از دو متر**
جابجایی گسل طرح	کمتر از نیم متر	نیم متر و بیشتر	کمتر از یک متر	یک متر و بیشتر	به هر میزان
میزان خطر پهنه گسلی	کم	متوسط	متوسط	زیاد	بسیار زیاد

۶-۳-۴-۳ کاربری زمین‌های شهری در پهنه‌های گسلی حتی‌الامکان باید به نحوی در نظر گرفته شود که محدوده‌های مرتبط با پهنه‌های گسلی با خطر زیاد و بسیار زیاد به کاربری‌های کم خطر و یا کم تراکم نظیر فضای سبز، معابر، فضاهای ورزشی و تفریحی غیرمسقف یا سازه‌های سبک یک طبقه اختصاص یابد.

۶-۳-۴-۴ احداث ساختمان‌های با اهمیت بسیار زیاد و زیاد در پهنه‌های گسلی با خطر بسیار زیاد و زیاد ممنوع است. ملاحظات مرتبط با احداث سایر ساختمان‌ها در پهنه‌های گسلی بر اساس میزان اهمیت ساختمان و میزان خطر پهنه گسلی بر اساس آخرین ضوابط ابلاغی شورایعالی معماری و شهرسازی و با اعمال تمهیدات ویژه و عادی تعیین می شود.

۶-۳-۴-۵ در خصوص سازه‌ها و تاسیسات غیرساختمانی که در ردیف ساختمان‌های با اهمیت بسیار زیاد و زیاد قرار می‌گیرند و احداث آنها در پهنه‌های گسلی اجتناب ناپذیر است، لازم است مطالعات مربوطه انجام و اعمال تمهیدات ویژه برای اطمینان از عملکرد این مستحدثات مد نظر قرار گیرد.

۶-۳-۴-۶ ملاحظات عمومی طراحی برای ساختمان‌های واقع در پهنه‌های گسلی و کلیه اجزاء آنها باید ضوابط ارائه شده در این آیین‌نامه را برآورده نماید. علاوه بر این، توجه به موارد زیر ضروری است:

- در طراحی اجزاء و قطعات سازه‌ای علاوه بر تلاش‌های ایجاد شده در اثر ارتعاشات سازه ناشی از زلزله که در فصول مختلف این آیین‌نامه به آنها پرداخته شده است، لازم است تلاش های ایجاد شده به واسطه جابجائی‌های زمین در اثر گسلش و نیز آثار P-Δ حاصل از آن منظور گردد.
- پی ساختمان باید از نوع گسترده با ضخامت و مقاومت کافی بوده و کف آن در یک تراز اجرا شود. در طراحی پی گسترده می‌توان در صورت نیاز، دیوارها و ستون‌ها و سقف سازه‌ای طبقه تحتانی را به عنوان جزئی از پی لحاظ کرد و سختی آن را در مقایسه با سختی زمین ساختگاه مورد ارزیابی قرار داد. در صورت نیاز به پی شمعی، کلاهک شمع‌ها بایستی مشخصاتی حداقل نظیر مشخصات یک پی گسترده که در بالا به آن اشاره شده داشته باشد.
- لازم است اتصالات شریان‌های حیاتی، به ویژه برق و گاز، به ساختمان برای تحمل نیروها و تغییر مکان‌های ناشی از گسلش طراحی شوند.

۶-۳-۴-۷ تمهیدات عادی و ویژه مورد نیاز در طراحی برای ساختمان‌های واقع در پهنه‌های گسلی و کلیه اجزاء آنها باید مطابق با آخرین ضوابط ابلاغ شده توسط وزارت راه و شهرسازی رعایت شود. در این خصوص، استفاده از آخرین ویرایش «دستورالعمل ساخت

و ساز در پهنه‌های گسلی» منتشر شده توسط مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، بعنوان راهنمای طراحی مناسب می‌باشد.

۶-۴ تاثیر شرایط ساختگاهی بر مشخصات زلزله طراحی

تاثیر شرایط ساختگاهی بر مشخصات زلزله طراحی را می‌توان به چهار بخش تقسیم نمود:

- تاثیر لایه‌های رسوبی سطحی بر روی لایه‌های سخت رسوبی یا سنگی
- تاثیر توپوگرافی سطحی
- تاثیر توپوگرافی عمقی (سنگ بستر) یا دره پنهان
- تاثیر ناشی از وجود فضاهای زیرزمینی

این اثرات از اهمیت زیادی برخوردار بوده و باید در تعیین پارامترها، طیف پاسخ و تاریخچه زمانی حرکت زمین (زلزله طرح) در نظر گرفته شوند.

۶-۴-۱ تاثیر لایه‌های رسوبی سطحی

۶-۴-۱-۱ مهمترین نمود اثر ساختگاه به‌صورت تأثیر لایه‌های سطحی رسوبی بر پارامترهای حرکتی زلزله عبوری از این لایه‌ها است. این تاثیر در تهیه طیف طراحی اثر انکار ناپذیر داشته و تاثیر آن در طیف طراحی ارائه شده در فصل دوم برای انواع زمین‌های مشخص شده در جدول (۲-۵) منعکس شده است.

۶-۴-۱-۲ مطالعات لازم برای تهیه طیف ویژه ساختگاه و مواردی که می‌توان از طیف‌های استاندارد استفاده نمود و نیز الزامات استفاده از طیف ویژه ساختگاه در فصل دوم به تفصیل بیان شده است و بر اساس نیاز مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۶-۴-۲ تاثیر توپوگرافی سطحی

یکی دیگر از مصادیق مهم اثر ساختگاه، تاثیر توپوگرافی سطحی زمین بر پارامترهای حرکت زمین است و چنانچه سازه مورد طراحی بر روی بلندی یا در دامنه یک شیب قرار داشته باشد باید به این موضوع توجه ویژه مبذول شود. چنانچه ارتفاع شیب بیش از ۳۰ متر باشد و زاویه شیب دامنه نیز بیش از ۱۵ درجه بوده و سازه در یک سوم فوقانی شیب قرار داشته باشد، حرکت زمین دچار بزرگنمایی می‌شود و ضرایب پیشنهادی که در ادامه

بیان می‌شود باید برای منظور کردن بزرگنمایی مورد استفاده قرار گیرند. استفاده از نرم‌افزارهای مناسب که تأثیر توپوگرافی را مدل‌می‌کنند نیز در صورت در دست داشتن پارامترهای لازم توصیه می‌شود.

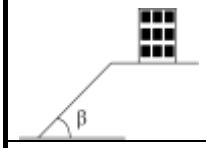
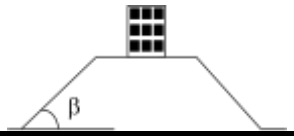
۶-۴-۲-۱ بزرگ‌نمایی ناشی از توپوگرافی سطحی

۶-۴-۲-۱-۱ 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 زاویهٔ میانگین بیش از ۱۵ درجه صورت گیرد. در تحلیل پایداری شیروانی‌ها، ضریب بزرگ‌نمایی توپوگرافی در مقدار K_h مندرج در بند ۶-۳-۲-۲-۱ ضرب می‌شود. حداقل مقادیر ضریب بزرگ‌نمایی توپوگرافی در پایداری شیروانی‌ها و طراحی سازه‌های واقع بر یا نزدیک شیب‌ها در جدول (۶-۲) ارائه شده است. این ضریب بزرگ‌نمایی فقط در یک-سوم فوقانی ارتفاع شیب‌ها اعمال می‌گردد. این مقادیر بصورت خطی از مقدار ۱٫۰ در دو-سوم ارتفاع شروع شده و در قله شیب به مقدار حداکثر خود می‌رسد.

۶-۴-۲-۱-۲ برای مواردی که در این آیین‌نامه مطالعات ویژه ساختگاه الزامی شده است، اثر توپوگرافی نیز باید به صورت تحلیلی و دقیق‌تر بررسی شود. در این شرایط، در صورت وجود پارامترهای لازم، استفاده از نرم‌افزارهای مناسبی که تأثیر توپوگرافی را مدلسازی کنند توصیه می‌شود.

۶-۴-۲-۱-۳ در سازه‌های با اهمیت خیلی زیاد واقع بر سطوح شیبدار، استفاده از تحلیل دینامیکی دو یا سه بعدی متناسب با در نظر گرفتن اثرات همزمان توپوگرافی و لایه‌های رسوبی توصیه می‌شود.

جدول ۶-۲ ضرایب بزرگ‌نمایی ناشی از توپوگرافی سطحی

شکل شیب	میانگین زاویه شیب (β)	S_T
	>۱۵	≥۱٫۲
	۱۵ تا ۳۰	≥۱٫۲
	>۳۰	≥۱٫۴

S_T: ضریب بزرگ‌نمایی توپوگرافی

β: میانگین زاویه شیب بر حسب درجه

۶-۴-۳ تاثیر توپوگرافی عمقی (سنگ بستر) یا دره پنهان

توپوگرافی سنگ بستر لرزه‌ای می‌تواند بر پارامترهای حرکت زمین تأثیر بگذارد. دره‌های تنگ پرشده از نهشته‌های نرم خاکی و نیز گوشه یا لبه دره پنهان، نمونه‌های شاخصی از توجه به وجود اثرات توپوگرافی عمقی است. همچنین اثرات ساختگاه بر ارتعاشات زلزله که به سطح زمین و یا به سازه‌های واقع بر سطح یا نزدیکی سطح زمین می‌رسد، می‌تواند بر مشخصات زلزله یعنی دامنه شتاب، محتوای فرکانسی و مدت دوام زلزله تاثیر گذار باشد.

چنانچه سازه‌های در دست طراحی در نقاطی با مشخصات فوق قرار داشته باشند و برای آنها تهیه طیف ویژه ساختگاه الزامی باشد، لازم است تحلیل دینامیکی اثرات ساختگاه برای این مناطق انجام شود. برای تحلیل دینامیکی اثرات ساختگاه به کارگیری تحلیل‌های یک بعدی مجاز نبوده و ضروری است از تحلیل‌های دو یا سه بعدی با در نظر گرفتن اثرات همزمان توپوگرافی دره پنهان و لایه‌های رسوبی استفاده شود.

۶-۴-۴ اثرات ناشی از وجود فضاهای زیرزمینی

در صورتی که در نزدیکی و زیر تراز پی سازه‌های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد، سازه زیرزمینی با ابعاد بزرگ مانند تونل و ایستگاه‌های مترو در نزدیکی سطح زمین قرار داشته باشد، لازم است اثر ناشی از وجود فضای زیر زمینی بر شتاب طراحی زمین در تراز پی سازه، مورد بررسی قرار گیرد.

۶-۵ طراحی لرزه‌ای پی ساختمان‌ها

پی ساختمان‌ها شامل دو بخش سازه پی و زمین پی می‌باشد و به پی‌های سطحی، عمیق و نیمه عمیق تقسیم می‌شود. پی باید به نحوی طراحی شود که بتواند نیروها و تغییر مکان‌های اعمالی ناشی از زلزله طرح را تحمل کند. در تعیین مشخصات خاک و طراحی پی، باید ویژگی‌های لرزه‌ای بارهای اعمالی و اثرات آن بر مشخصات دینامیکی خاک در نظر گرفته شود.

۶-۵-۱ طراحی لرزه‌ای پی‌های سطحی

۶-۵-۱-۱ برای تعیین ظرفیت باربری و طراحی لرزه‌ای پی‌های سطحی، هر یک از روش‌های تنش مجاز و یا حالات حدی و عملکردی، مطابق با مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان، می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد. در این راستا، لازم است روش مورد استفاده در تعیین ظرفیت باربری برای کل اجزاء پی یکسان باشد.

۶-۵-۱-۲ از مهمترین نکات در طراحی لرزه‌ای پی‌های سطحی، تاثیر خروج از مرکزیت بارها و یا شرایط بارگذاری مورب (مایل) ناشی از بارهای زلزله از طرف سازه فوقانی می‌باشد. به منظور در نظر گرفتن اثر نیروهای ناشی از زلزله و خروج از مرکزیت بارها بر ظرفیت باربری پی‌های سطحی، رعایت موارد ذکر شده در مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان الزامی است.

۶-۵-۱-۳ علاوه بر کنترل ظرفیت باربری مجاز پی (کنترل معیار گسیختگی و نشست)، لازم است ابعاد هندسی پی‌ها با حاشیه اطمینان مناسب، طوری طراحی شوند که پی دچار لغزش، واژگونی و گسیختگی نشود. ضرایب اطمینان در طراحی پی‌های سطحی به روش

تنش مجاز و یا روش حالات حدی، برای شرایط بارهای زلزله (گذرا) و بارهای دائمی (استاتیک) باید مطابق با مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شوند.

۶-۵-۱-۴ ظرفیت باربری پی در برابر لغزش، برابر با جمع مقاومت جانبی کف سازه پی و حداکثر تا یک-دوم فشار جانبی مقاوم دیواره خاک مجاور پی که در طول عمر مفید ساختمان ماندگار باشد، منظور می‌شود.

۶-۵-۱-۵ احتمال کاهش مقاومت برشی و سختی خاک زیر پی در اثر بارهای لرزه ای (از جمله در خاک‌های رسی حساس و خاک‌های دانه‌ای اشباع)، باید مد نظر قرار گیرد. در خاک‌هایی که در اثر بارهای لرزه‌ای، دچار کاهش مقاومت و سختی نمی‌شوند، می‌توان از مشخصات مقاومتی و شکل پذیری لایه‌های خاک در شرایط استاتیکی استفاده نمود. همچنین در محاسبات لرزه‌ای و دینامیکی، لازم است مقادیر مدول ارتجاعی و مدول برشی و ضریب میرایی مورد استفاده، بر اساس سطوح کرنش متناسب با بارگذاری مورد نظر به کار برده شوند.

۶-۵-۱-۶ ملاحظات مربوط به پدیده‌هایی مانند روانگرایی، گسترش جانبی و زمین لغزش و آثار و پیامدهای ناشی از آنها در طراحی و اجرای پی‌های سطحی، لازم است بر حسب مورد مطابق با بندهای مندرج در این فصل و پیوست (۹) این آیین‌نامه در نظر گرفته شوند.

۶-۵-۱-۷ در طراحی لرزه‌ای پی ساختمان‌ها، لازم است علاوه بر نشست‌های ناشی از بارهای دائمی، بر حسب مورد و شرایط و مشخصات ژئوتکنیکی ساختگاه، نشست‌های ناشی از بارهای لرزه‌ای در اثر رخداد پدیده‌هایی مانند: روانگرایی و تحرک سیکلی در خاک‌های دانه ای اشباع، تراکم قابل توجه در نهشته‌های دانه‌ای سست و متخلخل خشک یا غیر اشباع، کاهش حجم ناگهانی و زیاد در خاک‌های فروریزشی و یا دستی، شل شدگی تناوبی خاک‌های رسی اشباع حساس، حرکات گهواره‌ای پی و تراکم ناشی از آن در خاک پی؛ با استفاده از راهکارهای های مناسب مورد بررسی و ارزیابی قرارگیرد. شایان ذکر است که نشست و نیز کاهش ظرفیت باربری ناشی از روانگرایی در پی‌های سطحی، در بندهای ۶-۵-۱-۱۰ و ۶-۵-۱-۱۱ و نیز بخش نشست ناشی از روانگرایی پیوست (۹) این آیین‌نامه آمده است. شایان ذکر است که برای بارهای گذرا و کوتاه مدت مانند زلزله، نشست‌های تحکیمی در نظر گرفته نمی‌شود. روش‌های طراحی و همچنین سهم و ترکیب بارهای

دائمی و لرزه‌ای و مقادیر مجاز نشست و تغییرشکل‌های پی با توجه به جنس خاک، نوع و شکل پی و همچنین عملکرد و کاربری ساختمان یا سازه مورد نظر، مطابق با ضوابط مباحث ششم و هفتم مقررات ملی ساختمان تعیین می‌شود.

۶-۵-۱-۸ به منظور جلوگیری از بروز تغییر مکان‌های نسبی ناشی از بارهای زلزله در پی‌های منفردی که در یک سطح افقی قرار می‌گیرند، لازم است از کلاف‌هایی که در دو جهت متقاطع به هم متصل می‌شوند، استفاده شود. این کلافها باید دارای مقاومت و سختی مناسب در برابر نیروهای افقی مورد نظر بوده و مطابق با موارد ذکر شده در مباحث هفتم و نهم مقررات ملی ساختمان طراحی شوند.

۶-۵-۱-۹ در طراحی اجزاء سازه‌ای پی، باید ضوابط طراحی لرزه‌ای مندرج در مباحث هشتم، نهم و دهم مقررات ملی ساختمان بر حسب مورد رعایت گردد. همچنین برای بررسی اندرکنش خاک و سازه در مورد پی‌های سطحی، باید ملاحظات ذکر شده در پیوست (۴) این آیین‌نامه رعایت گردد.

۶-۵-۱-۱۰ نشست ناشی از روانگرایی از عوارض مهمی است که باید به شرح زیر مورد توجه و محاسبه قرار گیرد:

۶-۵-۱-۱۰-۱ برای بررسی نشست ناشی از روانگرایی ضروری است موارد زیر بررسی شود:

- تعیین موقعیت و ضخامت لایه‌های مستعد و غیرمستعد روانگرایی برای بررسی امکان بروز اثرات سطحی روانگرایی
- تعیین میزان نشست زمین در شرایط میدان آزاد (بدون وجود ساختمان)
- محاسبه نشست پی‌های سطحی، در صورتی که مطابق بند ۶-۳-۱-۳ پتانسیل بروز اثرات سطحی روانگرایی وجود داشته باشد.

۶-۵-۱-۱۰-۲ محاسبه مقدار نشست زمین و نشست‌های ناشی از کرنش حجمی لایه‌های مختلف زمین با استفاده از نتایج آزمایش‌های نفوذ استاندارد، نفوذ مخروط یا با تعیین چگالی نسبی لایه‌ها مطابق روش‌های بیان شده در بخش نشست ناشی از روانگرایی پیوست (۹) این آیین‌نامه انجام می‌شود.

۶-۵-۱-۱۰-۳ نشست‌های تفاضلی ناشی از ناهمگنی زمین و یا توزیع غیریکنواخت بارهای قائم ساختمان نیز باید در نظر گرفته شوند. در این راستا و برای انجام بهسازی خاک،

ضروری است روش بهسازی در تمام محدوده پی ساختمان بطور یکسان اجرا شود و از هر اقدام منجر به بروز نشست‌های تفاضلی پرهیز شود.

۶-۵-۱-۱۱ کاهش ظرفیت باربری پی‌های سطحی ناشی از روانگرایی باید به شرح زیر بررسی شود:

۶-۵-۱-۱۱-۱ در شرایط وقوع روانگرایی و امکان بروز سطحی آثار آن مطابق بند ۶-۳-۱-۳، می‌توان بر اساس فرض مکانیزم پانچ یا برش سوراخ کننده در لایه غیرقابل روانگرا و یا توزیع تنش ناشی از بار پی ساختمان در لایه غیر روانگرای سطحی و در نظر گرفتن کاهش مقاومت برشی لایه روانگرا شونده با تخمین میزان فشار آب حفره‌ای اضافی در آن لایه، ظرفیت باربری و ضریب اطمینان پی‌های سطحی در برابر ناپایداری را با استفاده از روابط متعارف محاسبه نمود.

۶-۵-۱-۱۱-۲ در شرایطی که لایه ماسه‌ای اشباع به روانگرایی اولیه نرسد و یا ضریب اطمینان روانگرایی برای لایه‌های زیرین پی بزرگتر از ۱٫۰ باشد، ظرفیت باربری باید با در نظر گرفتن کاهش مقاومت برشی ناشی از افزایش فشار آب حفره‌ای محاسبه شود. برای محاسبه ظرفیت باربری در این شرایط، باید در رابطه ظرفیت باربری، وزن واحد حجم غوطه‌ور کاهش یافته، $\gamma'(1-r_u)$، استفاده شود؛ که در آن، r_u نسبت فشار آب حفره‌ای اضافی به تنش موثر قائم اولیه و γ' وزن واحد حجم غوطه ور خاک است.

۶-۵-۱-۱۲ در مکان‌های دارای استعداد روانگرایی و گسترش جانبی، استفاده از پی‌های تکی یا باسکولی (کلاف‌های لنگربر) مجاز نمی‌باشد. همچنین، اگرچه استفاده از پی‌های گسترده می‌تواند از فروپاشی سازه متکی بر آن و تا حدودی از وقوع تلفات جانی جلوگیری کند، ولی ممکن است روانگرایی خاک پی موجب کج‌شدگی و واژگونی سازه شود و خسارات قابل توجهی را به سازه وارد نماید. در نتیجه، برای کاهش خرابی ناشی از روانگرایی یا گسترش جانبی در پی سازه‌ها، مؤثرترین روش استفاده از پی عمیق است.

۶-۵-۲ طراحی لرزه‌ای پی‌های عمیق ساختمان‌ها

۶-۵-۲-۱ کلیات

۶-۵-۲-۱-۱ پی‌های عمیق در این آیین‌نامه عبارتند از شمع، کلاهک شمع و تیرهای اتصالی یا کلاف‌ها، که در مواقع تجاوز نشست از مقادیر نشست مجاز در پی‌های سطحی و

یا کافی نبودن ظرفیت باربری لایه‌های فوقانی زمین، برای انتقال بارهای وارده از طرف ساختمان به لایه‌های عمیق زمین، طراحی و اجرا می‌گردند. عملکرد این سیستم پیوسته دارای یک ترکیب زیرسازه است که در هنگام وقوع زلزله، ضمن اندرکنش با محیط خاکی اطراف خود، دارای اندرکنش با روسازه نیز خواهد بود.

۶-۵-۲-۱-۲ طراحی سیستم پیوسته مطابق این آیین‌نامه و لحاظ کردن اندرکنش خاک با سازه از نوک شمع تا بالای سازه، می‌تواند علاوه بر کاهش نیروهای لرزه‌ای وارد بر اجزاء سازه، موجب عدم تغییر نابهنگام سختی در ارتفاع کل سیستم سازه شده و از خرابی موضعی در اجزاء سیستم جلوگیری کند.

۶-۵-۲-۱-۳ پی عمیق باید طوری طراحی و اجرا شود که علاوه بر ایستادگی در مقابل تغییرشکل‌های ناشی از زلزله در زمین، در مقابل پاسخ روسازه به زلزله نیز مقاومت نماید. تغییرشکل‌های ایجاد شده در پی عمیق ممکن است بر اثر اندرکنش با خاک اطراف آن (بدون حضور سازه) و یا تغییرشکل‌های ایجاد شده بوسیله مقاومت جانبی شمع در برابر نیروهای لرزه‌ای سازه بوجود آیند، که به شکل ترکیبی در اندرکنش خاک - شمع (نظیر روش زیرسازه در محاسبات اندرکنش خاک و سازه) ظاهر می‌شود.

۶-۵-۲-۲ کلاهک شمع و تیرهای ارتباطی مابین شمع‌ها

۶-۵-۲-۲-۱ برای سازه‌های طراحی شده بر روی پی‌های عمیق، در صورت استفاده از تک شمع، در بالای هر شمع و در صورت استفاده از گروه شمع، در بالای گروه شمع یک کلاهک شمع طراحی و اجرا می‌شود. در صورت استفاده از تک شمع، اگر فاصله شمع‌ها مساوی یا کمتر از سه برابر قطر شمع‌ها باشد، برای جمع شمع‌های نزدیک به هم یک کلاهک همانند گروه شمع طراحی و اجرا می‌شود.

۶-۵-۲-۲-۲ در صورت اجرای کلاهک‌های مجزا برای شمع‌ها، تمامی کلاهک‌ها باید بوسیله تیرهای بتن مسلح به شکل منظم و به صورت گیردار به همدیگر متصل گردند. با توجه به تحلیل و طراحی این تیرها بصورت تیر عمیق، ضروری است برای جلوگیری از پیچش در ترازهای پایین و بالای تیرها، با اجرای دال سراسری، کلیه تیرها در صفحه افق به یکدیگر دوخته شوند. در صورتیکه تیرها در داخل سنگ و یا زمین خیلی سخت قرار گیرند، به طوری که تغییرشکل جانبی در اثر فشار و کشش از مقدار مجاز تجاوز نکند،

می‌توان از اجرای دال پایین صرفنظر نمود. حداقل ارتفاع تیر عمیق اتصالی ما بین کلاهک‌ها برابر ارتفاع کلاهک می‌باشد. توصیه می‌شود در انجام تحلیل و طراحی، سیستم یکپارچه سازه، کلاهک، تیرها و شمع‌ها مدل شده و طراحی شوند. نحوه آرایش میلگردهای اصلی، خاموت‌ها و غیره در تیرهای عمیق، مطابق بخش‌های مرتبط در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان خواهد بود.

۶-۵-۲-۳ گیردار کردن شمع به کلاهک شمع

۶-۵-۲-۳-۱ دو نوع اتصال صلب و مفصلی بین شمع و کلاهک شمع طراحی و اجرا می‌شود، لیکن برای کنترل تنش‌ها و جابجایی‌ها در گروه طراحی لرزه‌ای ۳ و ۲، طراحی و اجرای اتصال گیردار الزامی است. در این صورت، اتصال بین شمع و کلاهک باید کلیه تنش‌های حاصل از نیروهای محوری، برشی و لنگرهای وارده از طرف رو سازه را تحمل نماید.

۶-۵-۲-۳-۲ طراحی و اجرای اتصال گیردار شمع به کلاهک شمع باید بر اساس کلیه بارهای ترکیبی شامل نیروهای محوری وارده به سرشمع، نیروهای برکَنش، لنگرهای خمشی و پیچشی، بارهای افقی و لرزه‌ای انجام پذیرد. شمع باید، با گیردارکردن میلگردها در داخل کلاهک شمع مطابق ضوابط پی‌های عمیق در پیوست (۹) این آیین‌نامه یا مقررات ملی ساختمان یا سایر مقررات بین المللی معتبر و با رعایت موارد زیر، در مقابل چرخش و نیروهای برکنش طراحی و اجرا شود:

۱) در حالتی که شمع در شرایط برکنش قرار می‌گیرد، میلگردهای طولی شمع متصل شده به کلاهک شمع باید تاب مقاومت در برابر نیروهای کششی را داشته باشند و علاوه برآن، شمع باید در زمان اعمال نیروهای زلزله، متناسب با روش تحلیل تنش مجاز یا حالت حدی، ضریب اطمینان کافی در مقابل بیرون کشیدگی داشته باشد. در شمع‌های قائم، مقدار مقاومت بیرون کشیدگی شمع، شامل اصطکاک جداره شمع با خاک اطراف به اضافه وزن شمع، در نظر گرفته می‌شود.

۲) در شرایط وقوع چرخش در کلاهک شمع، اتصال گیردار میلگردهای شمع به کلاهک شمع باید برای مقاومت در برابر لنگرها، نیروهای محوری و نیروهای برشی حاصل از بارگذاری لرزه‌ای کفایت نماید.

۶-۵-۲-۴ اندرکنش شمع - خاک

لنگرها، برش‌ها و تغییرشکل‌های جانبی شمع‌ها باید با در نظر گرفتن اندرکنش بدنه شمع و خاک اطراف آن محاسبه شوند. در جایی که نسبت طول مدفون شمع به قطر شمع کوچکتر یا برابر ۶ باشد، می‌توان شمع را نسبت به خاک، صلب فرض نمود و از اثرات اندرکنشی صرفنظر کرد.

۶-۵-۲-۵ اثر گروه شمع

در طراحی پی‌های عمیق، در صورتی که بدلیل مقاومت کم لایه‌های زیرین زمین، تک شمع قادر به تامین ظرفیت باربری کافی نباشد و یا نشست آن بیش از مقادیر مجاز باشد، از گروه شمع استفاده می‌شود. اثر گروه شمع در محاسبات ظرفیت باربری قائم تنها زمانی بطور کامل در نظر گرفته می‌شود که فاصله مرکز تا مرکز شمع‌ها کمتر از ۳ برابر قطر شمع‌ها باشد. لیکن برای محاسبه ظرفیت باربری شمع در برابر بارهای جانبی نظیر زلزله، زمانی می‌توان با توجه به صلبیت کلاهک شمع مجموع شمع‌ها را بصورت گروه شمع کامل در جهت اعمال بار جانبی در نظر گرفت که فاصله مرکز تا مرکز شمع‌ها کمتر از ۸ برابر قطر شمع‌ها باشد.

۶-۵-۲-۶ اثر روانگرایی

۶-۵-۲-۶-۱ پی‌های عمیق باید در مقابل وقوع پدیده روانگرایی طراحی شوند. در طراحی شمع برای بارهای قائم، باید اثر روانگرایی و اصطکاک منفی ناشی از آن در طراحی منظور شود. در طراحی شمع در این گونه خاک‌ها باید اثر اصطکاک شمع و لایه‌های خاک در بالای لایه روانگرا شده به شکل نیروهای موثر در جهت قائم و به سمت پایین (اصطکاک منفی) مد نظر قرار گیرد. بنابراین، از ظرفیت باربری شمع در پایین لایه روانگرا به اندازه اثر اصطکاک منفی حاصل از لایه‌های بالای لایه روانگرا کاسته می‌شود. این نیرو باید به عنوان نیروی حاصل از زلزله و با اعمال ضرایب مربوطه به آن در نظر گرفته شود.

۶-۵-۲-۶-۲ لازم است کاهش فشارهای مقاوم موجود در زمین و همچنین اصطکاک‌های مقاوم در مقابل دیوارها، سرشمع‌ها و تیرهای ارتباطی بین کلاهک‌ها، در زمان روانگرایی و در طراحی شمع‌ها و کل سیستم برای مقابله با نیروهای جانبی لرزه‌ای مد نظر قرارگیرد.

مقاومت جانبی شمع، فشارهای مقاوم و نیروهای اصطکاکی باید با مد نظر قراردادن حرکت جانبی سیستم مورد محاسبه قرار گیرند.

۶-۵-۲-۶-۳ تراکم و بهسازی زمین در سطح و ناحیه کلاهک‌ها می‌تواند رفتار لرزه‌ای سازه را در مکان‌هایی که وقوع روانگرایی در سطح زمین محتمل باشد بهبود بخشد. در هر صورت، طولی از شمع که در خاک روانگرا قرار می‌گیرد، فاقد مقاومت اصطکاکی است و چنانچه نوک شمع نیز در لایه روانگرا قرار گیرد، فاقد ظرفیت باربری نوک می‌باشد. برای طراحی طول شمع باید علاوه بر طول قرار گرفته در ناحیه قابل روانگرایی، در زمین غیرروانگرای زیرین طولی برابر ۱٫۵ متر در خاکهای سفت و ۳ متر در خاکهای نرم بدون افزودن مقاومت جداره زمین در نظر گرفته شود و طول گیرداری شمع در لایه غیرروانگرای زیرین باید از این عمق به پایین منظور شود. همچنین لازم است قطر شمع، مقاومت لازم در برابر کمانش در طول آزاد فوق الذکر را تأمین نماید.

۶-۵-۲-۷ اثر گسترش جانبی

برای طراحی پی‌های عمیق در برابر گسترش جانبی لازم است به بند ۶-۳-۲ و بخش گسترش جانبی پیوست (۹) این آیین‌نامه مراجعه شود.

۶-۵-۲-۸ ملاحظات مدلسازی و طراحی

توصیه می‌شود مدلسازی پی‌های عمیق بر اساس مدل کامل اندرکنش خاک و سازه شامل شمع‌ها، کلاهک شمع‌ها، تیرهای عمیق اتصالی بین کلاهک شمع‌ها و سازه انجام شود. برای ساختمان‌هایی که مدلسازی اندرکنش خاک و سازه مطابق بند ۳-۱۵-۲ الزامی است، این مدلسازی کامل نیز الزامی است. اندرکنش رفتار خطی یا غیرخطی لایه‌های زمین باید بر اساس پارامترهای مطالعات ژئوتکنیک و با در نظر گرفتن کلیه جرم‌های موثر در رفتار سازه - شامل سازه‌های نگهبان منفصل یا متصل به سازه وگوه‌های خاک اطراف - شناسایی و به وسیله یکی از روش‌های پیشنهاد شده در بندهای ۶-۵-۲-۹ و ۶-۵-۲-۱۰ و نرم‌افزارهای معتبر ارزیابی شود.

۶-۵-۲-۹ معیارهای تحلیل خطی پی‌های عمیق در سیستم اندرکنش خاک-شمع-کلاهک-سازه

در مدلسازی خطی اندرکنش خاک، شمع، کلاهک و سازه می‌توان با استفاده از فنرهای خطی افقی در طول بدنه شمع، اطراف کلاهک و تیرهای اتصالی و فنرهای قائم در نوک شمع، رفتار اندرکنش خاک و شمع را مدل کرد. محاسبه ضرایب این فنرها باید بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌ها و مقررات ملی ساختمان یا روش‌های معتبر انجام شود.

۶-۵-۲-۱۰ معیارهای تحلیل غیرخطی پی‌های عمیق در سیستم اندرکنش خاک-شمع-کلاهک-سازه

در مدلسازی غیرخطی اندرکنش خاک، شمع، کلاهک و سازه می‌توان از روش‌های متعدد مستقیم با مدلسازی اجزاء محدود یا روش‌های ساده شده تحلیلی نظیر استفاده از فنر و میراگر غیرخطی بصورت تیر بر روی تکیه‌گاه ارتجاعی وینکلر استفاده نمود. در این روش، محیط پیوسته خاک به لایه‌های مجزا تقسیم شده و هر لایه با استفاده از یک سری فنر و میراگر معادل مدلسازی می شود. فنرهای مدل شده شامل سه فنر از نوع انتقالی است که دو فنر در راستای عمود بر هم و بصورت افقی و یک فنر به صورت قائم است. همچنین، متناظر با هر کدام از این فنرها، میراگرهایی به موازات آنها مدل می‌شود و بدین ترتیب، سختی و میرایی هر لایه خاک به صورت مجزا در نظر گرفته می‌شود. میزان سختی و میرایی هر لایه با آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی ژئوتکنیکی تعیین می‌شود. این فنرها و میراگرها با استفاده از نمودارهای رفتاری استخراج شده برای حالت افقی (p-y) ، حالت اصطکاکی قائم (t-z) و حالت اتکائی قائم (Q-Z)، تعریف می‌شوند.

۶-۵-۲-۱۱ جزئیات اجرای لرزه‌ای شمع

جزئیات طراحی و اجرای لرزه‌ای شمع، کلاهک و تیرهای ارتباطی بین آنها می‌تواند بر اساس مفاد مندرج در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و یا آنچه در بخش پی‌های عمیق پیوست (۹) این آیین‌نامه ارائه شده طراحی گردد.

۶-۶ طراحی لرزه‌ای دیوار های نگهبان خاک

۶-۶-۱ الزامات کلی

۶-۶-۱-۱ دیوارهای نگهبان خاک در ساختمان‌ها و یا محوطه‌های مربوطه باید طوری طراحی و محاسبه گردند که چه در شرایط عادی و چه در شرایط زلزله، بدون آسیب عمده سازه‌ای، به بهره برداری ادامه دهند.

۶-۶-۱-۲ در صورتی که در طراحی دیوار نگهبان، جابجایی مجاز دیوار به صورت لغزش افقی یا کج شدگی و یا ترکیبی از آنها به صورت ماندگار منظور شده باشد، نباید پس از وقوع زلزله و بروز جابجایی، به عملکرد یا خدمت رسانی آن خللی وارد آید.

۶-۶-۱-۳ لازم است خاکریز پشت دیوار از مصالح دانه‌ای و با دانه بندی مناسب انتخاب و متراکم گردد به طوری که بتواند با خاک و زمین اطراف، شرایط نسبتاً همگنی را بوجود آورد. همچنین ضروری است کلیه تمهیدات لازم برای هدایت و زهکشی موثر آب از پشت دیوار پیش بینی شود. در صورت عدم تعبیه زهکش مناسب و یا به دلیل محدودیت‌های طرح، اگر به ناچار در پشت و یا مقابل دیوار نگهبان آب وجود داشته باشد، باید اثر هیدرواستاتیک و هیدرودینامیک آب در طراحی دیوار نگهبان منظور گردد.

۶-۶-۱-۴ قبل از احداث دیوار نگهبان باید از مقاوم بودن پی دیوار در برابر ناپایداری‌های ژئوتکنیکی در اثر وقوع زلزله اطمینان حاصل نمود و در صورت وجود، نسبت به تثبیت و یا بهسازی آن اقدام کرد.

۶-۶-۲ معیارها و مبانی تحلیل و طراحی

۶-۶-۲-۱ برای تحلیل و طراحی دیوارهای نگهبان زیرزمین و یا اطراف ساختمان‌ها، می‌توان از روش‌های شبه استاتیکی با انتخاب ضرایب زلزله مناسب و یا از مدلسازی عددی توسط نرم افزارهای معتبر و صحت سنجی شده، استفاده نمود.

۶-۶-۲-۲ ضرایب فشار جانبی لرزه‌ای خاک وارد بر دیوار نگهبان مجاور سازه‌ها، با توجه به نحوه اتصال و تغییر شکل‌پذیری سازه‌ها، باید به صورت یکی از حالات زیر تعیین شود:

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

ب- دیوار نگهبان کاملاً مجزا از سازه و با قابلیت جابجایی برای فعال شدن فشار محرک خاک پشت دیوار.
پ- بخشی از دیوارهای اطراف ساختمان در زیر تراز پایه بصورت متصل به سازه و بخشی از آنها مجزا و با قابلیت جابجایی.
شرایط (پ) معمولاً در زمین‌های شیبدار و یا ساختمان‌هایی که وجوه مقابل آن نمی‌توانند در زیر تراز پایه به طور متقابل و متعادل قرار گیرند، پیش می‌آید. در این صورت، لازم است بخش پایین‌تر از تراز پایه بر اساس بند (الف) و بخش فوقانی آن در صورت مجزا بودن از سازه مطابق بند (ب) طراحی گردد. در صورتی که بنا به عللی، بخش فوقانی - که نمی‌تواند اصطکاک کافی خاک با دیوارهای جانبی و فشار متقابل و متعادل با دیوار مقابل خود در ساختمان داشته باشد - کاملاً متصل به سازه ساخته شود، فشار خاک وارد بر این قسمت از دیوار در حالت وقوع زلزله باید بسته به شرایط، مطابق بندهای زیر محاسبه گردد.

۶-۶-۳ معیارهای تحلیل و طراحی دیوارهای نگهبان مجزا از سازه ساختمان

۶-۶-۳-۱ در این آیین‌نامه، تحلیل لرزه‌ای دیوار نگهبان مجزا با روش‌های ساده شبه استاتیکی و توزیع خطی فشار خاک پشت دیوار انجام می‌شود.
۶-۶-۳-۲ برای تحلیل شبه استاتیکی، لازم است سازه نگهبان (شامل وزن سازه دیوار و پی آن)، گوه گسیختگی پشت دیوار و سربارهای بالای دیوار و خاکریز پشت آن در محاسبه فشار محرک و همچنین، عمق مدفون پی یا دیوار در محاسبه فشارهای مقاوم مد نظر قرار گرفته و اثر نیروی زلزله بر هریک از بخش‌های فوق در تعادل عمومی در نظر گرفته شود.
۶-۶-۳-۳ برای به وجود آمدن فشار محرک در پشت دیوار و برای فعال شدن فشار خاک پشت آن در حین وقوع زلزله، باید به مقدار کافی حرکت در سازه رخ دهد. لازم است در دیوارهای حائل وزنی، امکان جابجایی لغزشی و در دیوارهایی که بر مبنای خمش طراحی می‌شوند، امکان جابجایی چرخشی (دوران) در حین وقوع زلزله برای تشکیل گوه لغزش وجود داشته باشد.
۶-۶-۳-۴ برای تشخیص میزان و حالت‌های مختلف حرکتی دیوار نسبت به خاک پشت آن در حالت محرک، مقاوم و یا سکون، باید از مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان و برای

محاسبه فشار محرک و مقاوم لرزه‌ای از روابط مندرج در پیوست (۹) این آیین‌نامه استفاده شود.

۶-۶-۴ معیارهای تحلیل و طراحی دیوار نگهبان متصل به سازه ساختمان

در ساختمان‌هایی که یک یا چند طبقه زیر زمین دارند و دارای دیوارهای نگهبان خاک متصل به سازه ساختمان می‌باشند، لازم است معیارهای زیر در تحلیل و طراحی لرزه‌ای آنها مدنظر قرار گیرد.

۶-۶-۴-۱ معیارهای تحلیل و طراحی دیوارهای نگهبان پایین‌تر از تراز پایه

۶-۶-۴-۱-۱ در شرایطی که دیوارهای اطراف ساختمان به عنوان سازه نگهبان خاک متصل به سازه طراحی می‌شوند، در صورتی که در مفروضات تحلیل‌ها، بخش مدفون ساختمان و دیوارهای نگهبان متصل به طبقات زیر زمین، مطابق شرایط مندرج در بند ۳-۹-۱-۳ این آیین‌نامه، در سطحی پایین‌تر از تراز پایه در نظر گرفته شود، فشار خاک وارد بر دیوارها برابر فشار خاک در حالت سکون می‌باشد. بدیهی است در طراحی سازه، توزیع فشار خاک وارد به سازه به صورت خطی مد نظر قرار می‌گیرد.

۶-۶-۴-۱-۲ در صورتی که ارتفاع دیوار نگهبان در این حالت از ۲۰ متر تجاوز کند، باید تحلیل کامل اندرکنشی مطابق بند ۶-۶-۵ انجام شود.

۶-۶-۴-۲ محاسبه بارهای وارد بر دیوارهای نگهبان متصل به ساختمان در بالای تراز پایه و با ارتفاع حداکثر ۲۰ متر

۶-۶-۴-۲-۱ در تحلیل شبه استاتیکی دیوارهای نگهبان خاکِ کاملاً متصل به سازه و در تراز بالای تراز پایه، در صورتی که ارتفاع آن حداکثر ۲۰ متر باشد و دیوارهای متقابل زیرزمین تحت بار دینامیکی زلزله واقع شود، با توجه به حرکت و جابجایی سازه نسبت به زمین اطراف ساختمان و فشار متقابل سازه و خاک بدلیل حرکت تناوبی زلزله، ممکن است فشار خاک از یک جهت محرک بوده و از جهت دیگر به سمت فشار مقاوم میل کند که مقدار آن می‌تواند بیش از فشار خاک در حال سکون باشد.

۶-۶-۴-۲-۲ برای طراحی این گونه دیوارهای نگهبان، فشار شبه استاتیکی باید با استفاده از روش مندرج در بخش دیوار نگهبان پیوست (۹) این آیین‌نامه محاسبه شود.

۶-۶-۴-۲-۳ برای محاسبه فشار شبه استاتیکی خاک مطابق روابط مونونوبه-اکابه، ارائه شده در بخش دیوارنگهبان پیوست (۹) این آیین‌نامه، لازم است ضرایب افقی (K_h) و قائم (K_v) اثر زلزله در نظر گرفته شود.

۶-۶-۴-۲-۴ احتمال کاهش پارامترهای مقاومتی خاک برای شرایط بارگذاری لرزه‌ای باید مد نظر قرار گیرد. برای خاک‌هایی که مقاومت خود را تحت اثر بارهای زلزله از دست نمی‌دهند، می‌توان از پارامترهای مقاومتی استاتیکی در طراحی لرزه‌ای استفاده نمود.

۶-۶-۵ محاسبه بارهای وارد بر دیوارهای نگهبان متصل به ساختمان در بالای تراز پایه و با ارتفاع بیشتر از ۲۰ متر

در صورتی که ارتفاع بخش مدفون ساختمان و دیوارهای نگهبان متصل به طبقات زیر زمین بیش از ۲۰ متر بوده و در بالای تراز پایه قرار داشته باشد، باید سازه اصلی به همراه سازه نگهبان، با در نظر گرفتن اندرکنش خاک، پی، سازه و دیوار و با اعمال زلزله در سطح پی تحلیل شود. در این صورت باید به موارد زیرتوجه نمود:

۶-۶-۵-۱ نوع خاک اطراف ساختمان باید به خوبی شناسایی شود و مشخصات مورد نیاز آن برای در نظر گرفتن رفتار خطی (ساده شده با فنر) یا رفتار غیرخطی (فنر-میراگر و یا در صورت چسبنده بودن خاک، فنر-میراگر-جزء جداکننده) خاک در یک سیستم کامل اندرکنش یا ترجیحاً مدل‌های اجزاء محدود یکپارچه سازه ساختمان و خاک زیر پی و اطراف دیوار نگهبان ساختمان به کار گرفته شود. بنابراین ضروری است علاوه بر انجام کامل آزمایش‌های محلی و آزمایشگاهی خاک پی ساختمان، زمین اطراف ساختمان نیز بطور کامل مورد بررسی قرار گیرد. در صورتی که خاک متراکم شده پشت دیوار، عرض کافی برای مدل عددی داشته باشد، می‌توان از پارامترهای آن با توجه به نتایج آزمایشگاهی منطبق بر شرایط خاکریزی محلی استفاده نمود.

۶-۶-۵-۲ اثر اینرسی حاصل از جرم‌های خاک، سازه و کلیه بارهای وزنی دیگر که در فرآیند تحلیل اندرکنش مشارکت می‌کنند باید در نظر گرفته شود.

۶-۶-۵-۳ در صورت وجود آب در پشت و در مقابل دیوارهای زیرزمین، در انجام تحلیل لرزه‌ای باید اثر هیدرودینامیک آب حاصل از اثر زلزله به سطوح دیوارها اعمال گردد.

۶-۶-۶ محاسبه بارهای وارد بر دیوارهای نگهبان ساختمان در زمین‌های شیبدار یا حالت‌های خاص

در زمین‌های شیبدار یا ساختمان‌هایی که وجوه مقابل آن نمی‌توانند بطور کامل بصورت متقابل و متعادل قرار گیرند و دیوارهای جانبی با خاک پشت آنها اصطکاک کافی ندارند، بخش پایین‌تر از تراز پایه بر اساس بند ۶-۶-۴-۱ و بخش فوقانی آن در صورت مجزا بودن از ساختمان مطابق بند ۶-۶-۳ طراحی می‌گردند. درصورتی‌که بنا به عللی بخش فوقانی که نمی‌تواند با دیوار مقابل خود در ساختمان فشار متقابل داشته باشد بصورت کاملاً متصل به سازه ساختمان ساخته شود، فشار خاک وارده بر این قسمت از دیوار در حالت وقوع زلزله به صورت زیر محاسبه می‌شود:

- اگر دیوار مقابل آن بالاتر از سطح زمین باشد مطابق بند ۶-۶-۳؛
- اگر دیوار مقابل آن زیر سطح زمین بوده و متصل به سازه باشد ولی شرایط مندرج در بند ۶-۶-۴-۱ را نداشته باشد، مطابق بند ۶-۶-۴-۲ یا ۶-۶-۵.

۶-۶-۷ ضرایب عکس‌العمل خطی و غیرخطی خاک پشت دیوارها در جهت افقی

در انجام تحلیل‌ها به روش استفاده از اجزاء فنرهای خطی و یا اجزاء میراگر غیرخطی، روش برآورد ضرایب عکس‌العمل خاک بر روی دیوارها همانند روش‌های ارائه شده در بخش دیوار نگهبان پیوست (۹) این آیین‌نامه می‌باشد.

۶-۶-۸ فشار آب وارد بر دیوار نگهبان ساختمان در شرایط استاتیکی و زلزله

۶-۶-۸-۱ باید حتی المقدور از وارد شدن فشار آب بر دیوار نگهبان ساختمان از طرق مختلف از جمله زهکشی جلوگیری شود.

۶-۶-۸-۲ در صورت وقوع فشار آب وارد بر دیوار نگهبان ساختمان، باید در محاسبه فشارهای هیدرواستاتیکی و هیدرودینامیکی، مشخصات نوع خاک، میزان نفوذپذیری و وضعیت زهکشی یا جریان آب در پشت دیوار در نظر گرفته شود.

۶-۶-۸-۳ در تعیین فشار طراحی آب، باید سطح آب آزاد یا سطح آب زیرزمینی در نظر گرفته شوند و در شرایطی که تراز آب متغیر باشد، باید بالاترین تراز ممکن در محاسبات فشار آب منظور شود.

۶-۶-۸-۴ کل فشار آب وارد بر دیوار نگهبان، برابر با مجموع فشار هیدرواستاتیک و هیدرودینامیک آب وارد بر واحد طول دیوار می‌باشد. نحوه محاسبه فشار آب وارد بر دیوار در بخش دیوار نگهبان پیوست (۹) این آیین‌نامه آمده است.

۶-۷ طراحی لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی شهری

با توجه به گسترش فضاهای زیرزمینی در شهرهای مختلف زلزله خیز کشور، بارگذاری و طراحی لرزه‌ای سازه‌های زیرزمینی شهری که بصورت کَند و پوش و یا پوش و کَند ساخته می‌شوند، باید مد نظر قرار گیرد.

۶-۸ اندرکنش لرزه‌ای خاک و سازه

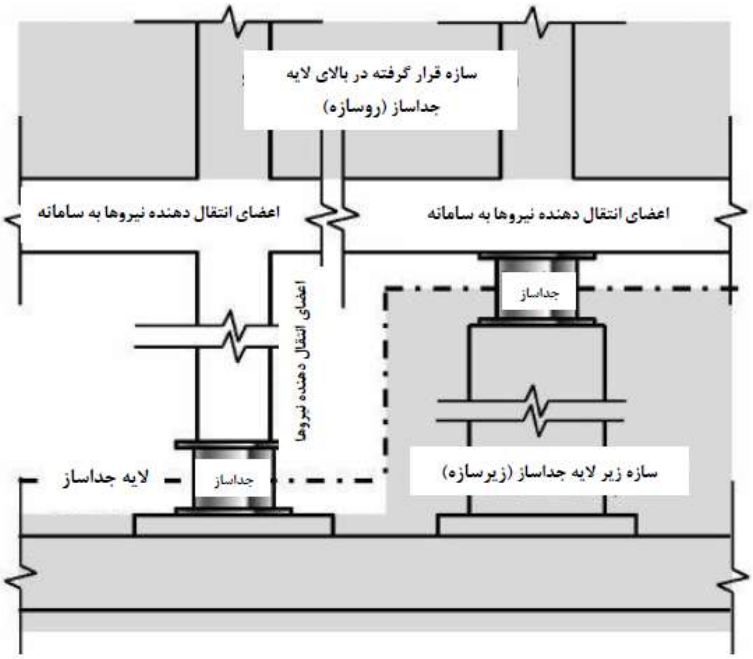
اندرکنش لرزه‌ای خاک و سازه برای سازه‌های متکی بر پی‌های سطحی در پیوست (۴)، برای سازه‌های متکی بر پی‌های عمیق در بند ۶-۵-۲ و پیوست (۹) و برای سازه‌های نگهبان در بند ۶-۶ و بند دیوار نگهبان پیوست (۹) ارائه شده است.

فصل هفتم

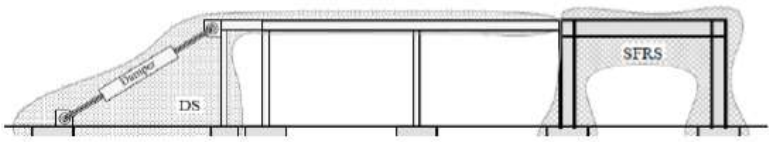
ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های دارای سامانه جداساز و میراگر

۷-۱ کلیات

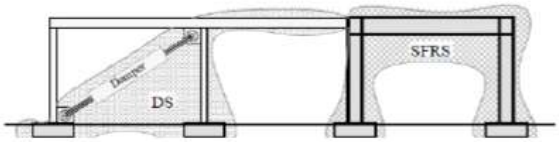
سازه‌های دارای سامانه جداساز لرزه‌ای و میراگر و اجزاء آنها باید مطابق با ضوابط این فصل و سایر الزامات مرتبط با این آیین‌نامه طراحی و ساخته شوند. برخی تعاریف مورد استفاده در این فصل در بخش تعاریف ارائه شده است. نمونه‌هایی از سامانه‌های جداساز و میراگر در شکل‌های (۷-۱) و (۷-۲) نمایش داده شده اند.



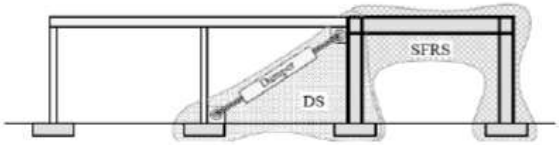
شکل ۷-۱ سامانه جداساز شامل جداسازهای سازه، اعضای انتقال دهنده نیروها به اجزاء سامانه و اتصالات موجود برای انتقال این نیروها به دیگر اعضای سازه‌ای



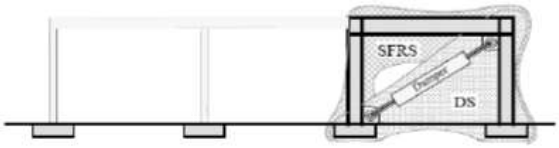
سامانه میراگر (DS) قرار گرفته در خارج از سیستم باربر لرزه ای سازه ای (SFRS)



سامانه میراگر در داخل سیستم سازه ای بدون عضو مشترک با سیستم باربر لرزه ای



سامانه میراگر در داخل سیستم سازه ای با برخی اعضا مشترک با سیستم باربر لرزه ای سازه



تمامی اعضای سامانه میراگر با سیستم باربر لرزه ای سازه مشترک میباشند

شکل ۷-۲ سامانه میراگر و حالات قرارگیری آن در ارتباط با بخش باربر لرزه‌ای سازه

توجه: تا زمان انتشار راهنماهای مورد تایید این آیین‌نامه، کلیه اقدامات موضوع این فصل، به ویژه موارد مطرح شده در بند ۷-۱-۴، باید پس از بررسی، اعتبارسنجی و تایید توسط کمیته اجرایی این آیین‌نامه مبنای عمل قرار گیرد.

۷-۱-۱ ملاحظات طراحی، کنترل کیفیت و بازرسی

راه‌های دسترسی به کلیه اجزاء سامانه جداساز و دستگاه‌های میراگر برای بازرسی، تعمیر و یا جایگزینی آنها باید تأمین شود. قبل از بهره برداری از سازه جداسازی شده، یک طراح دارای صلاحیت رسمی باید به صورت حضوری بازرسی‌های نهایی را از ناحیه جداسازی شده و اعضایی که از لایه جداساز عبور می‌کنند انجام دهد. این بازرسی‌ها باید موید حرکت

آزادانه و بدون قید و بند سازه تا جابجایی بیشینه کل بوده و اعضای عبوری از لایه جداساز توانائی تحمل تغییر مکان‌های نسبی تا حد جابجایی بیشینه کل را دارا باشند. در طراحی میراگرها باید مقادیر نیرو و جابجائی ناشی از بار ثقلی، اثرات ناشی از شرایط محیطی و تغییر مشخصات میراگر در طول زمان در نظر گرفته شوند. همچنین اتصالات میراگر باید قابلیت لازم برای تحمل همزمان مقادیر جابجایی طولی، جانبی و قائم سامانه میراگر را داشته باشند. برنامه آزمایش‌های مورد نیاز برای کنترل کیفیت جداسازها و عملکرد میراگرهای مورد استفاده باید توسط یک مهندس طراح دارای صلاحیت و نیز مسئول طراحی این سامانه‌ها با در نظرگرفتن الزامات مربوط به آزمایش‌های جداسازها و میراگرهای تولیدی مندرج در پیوست (۱۰) این آیین‌نامه ارائه گردد. برنامه مدون پایش، بازرسی و نگهداری لایه جداساز، و نیز میراگرها و تغییر، تعمیر یا بهسازی آنها نیز باید توسط مهندس طراح ارائه شود.

۷-۱-۲ معیارهای حرکت زمین

طیف پاسخ لرزه‌ای ارائه شده برای زلزله بیشینه مورد نظر در فصل دوم این آیین‌نامه برای طراحی سازه‌های مجهز به جداساز و یا میراگر مورد استفاده قرار می‌گیرد. همچنین در صورت نیاز، استفاده از طیف ویژه ساختگاه برای زلزله بیشینه مورد نظر که طبق مفاد فصل دوم این آیین‌نامه تهیه شود مجاز است. برای مناطقی با خاک‌های نوع V و VI، انجام تحلیل پاسخ ساختگاه طبق بند ۲-۸-۵ ضروری است. همینطور، تعیین بازه‌های زمان تناوبی و روش‌های مقیاس سازی شتاب‌نگاشت‌های زلزله طبق ضوابط قید شده در بند ۲-۱۰ از فصل دوم این آیین‌نامه انجام می‌پذیرد.

برای مناطقی واقع در محدوده ۵ کیلومتری از گسل فعال که وجود آن در برآورد خطر منطقه تعیین کننده باشد، باید انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها با در نظر گرفتن وجود پالس سرعت در زلزله‌های نزدیک گسل بوده و با اعمال مولفه‌های عمود بر گسل و موازی گسل به سازه در امتدادهای مختلف نسبت به تعیین پاسخ بحرانی سازه اقدام شود.

۷-۱-۳ مشخصه‌های سامانه‌های جداساز و میراگر

۷-۱-۳-۱ اجزاء سامانه‌ها و مشخصه‌های اسمی آنها

کلیه اجزاء سامانه جداساز باید بر اساس نوع و اندازه جداسازها (از جمله برای میراگر به کار گرفته شده در صورتی که این میراگر جزئی از سامانه جداساز باشد) و نیز کلیه اجزاء سامانه میراگر بر اساس نوع و اندازه میراگرها طبقه بندی و گروه بندی شوند. مشخصه‌های اسمی طراحی دستگاه جداساز باید بر اساس میانگین بدست آمده از حداقل سه چرخه آزمایش بر روی نمونه‌های معرف آن تعیین شده باشند. مشخصه‌های اسمی طراحی برای میراگرها باید با استفاده از اطلاعات نمونه‌های معرف آزمایش شده مختص به همان پروژه و یا از اطلاعات مربوط به آزمایش نمونه‌های قبلی دستگاه‌هایی با نوع و اندازه مشابه تعیین شوند. آزمایش نمونه‌های معرف طبق پیوست (۱۰) این آیین‌نامه انجام می‌شود.

۷-۱-۳-۲ محدوده تغییرمشخصه‌های اجزاء سامانه‌های جداساز و میراگر

مشخصه‌های حدی هر یک از اجزاء سامانه جداساز با توجه به مواردی به شرح زیر تعیین می‌شوند:

۱- انجام ارزیابی‌های آزمایشگاهی برروی ۲ نمونه معرف از هر نوع و اندازه از جداسازهای مورد استفاده شامل بررسی تغییرات در مشخصه‌های دستگاه جداساز ناشی از تغییر در میزان بار قائم نمونه، نرخ بارگذاری، اثرات سرعت انجام آزمایش، تغییرات دما ناشی از رفتار چرخه‌ای، تاریخچه بارگذاری، زوال چرخه‌ای و سایر عوامل موثر در تغییرات مشاهده شده در آزمایش - طبق ردیف ۲ از بند پ۱۰-۲-۳؛

۲- تعیین بازه مجاز تغییرات در مشخصه‌های دستگاه جداساز طبق بند پ۱۰-۲-۱۰ (و آنچه توسط سازنده ارائه می‌شود)

۳- تعیین میزان تغییر در مشخصه‌های جداساز ناشی از اثرات گذر زمان و عوامل محیطی شامل خزش، کهنگی، آلودگی، دمای محیط بهره برداری و مدت زمان قرار گرفتن در آن دما و همچنین فرسودگی در طول عمر سازه.

آزمایش ۲ نمونه معرف میراگرها نیز طی مراحلی مشابه، طبق بند پ۱۰-۳-۱ از پیوست (۱۰) این آیین‌نامه انجام می شود.

۷-۱-۳-۳ ضرایب اصلاح مشخصه‌ها

برای در نظر گرفتن تمامی تغییرات گفته شده در مشخصه‌های اسمی جداسازها، نسبت به تعیین مقادیر حداکثر و حداقل ضرایب اصلاح مشخصه‌های مختلف جداسازها (λ_i) اقدام می‌شود. اگر نتایج آزمون‌های تعیین کیفیت که توسط سازنده جداسازها و مطابق بند پ۱۰-۲ انجام شده توسط طراح تایید شود، ضرایب اصلاح مشخصه‌ها باید برای هر گروه از جداسازها بر اساس همین نتایج تعیین شود. در غیر این صورت، مقادیر λ_{max} و λ_{min} از روابط (۷-۱) و (۷-۲) تعیین خواهند شد. این ضرائب برای اصلاح مشخصه‌های اسمی طراحی جداسازها، باید در بر گیرنده حلقه های هیسترزیس آنها در بازه تغییر مکانی $\pm 0.5D_M$ تا حداکثر $\pm D_M$ باشند. D_M تغییرمکان حداکثر است که طبق بند ۷-۲-۶-۱ محاسبه می‌شود. برای هر گروه از جداسازها، می‌توان حداکثر و حداقل ضرایب اصلاح مشخصه ها، λ_{max} و λ_{min} را از روابط (۷-۱) و (۷-۲) تعیین نمود.

$$\lambda_{max} = \left(1 + \left(0.75 \times \left(\lambda_{(ae,max)} - 1\right)\right)\right) \times \lambda_{(test,max)} \times \lambda_{(spec,max)} \geq 1.8 \qquad (۷-۱)$$

$$\lambda_{min} = \left(1 - \left(0.75 \times \left(1 - \lambda_{(ae,min)}\right)\right)\right) \times \lambda_{(test,min)} \times \lambda_{(spec,min)} \leq 0.6 \qquad (۷-۲)$$

در این روابط :

$\lambda_{(ae,max)}$ و $\lambda_{(ae,min)}$ ضرایب اصلاح مشخصه‌ها برای محاسبه مقادیر حداکثر و حداقل مشخصه‌های مورد نظر جداساز هستند که به منظور در نظر گرفتن اثر زمان و شرایط محیطی مورد استفاده قرار می‌گیرند.

$\lambda_{(test,max)}$ و $\lambda_{(test,min)}$ ضرایب اصلاح مشخصه‌ها برای محاسبه مقادیر حداکثر و حداقل مشخصه مورد نظر جداساز هستند که به منظور در نظر گرفتن گرم شدن، نرخ بارگذاری و زوال چرخه‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرند.

$\lambda_{(spec,max)}$ و $\lambda_{(spec,min)}$ ضرایب اصلاح مشخصه‌ها برای محاسبه مقادیر حداکثر و حداقل مشخصه مورد نظر جداساز هستندکه به منظور در نظر گرفتن اثر بازه مجاز تغییرات ناشی از روش ساخت در میانگین مشخصه جداسازهای همسان مورد استفاده قرار می‌گیرند.

به روشی مشابه، مشخصات مورد نیاز تحلیل و طراحی حداکثر و حداقل در میراگرها از حاصلضرب مشخصه‌های طراحی اسمی در مقادیر حداکثر و حداقل ضرایب اصلاحی (λ_{max} و λ_{min}) برای هر پارامتر مدلسازی تعیین می گردد. نحوه محاسبه λ_{max} و λ_{min} و

تعریف سایر پارامترها برای میراگرها مشابه با تعاریف ارائه شده برای جداسازها با حدود $\lambda_{max} \geq ۱/۲$ و $\lambda_{min} \leq ۰/۸۵$ خواهد بود.

۷-۱-۳-۴ مدل‌های رفتاری کرانه‌های بالا و پایین سامانه‌های جداساز و میراگرها

دو مدل ریاضی از رفتار هیسترتیک نیرو-تغییر مکان باید با استفاده از مقادیر کرانه‌های بالا و پایین مشخصه‌های هر یک از اجزاء سامانه جداساز تهیه شود. این مدل‌ها برای جداسازهایی با رفتار هیسترتیک باید با استفاده از مقادیر کرانه بالا یا پایین مشخصه‌های دستگاه جداساز که توسط ضرایب اصلاح مندرج در بند ۷-۱-۳-۳ محاسبه شده اند، بدست آید. تعیین مدل رفتاری کرانه‌های بالا و پایین نیرو-تغییر مکان برای اجزاء سامانه جداساز که از نوع تجهیزات ویسکوز باشند، باید طبق الزامات طراحی میراگرها در بند ۷-۳ انجام شود. در روندی مشابه برای میراگرها، مقادیر حداکثر ضرایب سرعت، سختی، مقاومت و استهلاک انرژی باید با یکدیگر برای حالت تحلیل و طراحی حداکثر و مقادیر حداقل ضرایب سرعت، سختی، مقاومت و استهلاک انرژی باید با یکدیگر برای حالت تحلیل و طراحی حداقل در نظر گرفته شوند.

۷-۱-۴ کنترل طراحی سامانه‌های جداساز و میراگر

طراحی سامانه‌های جداساز و میراگر و برنامه آزمایش‌های مربوطه باید توسط یک یا چند متخصص که حداقل یکی از آنها مهندس طراح این نوع سیستم‌ها باشد، بررسی شود. در بررسی طراحی سامانه‌های جداساز موارد زیر باید به عنوان حداقل در نظر گرفته شوند:

۱- معیارهای طراحی پروژه شامل طیف ویژه ساختگاه و تاریخچه حرکات زمین آن؛

۲- طراحی اولیه شامل انتخاب تجهیزات، تعیین تغییر مکان حداکثر و تغییر مکان حداکثر کل و نیروهای جانبی برای جداسازها، و طراحی اولیه سیستم باربر لرزه‌ای و انتخاب تجهیزات برای میراگرها؛

۳- مرور داده‌های کیفی و آزمایشگاهی و ضرایب اصلاح مشخصات مربوط به سازنده تجهیزات انتخاب شده؛

۴- برنامه آزمایش نمونه‌های معرف و محصول جداسازها و میراگرها طبق پیوست (۱۰)؛

۵- طراحی نهایی کل سیستم سازه‌ای و تمام تحلیل‌های مورد نیاز شامل مدلسازی جداسازها و میراگرها برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی در صورت انجام این نوع تحلیل.

۷-۲ ضوابط طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های دارای جداساز

در این نوع سازه‌ها ضریب اهمیت، I_e، برای کلیه گروه‌های ساختمانی ۱٫۰ در نظر گرفته می‌شود. اگر روسازه دارای نامنظمی پیچشی در پلان و یا دارای نامنظمی در ارتفاع باشد، سازهٔ جداسازی شده نامنظم محسوب می‌گردد. ضریب نامعینی ρ برای سازهٔ مستقر بر روی لایه جداساز طبق بند ۳-۵ از فصل سوم تعیین می‌شود.

۷-۲-۱ سامانه جداساز

سازه جداسازی شده باید بتواند در تمامی ترازهای بالای لایه جداساز در برابر بار باد طراحی مقاومت نماید. در لایه جداساز باید قید حرکتی مناسب برای محدود نمودن تغییر مکان نسبی سامانه جداساز ناشی از باد به میزانی برابر با تغییر مکان نسبی سایر طبقات روسازه مطابق با بند ۷-۲-۶-۶ تعبیه شود. مقاومت سامانه جداساز در برابر حریق باید حداقل به میزانی برابر با مقاومت ستون‌ها، دیوارها و یا سایر اعضای باربر ثقلی در مواجهه با حریق مجاور آن باشد. سامانه جداساز نباید دارای قید تغییر مکانی برای محدود نمودن تغییر مکان حداکثر ناشی از زلزله بیشینه مورد نظر به کمتر از تغییر مکان حداکثر کل D_{TM} باشد. هر عضوی از سامانه جداساز باید به نحوی طراحی شود که بتواند تحت اثر بار طراحی قائم در تغییر مکان افقی برابر با تغییر مکان حداکثر کل، پایدار باقی بماند. بار طراحی قائم باید با استفاده از رابطه (۷-۳) برای بیشینه بار قائم و رابطه (۷-۴) برای کمینه بار قائم محاسبه شود. ضریب ایمنی برای واژگونی سازه در سطح لایه جداساز برای تمامی ترکیب بارهای ثقلی و لرزه‌ای نباید از ۱٫۰ کمتر شود. نیروی لرزه‌ای برای کنترل واژگونی باید بر اساس زلزله بیشینه مورد نظر و نیروی قائمی برابر با وزن لرزه‌ای موثر سازه بالای لایه جداساز (تعریف شده در فصل سوم این آیین‌نامه) در نظر گرفته شود. برکَنش موضعی هیچ یک از اعضای سازه جداسازی شده مجاز نمی‌باشد.

۷-۲-۲ سیستم سازه‌ای

در لایه جداساز باید دیافراگمی افقی و یا ترکیبی از سایر اعضای سازه‌ای برای ایجاد پیوستگی تغییر مکانی دربالای این لایه طراحی شود. حداقل فاصله آزاد بین سازه جداسازی شده و دیوارهای حائل و یا پیرامونی اطراف و یا سایر موانع ثابت نباید از مقدار تغییر مکان حداکثر کل کمتر باشد. استفاده از قاب‌های فولادی معمولی با مهاربند همگرا به عنوان سیستم مقاوم جانبی در سازه های جداسازی شده که در گروه‌های طراحی لرزه‌ای ۲ و ۳ قرار دارند، تا ارتفاع ۵۰ متر به شرط تامین ضوابط زیر مجاز است:

۱- مقدار R_I تعریف شده در بند ۷-۲-۶-۴-۲ برابر ۱٫۰ فرض شود؛

۲- تغییر مکان حداکثر کل D_{TM} در رابطه (۷-۱۱) با ضریب ۱٫۲ افزایش یابد.

اعضای سازه‌ای و اجزاء غیرسازه‌ای یا بخش‌هایی از آنها که در زیر لایه جداساز قرار دارند باید مطابق با الزامات فصول سوم و چهارم این آیین‌نامه طراحی و اجرا گردند. همینطور، اتصالات خمشی اعضای سازه که زیر تراز کف قرار دارند باید با رعایت الزامات قاب‌های خمشی معمولی طراحی شوند.

اعضای یک سازه جداسازی شده، اجزاء غیرسازه‌ای دائمی و ملحقات آن‌ها و همچنین ملحقات تجهیزات دائمی متصل به سازه باید به نحوی طراحی شوند که نیروها و تغییر مکان‌های لرزه‌ای تعیین شده در این فصل را با توجه به الزامات مرتبط به آنها در فصل چهارم این آیین‌نامه تحمل نمایند. اعضای سازه‌ای جداسازی شده و اجزاء غیرسازه‌ای و یا بخش‌هایی از آنها که از لایه جداساز عبور می‌کنند باید به نحوی طراحی شوند که تغییر مکان حداکثر کل را تحمل نموده و با هرگونه تغییر مکان پسماند دائمی این لایه در درازمدت سازگار باشند.

۷-۲-۳ اثرات بار لرزه‌ای و ترکیب بارها

تمامی اعضای سازه‌های جداسازی شده از جمله اعضائی که بخشی از سیستم باربر لرزه‌ای نیستند باید با استفاده از ترکیب بارهای لرزه‌ای مندرج در بند ۳-۱۹ از فصل سوم این آیین‌نامه و با جایگزینی S_{DS} با $\frac{2}{3}S_{MS}$ طراحی شوند. طراحی سامانه جداساز و یا آزمایش هر گروه از جداسازها باید با اعمال نیروی لرزه‌ای افقی Q_E ناشی از زلزله بیشینه مورد نظر و ترکیب بارهای قائم زیر انجام شود:

۱- بار قائم میانگین: بار نظیر ۱٫۰ برابر بار مرده به‌علاوه ۰٫۵ برابر بار زنده.

۲- بار قائم حداکثر و حداقل: به ترتیب با استفاده ازترکیب بارهای (۷-۳) و (۷-۴):

$$1.2D + E_v + E_h + L + 0.2S \quad (۷-۳)$$

$$0.9D - E_v + E_h \quad (۷-۴)$$

که در آنها اثرات بار قائم لرزه‌ای از رابطه (۷-۵) تعیین شده است:

$$E_v = 0.12S_{MS}D \quad (۷-۵)$$

۷-۲-۴ مشخصه‌های سامانه جداساز در تغییر مکان حداکثر D_M

سختی موثر سامانه جداساز در تغییر مکان حداکثر، k_M، باید با استفاده از رفتار نیرو-تغییر مکان در هر دو کرانه بالا و پایین دستگاه‌های جداساز مطابق رابطه (۷-۶) محاسبه شود.

$$k_M = \frac{\sum|F_M^+| + \sum|F_M^-|}{2D_M} \quad (۷-۶)$$

نسبت میرایی موثر سامانه جداساز در تغییر مکان حداکثر، β_M، باید با استفاده از رفتار نیرو-تغییر مکان در هر دو کرانه بالا و پایین جداسازها مطابق رابطه (۷-۷) محاسبه گردد.

$$\beta_M = \frac{\sum E_M}{2\pi k_M {D_M}^2} \quad (۷-۷)$$

در این روابط:

$\sum E_M$: کل انرژی تلف شده در سامانه جداساز طی یک چرخه پاسخ در تغییر مکان D_M

$\sum|F_M^+|$: مجموع قدر مطلق مقادیر نیرو در تمام جداسازها در تغییر مکان D_M

و $\sum|F_M^-|$: مجموع قدرمطلق مقادیر نیرو در تمام جداسازها در تغییر مکان $-D_M$ است.

تحلیل سازه جداسازی شده باید برای مشخصه‌های کرانه بالا و پایین سامانه جداساز به صورت جداگانه انجام پذیرفته و پاسخ حاکم برای هر پارامتر در طراحی مورد استفاده قرار گیرد. تحلیل سازه باید با در نظر گرفتن موارد زیر انجام شود:

۱- در روش استاتیکی معادل و همچنین برای تعیین حداقل نیروها و تغییر مکان‌ها در روش‌های تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی، متغیرهای زیر باید به صورت مستقل برای مشخصه‌های کرانه بالا و کرانه پایین سامانه جداساز محاسبه شوند:

k_M و β_M مطابق این بند، D_M مطابق بند ۷-۲-۶-۱ ، T_M مطابق بند ۷-۲-۶-۲، D_{TM} مطابق بند ۷-۲-۶-۳ ، V_b مطابق بند ۷-۲-۶-۴-۱ و V_s و V_{st} مطابق بند ۷-۲-۶-۴-۲.

۲- محدودیت‌های مربوط به V_s که در بند ۷-۲-۶-۴-۳ آورده شده، باید به صورت مستقل برای مشخصه‌های کرانه بالا و کرانه پایین سامانه جداساز ارزیابی شوند و نامطلوب‌ترین حالت در طراحی مد نظر قرار داده شود.

۳- در روش تحلیل استاتیکی معادل و همچنین برای تعیین حداقل نیروهای برش طبقات در روش تحلیل دینامیکی طیفی، توزیع نیروی افقی زمین لرزه در ارتفاع سازه (تعریف شده در بند ۷-۲-۶-۵) باید به صورت جداگانه برای مشخصه‌های کرانه بالا و کرانه پایین سامانه جداساز تعیین شود. برای این منظور، لازم است مقادیر F_1 و F_x و C_{vx} و k به صورت مستقل برای هر یک از کرانه‌ها با استفاده از روابط (۷-۱۶)، (۷-۱۷)، (۷-۱۸) و (۷-۱۹) محاسبه شود.

۷-۲-۵ انتخاب روش تحلیل

سازه‌های دارای جداساز لرزه‌ای به جز سازه‌هایی که در بند ۷-۲-۵-۱ تعریف شده‌اند، باید با استفاده از روش‌های تحلیل دینامیکی مندرج در بند ۷-۲-۷ تحلیل شوند. در صورت استفاده از میراگرهای ویسکوز در سازه‌های جداسازی شده، استفاده از روش تحلیل تاریخچه زمانی الزامی است.

۷-۲-۵-۱ شرایط استفاده از روش استاتیکی معادل

استفاده از روش استاتیکی معادل برای تحلیل سازه‌های دارای جداساز لرزه‌ای که شرایط زیر را دارا باشند مجاز می‌باشد. این شرایط باید بر اساس کرانه‌های بالا و پایین مشخصه‌های سامانه جداساز به طور جداگانه ارزیابی شده و موارد حاکم برای پارامترهای طراحی تعیین شوند.

۱- قرارگیری سازه بر روی زمین‌های نوع I و II و III؛

۲- محدود بودن دوره تناوب طبیعی موثر سازه جداسازی شده در تغییر مکان حداکثر به کمتر از ۴ ثانیه؛

۳- محدود بودن ارتفاع سازه به ۴ طبقه یا ۲۰ متر از تراز کف؛

۴- محدود بودن نسبت میرایی موثر سامانه جداساز در تغییر مکان حداکثر به کمتر از ۳۰٪؛

۵- محدود بودن دوره تناوب موثر روسازه با فرض پایه ثابت به یک سوم دوره تناوب موثر سازه جداسازی شده، T_M؛

۶- عدم وجود نامنظمی در پلان و ارتفاع بر اساس موارد تصریح شده در بند ۷-۲؛

۷- وجود شرایط زیر در سامانه جداساز :

الف- سختی موثر سامانه جداساز در تغییر مکان حداکثر D_M بیش از یک سوم سختی موثر آن در تغییر مکان $0.2D_M$ باشد.

ب- سامانه جداساز برای هر دو کرانه بالا و پایین مشخصه‌های لایه جداساز بتواند در تغییر مکان حداکثر، نیروی بازگرداننده‌ای به اندازه حداقل ۰/۰۲۵W بیشتر از نیروی متناظر آن در ۵۰٪ تغییر مکان حداکثر ایجاد نماید.

پ- مانعی در تغییر مکان سامانه جداساز تا تغییر مکان حداکثر کل D_{TM} وجود نداشته باشد.

۷-۲-۵-۲ شرایط استفاده از روش تحلیل دینامیکی طیفی

کاربرد روش تحلیل دینامیکی طیفی تنها در صورتی مجاز است که سازه، ساختگاه و سامانه جداسازی واجد شرایط مندرج در موارد ۱، ۲، ۳، ۴ و ۶ از بند ۷-۲-۵-۱ باشند.

۷-۲-۵-۳ شرایط استفاده از روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی

کاربرد روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی برای طراحی هر سازه دارای جداسازی لرزه‌ای مجاز است و در مورد کلیه سازه‌های دارای جداساز لرزه‌ای که فاقد شرایط بند ۷-۲-۵-۲ باشند، الزامی است.

۷-۲-۶ روش تحلیل استاتیکی معادل

تعیین تغییر مکان‌ها و نیروهای طراحی در سازه‌های جداسازی شده در این روش وابسته به خصوصیات تغییرشکلی سامانه جداساز خواهد بود. این خصوصیات تغییرشکلی باید شامل محدودیت‌های تغییر مکانی که ممکن است برای مقابله با اثرات باد بر روی سازه در این سامانه در نظر گرفته شوند نیز باشد. خصوصیات تغییرشکلی گفته شده با انجام

آزمایشات بر روی نمونه‌های اجزاء سامانه جداساز (طبق پیوست ۱۰ این آیین‌نامه) تعیین و با توجه به محدوده عدم قطعیت مقادیر این مشخصه‌ها (طبق بند ۷-۱-۴-۳) برای طراحی به کار گرفته می‌شوند. تحلیل سامانه جداساز و سازه با استفاده از مشخصه‌های کرانه بالا و کرانه پایین سامانه جداساز بصورت جداگانه انجام و مقادیر حاکم برای پارامترهای طراحی تعیین می‌شوند.

۷-۲-۶-۱ تغییر مکان حداکثر D_M

سامانه جداساز باید به نحوی طراحی و ساخته شود که حداقل قادر به تحمل تغییر مکان حداکثر با در نظر گرفتن مشخصه‌های کرانه بالا و کرانه پایین گفته شده در بحرانی‌ترین جهت افقی باشد. این تغییر مکان از رابطه (۷-۸) محاسبه می‌شود:

$$D_M = \frac{gS_{M1}T_M}{4\pi^2 B_M} \qquad (۷-۸)$$

در این رابطه g شتاب ثقلی، T_M دوره تناوب موثر برای سازه جداسازی شده در تغییر مکان حداکثر D_M و B_M ضریب عددی تعیین شده توسط رابطه (۷-۹) برای نسبت میرائی موثر سامانه جداساز در تغییر مکان حداکثر، β_M، می‌باشد.

$$B_M = \frac{4.6}{6.2 - L_n 100\beta_M} \leq 2.0 \qquad (۷-۹)$$

۷-۲-۶-۲ دوره تناوب موثر در تغییر مکان حداکثر D_M

دوره تناوب موثر سامانه جداساز در تغییر مکان حداکثر، T_M، از رابطه (۷-۱۰) و با استفاده از کرانه‌های بالا و پایین مشخصه‌های سامانه جداساز تعیین می‌گردد.

$$T_M = 2\pi\sqrt{\frac{W}{k_M\ g}} \qquad (۷-۱۰)$$

در رابطه فوق W وزن موثر لرزه‌ای سازه در بالای لایه جداساز است که بر مبنای بار مرده و قسمتی از بار زنده مطابق ضوابط فصل سوم این آیین‌نامه تعیین می‌شود. سختی موثر سامانه جداساز k_M در تغییر مکان حداکثر D_M نیز با استفاده از رابطه (۷-۶) قابل محاسبه است.

۷-۲-۶-۳ تغییر مکان حداکثر کل D_{TM}

تغییر مکان حداکثر کل شامل تغییر مکان‌های اضافی اعضا سامانه جداساز ناشی از لنگرهای پیچشی ذاتی و تصادفی است که با استفاده از توزیع مکانی سختی جانبی سامانه جداساز و بحرانی‌ترین مکان قرارگیری مرکز جرم سازه به لحاظ ایجاد بیشترین لنگر، تعیین می‌شود. تغییر مکان D_{TM} برای هر یک از اعضای سامانه جداساز کمتر از مقادیر تعیین شده توسط رابطه (۷-۱۱) نخواهد بود.

$$D_{TM} = D_M \left[1 + \frac{y}{P_T^2} \frac{12e}{b^2 + d^2}\right] \quad (۷-۱۱)$$

در این رابطه، D_M تغییر مکان حداکثر مرکز سختی سامانه جداساز در جهت مورد نظر و y فاصله بین مرکز هر عضو سامانه جداساز از مرکز سختی سامانه در امتداد عمود بر جهت بار لرزه‌ای است. e مجموع خروج از مرکزیت ذاتی بین مرکز جرم سازه در بالای لایه جداساز و مرکز سختی سامانه جداساز در پلان و خروج از مرکزیت اتفاقی به میزان ۵٪ بُعد بلندتر ساختمان در جهت عمود بر راستای نیروی وارده است. b کوتاهترین بُعد ساختمان و d بلندترین بُعد آن در جهت عمود بر جهت b در پلان و P_T نسبت دوره تناوب موثر انتقالی به دوره تناوب موثر پیچشی ساختمان جداسازی شده است که از طریق تحلیل دینامیکی محاسبه می‌شود. برای محاسبه P_T می‌توان از رابطه (۷-۱۲) نیز استفاده نمود.

$$P_T = \frac{1}{r_l} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} (x_i^2 + y_i^2)}{N}} \quad (۷-۱۲)$$

در این رابطه، x_i و y_i فواصل افقی جداساز i ام از مرکز جرم سازه در جهات محورهای مختصات سامانه جداساز بوده و N تعداد جداسازها می‌باشد. همچنین، شعاع ژیراسیون سامانه جداساز برای پلان‌های مربع مستطیل برابر با $r_l = \sqrt{(b^2 + d^2)/12}$ می باشد.

۷-۲-۶-۴ نیروهای جانبی برای طراحی سازه

۷-۲-۶-۴-۱ سامانه جداساز و اعضا سازه‌ای واقع در زیر تراز کف: سامانه جداساز و تمامی اعضا سازه‌ای زیرین آن (شامل پی سازه) باید با در نظر گرفتن تمامی ضوابط طراحی سازه‌های معمولی و نیز با در نظر گرفتن کرانه‌های بالا و پایین مشخصه‌های رفتاری سامانه جداساز، برای تحمل نیروی جانبی حداقل V_b مطابق رابطه (۷-۱۳) طراحی شوند.

$$V_b = k_M D_M \qquad (۱۳-۷)$$

نیروی V_b نباید از حداکثر نیروی سامانه جداساز در هر تغییر مکان از جمله تغییر مکان حداکثر D_M کمتر در نظر گرفته شود. لنگر اعمالی به اعضا سامانه جداساز، پی و اعضا سازه ای پایین تر از تراز کف، ناشی از بار لرزه ای جانبی V_b، باید با توجه به توزیع بار لرزه‌ای در ارتفاع سازه مطابق بند ۷-۲-۶-۵ تعیین شود؛ با این تفاوت که در روابط مربوطه از بار لرزه‌ای کاهش نیافته V_{st} بجای V_s استفاده می‌شود.

۷-۲-۶-۴-۲ نیروی طراحی در بالای تراز کف: سازه قرار گرفته در بالای تراز کف باید با استفاده از کلیه ضوابط طراحی سازه‌های معمولی و با در نظر گرفتن کرانه‌های بالا و پایین مشخصه‌های رفتاری سامانه جداساز برای بار برشی حداقل V_s مطابق رابطه (۷-۱۴) طراحی شود.

$$V_s = \frac{V_{st}}{R_I} \qquad (۱۴-۷)$$

در این رابطه، R_I ضریب رفتار سازه‌های جداسازی شده در جهت مورد بررسی است که برابر با سه هشتم مقدار آن در سازه‌های جداسازی نشده فرض می‌شود. حد بالای این ضریب ۲٫۰ و حد پایین آن ۱٫۰ است. در رابطه (۷- ۱۴)، V_{st} بار لرزه‌ای کاهش نیافته در بالای تراز کف است که از رابطه (۷-۱۵) بدست می‌آید.

$$V_{st} = V_b \left(\frac{W_s}{W}\right)^{(1-2.5\beta_M)} \qquad (۱۵-۷)$$

بار لرزه‌ای بدست آمده با استفاده از کرانه‌های بالا و پایین مشخصه‌های رفتاری سامانه جداساز محاسبه می‌شود. W_s، وزن موثر لرزه‌ای سازه فوقانی بدون در نظر گرفتن وزن موثر لرزه‌ای طبقه تراز کف است. چنانچه سطح تحتانی تراز کف از سطح فوقانی جداسازها بطور متوسط ۰٫۹۰ متر بالاتر باشد، W_s با وزن موثر سازه فوقانی (W) برابر فرض می‌شود. چنانچه رفتار هیسترتیک سامانه جداساز با تغییرات ناگهانی در مقادیر نیرو- تغییر مکان همراه باشد، $3.5\beta_M$ جایگزین $2.5\beta_M$ این رابطه میگردد.

۷-۲-۶-۴-۳ محدودیت در حداقل بار طراحی V_s: V_s نباید از مقادیر زیر کمتر در نظر گرفته شود:

۱- برش پایه بدست آمده برای سازه با پای گیردار و وزن موثر لرزه‌ای W_s و با کرانه بالای دوره تناوب سامانه جداساز T_M؛

۲- برش پایه طراحی برای بار باد (با در نظر گرفتن ضریب بار)؛
۳- حد اقل بار طراحی لرزه‌ای V_s محاسبه شده از رابطه (۷-۱۴) که در آن بیشترین مقدار برای V_b یا از طریق استفاده از کرانه بالای مشخصه‌های رفتاری و یا یکی از حالات زیر تعیین شود:

الف- ۱/۵ برابر مقدار اسمی نیروی حد تسلیم در سامانه جداساز غیرخطی
ب- ظرفیت نهایی سیستم مهار اثر باد در سامانه جداساز
پ- مقدار نیروی اصطکاک مورد نیاز برای آغاز لغزش در سامانه جداساز لغزشی
ت- مقدار نیرو در تغییر مکان صفر سامانه جداساز لغزشی پس از تکمیل یک چرخه دینامیکی لغزش در تغییر مکان D_M

۷-۲-۶-۵ توزیع بار لرزه‌ای در ارتفاع ساختمان

برش طراحی سازه فوقانی V_s بایستی با توجه به محدوده بالا و پایین مشخصه‌های رفتاری سامانه جداساز محاسبه و در ارتفاع سازه در تراز کف و بالاتر از آن با استفاده از روابط زیر تقسیم شود.

$$F_1 = \frac{V_b - V_{st}}{R_I} \quad (۷-۱۶)$$

$$F_x = C_{vx} V_s \quad (۷-۱۷)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=2}^{n} w_i h_i^k} \quad (۷-۱۸)$$

$$k = 14\beta_M T_{fb} \quad (۷-۱۹)$$

در اینجا F_1: نیروی طراحی در تراز کف؛ F_x: نیروی طراحی در تراز سایر طبقات $(x > 1)$؛ C_{vx}: ضریب وزنی برش پایه V_s برای طبقه x ام ، w_i و w_x: قسمتی از وزن موثر لرزه‌ای سازه (W_s) که در طبقه i ام و یا x ام متمرکز شده، و h_i و h_x: نیز ارتفاع طبقات i ام و x ام نسبت به تراز کف می‌باشند. همچنین، T_{fb}: دوره تناوب سازه مستقر بر روی سامانه جداساز است که با فرض پایه ثابت محاسبه شده است.

۷-۲-۶-۶ تغییر مکان نسبی مجاز طبقات

حداکثر تغییر مکان نسبی مجاز برای تمامی ارتفاع ساختمان نباید بیشتر از ۰/۰۱۵ h_{sx} در نظر گرفته شود. در این رابطه، h_{sx} ارتفاع طبقه در زیر تراز x ام است. مقدار تغییر مکان

نسبی باید بر مبنای ضوابط موجود در فصل سوم و با استفاده از روابط (۷-۲۰) و (۷-۲۱) محاسبه شود.

$$\Delta_x = \delta_x - \delta_{x-1} \leq 0.015\left(h_{sx} - h_{s(x-1)}\right) \quad (۷-۲۰)$$

$$\delta_x = R_I \delta_{xe} \quad (۷-۲۱)$$

که در این روابط Δ_x تغییر مکان نسبی طبقه x ام، δ_x و δ_{x-1} تغییر مکان طبقات در تراز های x و $x-1$ و δ_{xe} تغییر مکان طبقات در تحلیل خطی با فرض تقسیم بار لرزه‌ای در ارتفاع مطابق بند ۷-۲-۶-۵ است.

۷-۲-۷ روش‌های تحلیل دینامیکی

۷-۲-۷-۱ مدل‌سازی

مدل‌های عددی سازه جداسازی شده شامل سامانه جداساز لرزه‌ای، سیستم باربر جانبی و سایر اعضای سازه‌ای باید با رعایت ضوابط فصل ۳ و الزامات بندهای ۷-۲-۷-۱-۱ و ۷-۲-۷-۱-۲ تهیه شده باشند.

۷-۲-۷-۱-۱ سامانه جداساز: سامانه جداساز باید با استفاده از مشخصه های رفتاری که مطابق بند ۷-۱-۳ به دست آمده‌اند مدل شود. مقادیر تغییر مکان و نیرو باید جداگانه برای مقادیر کرانه بالا و کرانه پایین مشخصات سامانه جداساز به نحوی که در بند ۷-۱-۳-۴ تعریف شده محاسبه شوند. سامانه جداساز باید با منظور کردن جزییات کافی برای موارد زیر مدل‌سازی شود:

۱- نحوه توزیع دستگاه‌های جداساز در پلان؛

۲- انتقال در هر دو امتداد افقی و نیز پیچش سازه در بالای لایه جداسازی با توجه به نامطلوب‌ترین موقعیت جرم خارج از مرکز؛

۳- نیروهای واژگونی و برکنش در هر یک از جداسازها؛

۴- اثر بار قائم و بارگذاری در دو امتداد، و در صورت لزوم نرخ بارگذاری، در صورتی که مشخصات نیرو-تغییر مکان سامانه جداساز به این مشخصه‌ها وابسته باشد.

تغییر مکان حداکثر کل، D_{TM}، در سامانه جداساز باید با استفاده از یک مدل از سازه جداسازی شده که شامل مشخصات نیرو و تغییرشکل اعضای غیرخطی سامانه جداساز و سیستم باربر لرزه‌ای است، محاسبه شود.

۷-۲-۷-۱-۲ سازه جداسازی شده: به شرط اینکه کلیهٔ اعضای سیستم باربر لرزه‌ای در روسازه در حالت عمدتاً ارتجاعی باقی بمانند، محاسبه حداکثر تغییر مکان نسبی هر طبقه و نیروهای طراحی و تغییر مکان‌ها در اعضای باربر جانبی با استفاده از یک مدل ارتجاعی خطی مجاز است. سیستم‌های باربر لرزه‌ای با اعضای عمدتاً ارتجاعی، شامل و نه محدود به سیستم‌های سازه‌ای منظم که برای ۱۰۰٪ نیروی جانبی V_s مطابق بندهای ۷-۲-۶-۴-۲ و ۷-۲-۶-۴-۳ طراحی شده‌اند، هستند. تحلیل سامانه جداساز و سازه باید به طور جداگانه برای مقادیر کرانه بالا و کرانه پایین مشخصات انجام گرفته و مقادیر غالب طراحی برای پارامترهای پاسخ مورد نظرتعیین شود.

۷-۲-۷-۲ روش تحلیل دینامیکی طیفی

تحلیل طیفی باید طبق بند ۳-۱۰-۱ انجام شود. برای این کار باید از یک نسبت میرایی برای مود اصلی در امتداد مورد نظر که برابر با نسبت میرایی موثر سامانه جداسازی، و یا ۳۰٪ میرایی بحرانی، هر کدام کمتر باشد، استفاده شود. میرایی مودهای بالاتر باید مشابه مقادیر متناظر در روسازه با فرض پایه ثابت انتخاب شوند. تحلیل طیفی برای تعیین جابجایی بیشینه کل باید به طور همزمان اثر ۱۰۰٪ شدت زلزله در امتداد بحرانی و ۳۰٪ در جهت متعامد افقی را شامل شود. بیشینه جابجایی سامانه جداسازی باید با جمع برداری مقادیر جابجایی در دو امتداد متعامد به دست آید.

۷-۲-۷-۳ روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی

تحلیل‌های تاریخچه زمانی باید با استفاده از مجموعه‌ای از زوج شتاب‌نگاشت‌ها انجام گیرد که مطابق با بند ۷-۱-۲ انتخاب و به تراز زلزله بیشینه مورد نظر مقیاس شده‌اند. این تحلیل‌ها برای محاسبه نیروهای جانبی و تغییر مکان‌ها در سازهٔ جداسازی شده، حداکثر تغییر مکان کل سامانه جداسازی، نیروها در جداسازها و اتصالات آنها و نیز در قاب‌بندی به کار رفته در بالا و پایین لایه جداساز برای مقاومت در برابر اثرات ناشی از $P\text{-}\Delta$ انجام می‌شود. هر زوج از شتاب‌نگاشت‌ها باید به طور همزمان و با در نظر گرفتن نامطلوب‌ترین خروج از مرکزیت برای جرم به مدل اعمال گردند. حداکثر تغییر مکان سامانه جداساز باید از جمع برداری مقادیر تغییر مکان‌ها در دو امتداد متعامد در هر گام زمانی محاسبه شود. پارامترهای مورد استفاده برای طراحی از میانگین نتایج تحلیل‌های تاریخچه زمانی تحت

اثر زلزله‌های مختلف به دست می‌آیند. برای ساختگاه‌های نزدیک گسل مفاد بند ۷-۱-۲ باید مورد توجه قرار گیرد. همچنین، خروج از مرکزیت اتفاقی شامل تغییر مکان مرکز جرم از محل محاسبه شده به اندازه ۵٪ ± بعد دیافراگم باید به طور جداگانه در هر یک از دو امتداد متعامد در محاسبات منظور شود.

۷-۴-۲-۷ حداقل تغییر مکان‌ها و نیروهای جانبی

۷-۲-۷-۴-۱ سامانه جداساز و اعضای سازه‌ای زیر تراز کف: سامانه جداساز، شالوده و اعضای زیر تراز کف باید بر مبنای ضوابط طراحی سازه بدون جداساز و نیروهای حاصل از تحلیل دینامیکی بدون هرگونه کاهش طراحی شوند، اما نیروی جانبی طرح نباید کمتر از ۹۰ درصد V_b حاصل از رابطه (۷-۱۳) در نظر گرفته شود. حداکثر تغییر مکان کل سامانه جداساز نباید کمتر از ۸۰ درصد مقدار D_{TM} معرفی شده در بند ۷-۲-۶-۳ در نظر گرفته شود به جز اینکه D'_M را مطابق رابطه (۷-۲۲) می‌توان به جای D_M به کار برد.

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1+(T/T_M)^2}} \qquad (۷-۲۲)$$

در این رابطه، D_M تغییر مکان حداکثر (بر حسب میلی‌متر) در مرکز سختی سامانه جداساز در امتداد در دست بررسی مطابق رابطه (۷-۸) و T_M، دوره تناوب موثر سازه دارای جداساز لرزه‌ای در تغییر مکان D_M در امتداد مورد نظر طبق رابطه (۷-۱۰) است. همچنین، T دوره تناوب ارتجاعی ساختمان بالای لایه جداساز با فرض پایه ثابت است که بر اساس ضوابط فصل سوم این آیین‌نامه محاسبه شده است (در صورتیکه از روابط تقریبی برای محاسبه دوره تناوب اصلی استفاده شود، ضریب C_u باید مدنظر قرار گیرد).

۷-۲-۷-۴-۲ اعضای سازه‌ای روی تراز کف: اعضای سازه‌ای روی تراز کف باید با استفاده از ضوابط مربوط به طراحی سازه فاقد جداساز لرزه‌ای و نیروهای حاصل از تحلیل دینامیکی که مطابق بند ۷-۲-۶-۴-۲ با ضریب R_I کاهش یافته طراحی شوند. در روش تحلیل طیفی، نیروی برش طراحی در هیچ طبقه‌ای نباید از برش طبقه بدست آمده توسط نیروهای حاصل از رابطه (۷-۱۷) که در آن نیروی برش پایه V_b از تحلیل طیفی در جهت مورد نظر بدست آمده است، کمتر باشد. برای تحلیل تاریخچه زمانی سازه‌های منظم، مقدار V_b نباید کمتر از ۸۰٪ مقدار تعیین شده در بند ۷-۲-۶-۴-۱ و مقدار V_s نباید کمتر از ۱۰۰٪ حدود تعریف شده توسط بند ۷-۲-۶-۴-۳ باشد. برای تحلیل تاریخچه زمانی سازه‌های

نامنظم، مقدار V_b نباید کمتر از ۱۰۰٪ مقدار تعیین شده در بند ۷-۲-۶-۴-۱و مقدار V_s نباید کمتر از ۱۰۰٪ محدودیت‌های تعریف شده توسط بند ۷-۲-۶-۴-۳ باشد.

۷-۲-۷-۴-۳ مقیاس‌سازی نتایج: اگر نیروهای جانبی حاصل از روش تحلیل طیفی یا تحلیل تاریخچه زمانی از مقادیر حداقل مندرج در بندهای ۷-۲-۷-۴-۱ و ۷-۲-۷-۴-۲ کمتر باشند، کلیه پارامترهای طراحی باید به تناسب افزایش یابند.

۷-۲-۷-۴-۴ حدود تغییر مکان نسبی طبقات: حدود مقدار حداکثر تغییر مکان نسبی طبقه ناشی از نیروهای جانبی - از جمله تغییر مکان ناشی از تغییرشکل قائم سامانه جداساز - به شرح زیر مد نظر خواهد بود:

۱- در روش تحلیل طیفی، حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات در رو سازه نباید از مقدار $۰/۰۱۵h_{sx}$ فراتر رود.

۲- در روش تحلیل تاریخچه زمانی که با استفاده از رفتار غیرخطی اعضای باربر جانبی انجام می‌شود، حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات در رو سازه نباید از مقدار $۰/۰۲۰h_{sx}$ بیشتر شود.

تغییر مکان نسبی طبقه، طبق فصل سوم این آیین‌نامه (که در آن مقدار Cd برای ساختمان‌های جداسازی شده برابر با مقدار R_I طبق بند ۷-۲-۶-۴-۲ در نظر گرفته شده) محاسبه می‌شود. در صورتی که تغییر مکان نسبی طبقه از $\frac{0.01}{R_I}$ فراتر رود، لازم است اثرات ثانویه ناشی از حداکثر تغییر مکان جانبی سازه روی سامانه جداساز در ترکیب با نیروهای ثقلی بررسی شود.

۷-۳ ضوابط طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های دارای سامانه میراگر

۷-۳-۱ سیستم باربر لرزه‌ای

سازه‌های مجهز به سامانه میراگر باید در هر امتداد، دارای یکی از انواع سیستم‌های باربر لرزه‌ای معرفی شده در فصل سوم بوده و مقاومت مورد نیاز در مقابل نیروهای معرفی شده در این بند را تامین و ضوابط تغییر مکان نسبی مجاز را برآورده سازند. در طراحی سیستم باربر لرزه‌ای گفته شده در هر جهت، باید ضوابط بند ۷-۳-۶ برای روش استاتیکی معادل، ضوابط بند ۷-۳-۵ برای روش تحلیل طیفی، ضوابط بند ۷-۳-۴ برای روش تحلیل

غیرخطی تاریخچه زمانی، و شرط حداقل نیروی برش پایه مربوط به این بند در نظر گرفته شوند.

برش پایه طراحی سیستم باربر لرزه‌ای نباید از V_{min} کمتر در نظر گرفته شود که V_{min} بزرگترین مقدار محاسبه شده از روابط (۷-۲۳) و (۷-۲۴) است.

$$V_{min} = \frac{V_u}{B_{v+I}} \qquad (۲۳-۷)$$

$$V_{min} = 0.75V_u \qquad (۲۴-۷)$$

در این روابط، V_u برش پایه سازه در امتداد مورد نظر است که با استفاده از روش استاتیکی معادل (طبق فصل سوم این آیین‌نامه) بدست می‌آید، و B_{v+I} ضریب عددی است که بر اساس نسبت میرایی موثر و برابر با حاصل‌جمع نسبت میرایی ویسکوز در مود اصلی ارتعاش سازه در امتداد مورد نظر، β_{Vm} $(m=1)$، با نسبت میرایی ذاتی، β_I (در پریود سازه برابر با T_I)، از رابطه (۷-۷۰) تعیین می‌شود.

تبصره: برش پایه طراحی سیستم باربر لرزه‌ای در صورتی که هر یک از شرایط زیر وجود داشته باشد، نباید کمتر از V_u در نظر گرفته شود:

الف- تعداد میراگر برای مقابله با پیچش سازه در هر تراز طبقه کمتر از ۲ عدد باشد.

ب- سیستم باربر جانبی دارای نامنظمی پیچشی شدید در پلان یا نامنظمی در ارتفاع از نوع طبقه خیلی نرم طبق تعاریف بند ۳-۳-۲ باشد.

۷-۳-۲ سامانه میراگر

میراگرها و سایر اجزاء مورد نیاز برای اتصال آنها به اعضای سازه‌ای باید به‌گونه‌ای طراحی شوند که برای بارهای طراحی ناشی از زلزله بیشینه مورد نظر در حالت ارتجاعی باقی بمانند. سایر اعضای سامانه میراگر (نشان داده شده در شکل ۷-۲) می‌توانند تحت زلزله بیشینه مورد نظر رفتار غیر ارتجاعی داشته باشند، به شرطی که با تحلیل یا آزمایش نشان داده شود که این کار اثر منفی بر عملکرد سامانه میراگر نداشته باشد. در صورت استفاده از روش تحلیل طیفی طبق بند ۷-۳-۵ و یا روش استاتیکی معادل طبق بند ۷-۳-۶، پاسخ غیر ارتجاعی بر طبق بند ۷-۳-۶-۵-۶ محدود خواهد بود. اعضا نیرو-کنترل سامانه میراگر برای نیروهای لرزه‌ای تحت اثر زلزله بیشینه مورد نظر که به میزان ۲۰٪ افزایش یافته اند، طراحی خواهند شد. برای میراگرهایی که در لایه جداساز یک سازه جداسازی شده لرزه‌ای

استفاده شده باشند، مقادیر جابجایی، سرعت و شتاب باید طبق ضوابط طراحی سازه‌های دارای جداساز لرزه‌ای تعیین شوند.

۷-۳-۳ انتخاب روش تحلیل

برای تحلیل و طراحی سازه‌های مجهز به سیستم میراگر در مقابل زلزله، از روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی طبق بند ۷-۳-۴ استفاده می‌شود.

تبصره: در صورت تامین شرایط بند ۷-۳-۳-۱ می‌توان از روش تحلیل طیفی طبق بند ۷-۳-۵ و در صورت تامین شرایط بند ۷-۳-۳-۲ می‌توان از روش استاتیکی معادل طبق بند ۷-۳-۶ استفاده نمود.

۷-۳-۳-۱ شرایط استفاده از روش تحلیل طیفی

برای انجام تحلیل طیفی ارائه شده در بند ۷-۳-۵، باید شرایط زیر برقرار باشد:

۱- در هر امتداد، سامانه میراگر دارای حداقل دو میراگر در هر طبقه به منظور مقابله با پیچش باشد.

۲- نسبت میرایی موثر کل مود اصلی سازه، β_{mD} *(m=1)* در امتداد مورد نظر از ۳۵٪ نسبت میرایی بحرانی تجاوز نکند.

۷-۳-۳-۲ شرایط استفاده از روش استاتیکی معادل

در صورت داشتن تمام شرایط زیر می‌توان از روش استاتیکی معادل ارائه شده در بند ۷-۳-۶ در طراحی سازه دارای سامانه میراگر استفاده نمود. استفاده از این روش برای سازه‌های مستقر بر روی جداساز لرزه‌ای مجاز نمی‌باشد.

۱- در هر امتداد، سامانه میراگر دارای حداقل دو میراگر در هر طبقه به منظور مقابله با پیچش باشد.

۲- نسبت میرایی موثر کل مود اصلی سازه، β_{mD} *(m=1)* در امتداد مورد نظر از ۳۵٪ نسبت میرایی بحرانی تجاوز نکند.

۳- سیستم مقاوم لرزه‌ای، نامنظمی در پلان از نوع نامنظمی پیچشی شدید یا بسیار شدید، یانا منظمی در ارتفاع از نوع طبقه نرم یا خیلی نرم، یا نامنظمی جرمی یا هندسی نداشته باشد.

۴- کف‌ها از نوع دیافراگم صلب طبق مفاد فصل سوم این آیین‌نامه باشد.
۵- ارتفاع ساختمان از روی تراز پایه از ۳۰ متر بیشتر نشود.

۷-۳-۳-۳ نامعینی در سامانه میراگر

اگر کمتر از ۴ میراگر در هر طبقه از یک ساختمان و در هر یک از امتدادهای اصلی تأمین شده باشد یا کمتر از ۲ میراگر در هر طرف از مرکز سختی هر طبقه در هر یک از امتدادهای اصلی قرار گرفته باشد، میراگرها باید قادر به تحمل تغییر مکان‌هایی برابر با ۱۳۰ درصد تغییر مکان‌های حداکثر محاسبه شده در میراگرها تحت زلزله بیشینه مورد نظر (MCE) باشند. میراگرهای وابسته به‌سرعت نیز باید قادر به تحمل نیرو و تغییر مکان متناظر با سرعتی برابر با ۱۳۰ درصد سرعت حداکثر محاسبه شده برای آنها تحت زلزله بیشینه مورد نظر باشند.

۷-۳-۴ روش تاریخچه زمانی غیرخطی

مشخصات سختی و میرایی میراگرهای به کار رفته در مدلها باید بر اساس آزمایش‌های مشخص شده در پیوست (۱۰) این آیین‌نامه تعیین و تأیید شده باشد. در صورت لزوم، ویژگی‌های غیرخطی نیرو-سرعت- تغییر مکان میراگرها نیز باید به گونه‌ای مدل شوند که وابستگی میراگر به فرکانس، دامنه و مدت بارگذاری لرزه‌ای مستقیماً در نظر گرفته شود. در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی باید مدلسازی ریاضی سیستم باربر جانبی و سامانه میراگر مطابق ضوابط این قسمت انجام شود. این مدل باید رفتار هیسترتیک تمامی اعضا و اتصالاتی را که وارد محدوده رفتار غیرخطی می‌شوند با توجه به داده‌های آزمایشگاهی در نظر بگیرد. برون‌یابی داده‌های آزمایشگاهی برای دامنه‌هایی فراتر از دامنه تغییر مکان‌های آزمایش شده مجاز نمی‌باشد. چنانچه نتایج تحلیل‌ها نشان دهد که امکان افت در مقاومت یا سختی اعضا وجود دارد، مدل هیسترتیک باید دربرگیرنده این اثرات نیز باشد. نسبت میرایی ذاتی سازه را نباید بزرگتر از ۳٪ نسبت میرایی بحرانی در نظر گرفت، تحلیل باید در هر دو تراز زلزله طرح و زلزله بیشینه مورد نظر انجام شود. در تحلیل تحت زلزله طرح نیازی به در نظر گرفتن اثرات خروج از مرکزیت اتفاقی نیست. نتایج تحلیل تحت زلزله طرح برای طراحی سیستم باربر جانبی و نتایج تحلیل تحت زلزله بیشینه مورد نظر برای طراحی سامانه میراگر مورد استفاده قرار می‌گیرد. در تحلیل تحت زلزله بیشینه

مورد نظر علاوه بر خروج از مرکزیت ذاتی، خروج از مرکزیت اتفاقی نیز باید به میزان ۵٪ بعد دیافراگم به طور جداگانه در هر یک از دو امتداد عمود بر هم و در تراز هر دیافراگم در نظر گرفته شود.

۷-۳-۴-۱ پارامترهای پاسخ

حداکثر مقادیر پارامترهای پاسخ باید برای هر زلزله بکار رفته در تحلیل تاریخچه زمانی محاسبه شود. پارامترهای پاسخ باید شامل نیروها، جابجایی‌ها و سرعت‌ها (در حالت میراگرهای وابسته به سرعت) در هر یک از میراگرها باشد. مقدار متوسط پارامترهای پاسخ حاصل از تحلیل‌ها در تراز زلزله طرح یا زلزله بیشینه مورد نظر مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۷-۳-۴-۲ شرایط بارگذاری لرزه‌ای و معیارهای پذیرش

در روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی باید سیستم باربر لرزه ای، سامانه میراگر، شرایط بارگذاری و معیارهای پذیرش برای پارامترهای پاسخ مورد نظر مطابق با ضوابط زیر باشند:

۷-۳-۴-۲-۱ سیستم باربر لرزه‌ای: تامین مقاومت مورد نیاز طبق ضوابط فصل سوم این آیین‌نامه با استفاده از هر دو مقدار زیر برای طراحی سیستم باربر جانبی سازه بدون وجود میراگر ضروری است:

۱- برش پایه V_{min} که در بند ۷-۳-۱ تعریف شده است؛

۲- مقادیر پاسخ ناشی از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت زلزله طرح.

تغییر مکان نسبی طبقات باید با استفاده از تحلیل مدل کامل، شامل سازه و سامانه میراگر، تحت زلزله بیشینه مورد نظر با ملاحظه خروج از مرکزیت اتفاقی تعیین شود. حداکثر تغییر مکان نسبی در زلزله بیشینه مورد نظر نباید بیشتر از هیچ یک از مقادیر ۳٪ یا حاصل ضرب مقادیر مشخص شده در فصل سوم در حداقل دو مقدار $\frac{1.5\,R_u}{C_d}$ و ۱٫۹ باشد. مقادیر C_d و R_u از جدول (۳-۱) برای سیستم سازه‌ای مورد نظر (بدون سامانه میراگر) استخراج می‌شوند.

۷-۳-۴-۲-۲ سامانه میراگر: سامانه میراگر شامل میراگرها و تمامی اتصالات آنها به سازه، باید برای تحمل نیروها، تغییر مکان‌ها و سرعت‌های حاصل از نتایج تحلیل تحت زلزله بیشینه مورد نظر طراحی شود.

۷-۳-۴-۲-۳ ترکیب اثرات بارگذاری: ترکیب آثار ناشی از نیروهای ثقلی و لرزه‌ای وارده به سامانه میراگر باید طبق ضوابط مندرج در بند ۳-۱۹ و با استفاده از نیروهای لرزه‌ای افقی، Q_E ، ناشی از تحلیل تحت زلزله بیشینه مورد نظر صورت گیرد. در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی می‌توان از ضریب ۲۵٪ برای بار زنده استفاده نمود. ضریب نامعینی سازه، ρ، در تمام حالات باید برابر ۱٫۰ در نظر گرفته شود. در طراحی سامانه میراگر نیازی به اعمال ضریب اضافه مقاومت موضوع بند ۳-۱۹-۲ نمی‌باشد.

۷-۳-۴-۲-۴ معیارهای پذیرش برای پارامترهای پاسخ: اجزاء سامانه میراگر باید بر اساس معیارهای طراحی این آیین‌نامه و با لحاظ کردن ضریب کاهش مقاومت $\phi=1$، برای تحمل نیروها، تغییر مکان‌ها و سرعت‌های حاصل از نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت زلزله بیشینه مورد نظر ارزیابی شوند.

۷-۳-۵ روش تحلیل طیفی

در مواردی که استفاده از روش تحلیل طیفی برای طراحی سازه‌های دارای سامانه میراگر مجاز باشد، ضوابط این بخش و بندهای ۷-۳-۶-۴، و ۷-۳-۶-۵ اعمال خواهد شد.

۷-۳-۵-۱ مدلسازی

در مدلسازی ریاضی سیستم باربر لرزه‌ای و سامانه میراگر باید توزیع سه‌بعدی جرم، سختی و میرایی در سازه در نظر گرفته شود. این مدل و تحلیل آن باید الزامات بند ۳-۷-۱ را برای سیستم باربر لرزه‌ای و الزامات این بند را برای سامانه میراگر برآورده سازد. سختی و میرایی میراگرهای مورد استفاده در مدل باید بر اساس آزمایش‌های انجام شده بر روی آنها طبق ضوابط پیوست (۱۰) تعیین شود. سختی الاستیک اعضای سامانه میراگر به جز میراگرها باید به طور صریح مدل شوند. سختی میراگرها بر اساس نوع آن به شرح زیر مدل می‌شود:

۱- میراگرهای وابسته به تغییر مکان: در این میراگرها باید سختی موثر به نحوی مدل شود که بیانگر نیروی میراگر در پاسخ تغییر مکان مورد نظر (به عنوان مثال تغییر مکان نسبی طراحی طبقه) باشد. همینطور، می‌توان سختی میراگرهای اصطکاکی و یا جاری شونده را از تحلیل طیفی حذف نمود، به شرط آنکه نیروهای طراحی مربوط به میراگرهای وابسته به تغییر مکان، Q_{DSD}، به عنوان نیروی خارجی به مدل اعمال گردد (بند ۷-۳-۶-۵-۵).

۲- میراگرهای وابسته به سرعت: میراگرهای وابسته به سرعت که دارای مؤلفه سختی هستند (مثلا میراگر ویسکوالاستیک) باید با سختی موثر متناظر با دامنه و فرکانس مورد نظر مدل شوند.

۷-۳-۵-۲ سیستم باربر لرزه‌ای

۷-۳-۵-۲-۱ برش پایه لرزه‌ای: برش پایه لرزه‌ای سازه، V_u، در جهت مورد نظر باید از ترکیب مولفه‌های مودال، V_m، با رعایت رابطه (۷-۲۵) تعیین شود:

$$V_u \geq Vmin \qquad (۷-۲۵)$$

برش پایه لرزه‌ای سازه، V_u، باید با روش جذر مجموع مربعات (SRSS) یا روش ترکیب مربعی کامل، CQC، مولفه‌های مودال برش پایه، V_m، تعیین شود.

۷-۳-۵-۲-۲ برش پایه مودال: برش پایه مودال مود m ام ارتعاش سازه، V_m، در جهت مورد نظر باید با توجه به رابطه (۷-۲۶) تعیین شود:

$$V_m = C_{sm}\overline{W_m} \qquad (۷-۲۶\text{-الف})$$

$$\overline{W}_m = \frac{(\sum_{i=1}^{n} w_i\phi_{im})^2}{\sum_{i=1}^{n} w_i\phi_{im}^2} \qquad (۷-۲۶\text{-ب})$$

در این روابط، C_{sm}: ضریب پاسخ لرزه‌ای مود m ام ارتعاش سازه در جهت مورد نظر؛ که از بند ۷-۳-۵-۲-۴ *(m=1)* یا بند ۷-۳-۵-۲-۶ *(m>1)* تعیین می‌شود.

$\overline{W}_m$: وزن موثر لرزه‌ای مود m ام ارتعاش سازه؛

ϕ_{im} : دامنه تغییر مکان تراز i ام سازه در مود m ام ارتعاش در جهت مورد نظر، نرمال شده به واحد در تراز بام.

۷-۳-۵-۲-۳ ضریب مشارکت مودی: ضریب مشارکت مودی مود m ام ارتعاش سازه، Γ_m، در جهت مورد نظر از رابطه (۷-۲۷) تعیین می‌شود:

$$\Gamma_m = \frac{\overline{w}_m}{\sum_{i=1}^{n} w_i\phi_{im}} \qquad (۷-۲۷)$$

۷-۳-۵-۲-۴ ضریب پاسخ لرزه‌ای مود اصلی: ضریب پاسخ لرزه‌ای مود اصلی *(m=1)*، C_{s1}، در جهت مورد نظر، از روابط (۷-۲۸) و (۷-۲۹) تعیین می‌شود:

$$C_{s1} = \left(\frac{R}{C_d}\right)\frac{S_{Ds}}{\Omega_o B_{1D}} \qquad \text{برای } T_{1D} < T_s \qquad (۷-۲۸)$$

$$C_{s1} = \left(\frac{R}{C_d}\right)\frac{S_{D1}}{T_{1D}(\Omega_o B_{1D})} \qquad \text{برای } T_{1D} \geq T_s \qquad (۷-۲۹)$$

در این روابط، S_{DS} دامنه شتاب طیف طرح در محدوده دوره تناوب‌های کوتاه، S_{D1} دامنه شتاب طیف طرح در دوره تناوب ۱/۰ ثانیه، T_{1D} دوره تناوب موثر مود اصلی در زلزله طرح، و B_{1D} ضریب عددی است که از رابطه (۷-۷۰) برای نسبت میرایی موثر مود اصلی، β_{mD} $(m=1)$، و دوره تناوب سازه برابر T_{1D} محاسبه می‌شود. همینطور، مقادیر ضریب بزرگنمایی تغییر مکان جانبی، C_d، ضریب رفتار R_u، و ضریب اضافه مقاومت، Ω_0، برای سیستم سازه‌ای مورد نظر (بدون سامانه میراگر) از جدول (۳-۱) استخراج می‌شوند.

۷-۳-۵-۲-۵ تعیین دوره تناوب موثر مود اصلی: دوره تناوب موثر مود اصلی (m=۱) در زلزله طرح T_{1D}، و در زلزله بیشینه مورد نظر، T_{1M}، بر اساس خصوصیات نیرو-تغییرشکل سازه پس از تسلیم و یا طبق روابط (۷-۳۰) و (۷-۳۱) تعیین می‌شوند:

$$T_{1D} = T_1\sqrt{\mu_D} \qquad (۷-۳۰)$$

$$T_{1M} = T_1\sqrt{\mu_M} \qquad (۷-۳۱)$$

۷-۳-۵-۲-۶ ضریب پاسخ لرزه‌ای مودهای بالاتر: ضریب پاسخ لرزه‌ای مودهای بالاتر سازه، C_{Sm} $(m>1)$، در جهت مورد نظر از روابط (۷-۳۲) و (۷-۳۳) تعیین می‌شود:

$$C_{sm} = \left(\frac{R}{C_d}\right)\frac{S_{D1}}{\Omega_o B_{mD}} \qquad \text{برای } T_m < T_s \qquad (۷-۳۲)$$

$$C_{sm} = \left(\frac{R}{C_d}\right)\frac{S_{D1}}{T_m(\Omega_o B_{mD})} \qquad \text{برای } T_m \geq T_s \qquad (۷-۳۳)$$

که در آن T_m، دوره تناوب بر حسب ثانیه درمود m ام ارتعاش سازه در جهت مورد نظر بوده و B_{mD}، ضریب عددی است که از رابطه (۷-۷۰) برای نسبت میرایی موثر و دوره تناوب سازه برابر T_m محاسبه می‌شود.

۷-۳-۵-۲-۷ نیروی جانبی طرح: نیروی جانبی طرح در تراز i ناشی از مود m ام ارتعاش سازه، F_{im}، در جهت مورد نظر از رابطه (۷-۳۴) تعیین می‌شود:

$$F_{im} = w_i \phi_{im} \frac{\Gamma_m}{\bar{W}_m} V_m \qquad (۷-۳۴)$$

نیروهای طراحی اعضای باربر لرزه ای با استفاده از روش‌های SRSS یا CQC تعیین می‌شوند.

۷-۳-۵-۳ سامانه میراگر

نیروهای طراحی میراگرها و سایر اعضای سامانه میراگر باید بر اساس تغییر مکان‌های طبقه، تغییر مکان نسبی طبقه و سرعت حرکت طبقه مطابق بندهای بعدی تعیین شود.

تغییر مکان و سرعت مورد استفاده برای تعیین بیشینه نیروها در میراگرها در هر طبقه باید با در نظر گرفتن زاویه قرارگیری هر میراگر نسبت به افق و همچنین اثر افزایش پاسخ ناشی از پیچش مفروض در طراحی سیستم باربر لرزه‌ای تعیین شوند. تغییر مکان‌های کف در تراز i ام، δ_{iD}، و δ_{iM}، تغییر مکان‌های نسبی طبقه، Δ_D و Δ_M، و سرعت‌های طبقه V_D و V_M باید برای هر دو تراز زلزله طرح و زلزله بیشینه مورد نظر با توجه به این بخش محاسبه شوند.

۷-۳-۵-۳-۱ تغییر مکان طبقه در زلزله طرح: تغییر مکان طبقه i در مود m ام در زلزله طرح، δ_{imD}، در جهت مورد نظر باید مطابق رابطه (۷-۳۵) تعیین شود.

$$\delta_{imD} = D_{mD}\,\phi_{im} \qquad (۳۵-۷)$$

تغییر مکان کل طرح هر یک از طبقات سازه با استفاده از روش ترکیب SRSS یا CQC تغییر مکان‌های مودال ناشی از زلزله طرح محاسبه می‌شود.

۷-۳-۵-۳-۲ تغییر مکان بام در زلزله طرح: تغییر مکان‌های بام در مود اصلی $(m=1)$ و مودهای بالاتر $(m>1)$ ناشی از زلزله طرح، D_{1D} و D_{mD} ، در جهت مورد نظر از روابط (۷-۳۶) و (۷-۳۷) تعیین می‌شوند:

$$D_{1D} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1\frac{S_{DS}T_{1D}^2}{B_{1D}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1\frac{S_{DS}T_1^2}{B_{1E}} \qquad \text{برای } m = 1 \text{، } T_{1D} < T_s \qquad (۳۶-۷\text{-الف})$$

$$D_{1D} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1\frac{S_{D1}T_{1D}}{B_{1D}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1\frac{S_{D1}T_1}{B_{1E}} \qquad \text{برای } m = 1 \text{، } T_{1D} \geq T_s \qquad (۳۶-۷\text{-ب})$$

$$D_{mD} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_m\frac{S_{D1}T_m}{B_{mD}} \leq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_m\frac{S_{DS}T_m^2}{B_{mD}} \qquad \text{برای } m > 1 \qquad (۳۷-۷)$$

۷-۳-۵-۳-۳ تغییر مکان نسبی طبقه ناشی از زلزله طرح: تغییر مکان نسبی طرح طبقه در مود اصلی، Δ_{1D} $(m=1)$، و در مودهای بالاتر Δ_{mD} $(m>1)$ در جهت مورد نظر باید طبق بند ۳-۱۲ با استفاده از تغییر مکان‌های مودال بام حاصل از بند ۷-۳-۵-۳-۲ محاسبه شود. تغییر مکان نسبی کل طراحی طبقه، ∇_D ، باید با استفاده از روش ترکیب SRSS و یا روش CQC تغییر مکان‌های نسبی مودال زلزله طرح محاسبه شود.

۷-۳-۵-۳-۴ سرعت طبقه ناشی از زلزله طرح: سرعت طبقه در زلزله طرح در مود اصلی ∇_{1D} $(m=1)$، و مودهای بالاتر ارتعاش سازه، ∇_{mD} $(m>1)$ در جهت مورد نظر از روابط (۷-۳۸) و (۷-۳۹) محاسبه می‌شوند:

$$\nabla_{1D} = 2\pi \frac{\Delta_{1D}}{T_{1D}} \qquad \text{برای } m = 1 \text{،} \tag{۳۸-۷}$$

$$\nabla_{MD} = 2\pi \frac{\Delta_{mD}}{T_m} \qquad \text{برای } m > 1 \text{،} \tag{۳۹-۷}$$

سرعت کل طرح طبقه، ∇_D با استفاده از روش ترکیب SRSS و یا CQC سرعت‌های مودال ناشی از زلزله طرح محاسبه می‌شود.

۷-۳-۵-۳-۵ پاسخ زلزله بیشینه مورد نظر: حداکثر تغییر مکان کل مودال در تراز i ام، تغییر مکان نسبی طبقه و سرعت طبقه در زلزله بیشینه مورد نظر باید به ترتیب بر اساس بندهای ۷-۳-۵-۳-۱، ۷-۳-۵-۳-۳ و ۷-۳-۵-۳-۴ و با جایگزینی تغییر مکان بام در زلزله طرح با تغییر مکان بام در زلزله بیشینه مورد نظر محاسبه شوند. تغییر مکان بام در زلزله بیشینه مورد نظر در جهت انتخابی باید بر اساس روابط (۷-۴۰) و (۷-۴۱) محاسبه شود.

$$D_{1M} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1 \frac{S_{MS}T_{1M}^2}{B_{1M}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1 \frac{S_{MS}T_1^2}{B_{1E}} \qquad \text{برای } m = 1 \text{، } T_{1M} < T_s \tag{۴۰-۷-الف}$$

$$D_{1M} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1 \frac{S_{M1}T_{1M}}{B_{1M}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1 \frac{S_{M1}T_{1M}}{B_{1M}} \qquad \text{برای } m = 1 \text{، } T_{1M} \geq T_s \tag{۴۰-۷-ب}$$

$$D_{mM} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_m \frac{S_{M1}T_m}{B_{mM}} \leq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_m \frac{S_{MS}T_m^2}{B_{mM}} \qquad \text{برای } m > 1 \text{،} \tag{۴۱-۷}$$

در این روابط، B_{mM} یک ضریب عددی است که از رابطه (۷-۷۰) برای نسبت میرایی موثر، βmM ، و دوره تناوب سازه برابر T_m محاسبه می‌شود.

۷-۳-۶ روش استاتیکی معادل

در مواردی که استفاده از روش استاتیکی معادل برای طراحی سازه‌ها با سیستم میراگر مجاز باشد، ضوابط این بند اعمال خواهد شد.

۷-۳-۶-۱ مدل‌سازی

اعضای سیستم باربر لرزه‌ای باید بر اساس ضوابط فصل سوم مدلسازی شوند. برای تحلیل، سازه باید با تکیه‌گاه گیردار مدل شود. اعضای سامانه میراگر باید به گونه‌ای مدلسازی شوند که امکان تعیین نیروهای طراحی انتقالی از دستگاه میراگر به سیستم باربر لرزه‌ای

و نیز زمین فراهم گردد. سختی موثر میراگر وابسته به سرعت باید در مدلسازی لحاظ شود. اگر نسبت میرایی موثر با توجه به روش بند ۷-۳-۶-۴-۲ محاسبه شده و طبق ضوابط بندهای ۷-۳-۶-۲ و ۷-۳-۶-۳ برای اصلاح پاسخ استفاده شده باشد، نیازی به مدلسازی میراگر به صورت مجزا نیست. سختی وخصوصیات میراگر استفاده شده در مدل باید بر اساس آزمایش میراگر مطابق با پیوست (۱۰) بدست آید.

۷-۳-۶-۲ سیستم باربر لرزه‌ای

۷-۳-۶-۲-۱ برش پایه: برش پایه سیستم باربر لرزه‌ای، V، در امتداد مورد نظر باید با ترکیب دو مولفه مودی V_1 و V_R طبق رابطه (۷-۴۲) تعیین شود.

$$V = \sqrt{V_1^2 + V_R^2} \geq V_{min} \qquad (۴۲-۷)$$

که در آن V_1 برش پایه طراحی لرزه‌ای در مود اصلی در امتداد مورد نظر است که طبق بند ۷-۳-۶-۲-۲ تعیین می‌شود. V_R برش پایه طراحی لرزه‌ای در مود باقی‌مانده در امتداد مورد نظر است، که طبق بند ۷-۳-۶-۲-۶ تعیین می‌گردد.

۷-۳-۶-۲-۲ برش پایه مود اصلی: برش پایه مود اصلی، V_1، از رابطه (۷-۴۳) تعیین می‌شود.

$$V_1 = C_{s1}\overline{W}_1 \qquad (۴۳-۷)$$

C_{S1} ضریب پاسخ لرزه‌ای مود اصلی است که طبق بند ۷-۳-۶-۲-۴ تعیین می‌شود و $\overline{W}_1$ وزن موثر لرزه‌ای مود اصلی که شامل بخشی از بار زنده برطبق ضوابط فصل سوم است، از رابطه (۷-۴۴) تعیین می‌شود:

$$\overline{W}_1 = \frac{(\sum_{i=1}^{n} w_i \phi_{i1})^2}{\sum_{i=1}^{n} w_i \phi_{i1}^2} \qquad (۴۴-۷)$$

w_i بخشی از کل وزن موثر لرزه‌ای W است که به تراز i ام اختصاص یافته و ϕ_{i1} دامنه شکل مود اصلی در این تراز طبق بند ۷-۳-۶-۲-۳ می‌باشد.

۷-۳-۶-۲-۳ مشخصات مود اصلی: دامنه شکل مود اصلی در تراز امi، ϕ_{i1} و ضریب مشارکت آن Γ_1 طبق روابط (۷-۴۵) و (۷-۴۶) تعیین می‌شوند.

$$\emptyset_{i1} = \frac{h_i}{h_n} \qquad (۴۵-۷)$$

$$\Gamma_1 = \frac{\overline{W}_1}{\sum_{i=1}^{n} w_i \phi_{i1}} \qquad (۴۶-۷)$$

در این رابطه، h_i ارتفاع از تراز پایه تا تراز i ام و h_n ارتفاع سازه از تراز پایه تا تراز بام می‌باشد. دوره تناوب اصلی T_1 با استفاده از تحلیل مودال و مشخصه‌های ارتجاعی سازه و یا رابطه (۷-۴۷) تعیین می‌شود.

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^{n} f_i \delta_i}} \qquad (۴۷-۷)$$

در این رابطه، f_i نیروی جانبی در تراز i ام است که با توجه به ضوابط فصل سوم این آیین‌نامه توزیع شده است و δ_i تغییرشکل ارتجاعی در تراز i ام سازه ناشی از نیروی جانبی اعمالی f_i می‌باشد.

۷-۳-۶-۲-۴ ضریب پاسخ لرزه‌ای مود اصلی: ضریب پاسخ لرزه‌ای مود اصلی، C_{S1}، باید از روابط (۷-۴۸) یا (۷-۴۹) تعیین شوند. در این روابط، S_{DS} دامنه شتاب طیف طرح در محدوده پریودهای کوتاه، S_{D1} دامنه شتاب طیف طرح در پریود یک ثانیه، T_{1D} دوره تناوب موثر مود اصلی در زلزله طرح، و B_{1D} ضریب عددی است که از رابطه (۷-۷۰) برای نسبت میرایی موثر مود اصلی، β_{mD} $(m=1)$ ، و دوره تناوب سازه برابر T_{1D} محاسبه می‌شود. C_d، R_u و Ω_0 برای سیستم سازه‌ای مورد نظر (بدون سامانه میراگر) از جدول (۳-۱) استخراج می‌شوند.

$$C_{s1} = \left(\frac{R_u}{C_d}\right) \frac{S_{DS}}{\Omega_o B_{1D}} \qquad \text{برای} \quad T_{1D} < T_s \qquad (۴۸-۷)$$

$$C_{S1} = \left(\frac{R_u}{C_d}\right) \frac{S_{D1}}{T_{1D}(\Omega_o B_{1D})} \qquad \text{برای} \quad T_{1D} \geq T_s \qquad (۴۹-۷)$$

۷-۳-۶-۲-۵ دوره تناوب موثر مود اصلی: دوره تناوب موثر مود اصلی در زلزله طرح، T_{1D}، و در زلزله بیشینه موردنظر، T_{1M}، از روابط (۷-۵۰) یا (۷-۵۱) تعیین می‌شوند.

$$T_{1D} = T_1 \sqrt{\mu_D} \qquad (۵۰-۷)$$

$$T_{1M} = T_1 \sqrt{\mu_M} \qquad (۵۱-۷)$$

μ_D و μ_M به ترتیب شکل‌پذیری‌های موثر مورد نیاز ناشی از زلزله طرح و زلزله بیشینه موردنظر میباشند که بر اساس بند ۷-۳-۶-۴-۳ تعیین می‌شوند.

۷-۳-۶-۲-۶ برش پایه مود باقیمانده: برش پایه مود باقیمانده، V_R، از رابطه (۷-۵۲) تعیین می‌گردد.

$$V_R = C_{SR} \overline{W}_R \qquad (۵۲-۷)$$

C_{SR} ضریب پاسخ لرزه‌ای مود باقی‌مانده است که از رابطه (۷-۵۷) تعیین شده و $\bar{W}_R$ وزن موثر مودی مود باقیمانده سازه است که از رابطه (۷-۳۸) محاسبه می‌شود.

۷-۳-۶-۲-۷ مشخصات مود باقیمانده: دامنه شکل مود باقیمانده در تراز i ام، ϕ_{iR}، ضریب مشارکت آن، Γ_R، وزن لرزه‌ای موثر مود باقیمانده، $\bar{W}_R$، و دوره تناوب موثر مود باقیمانده، T_R، با استفاده از روابط (۷-۵۳) الی (۷-۵۶) تعیین می‌شوند.

$$\phi_{iR} = \frac{1-\Gamma_1 \phi_{i1}}{1-\Gamma_1} \quad (۵۳-۷)$$

$$\Gamma_R = 1 - \Gamma_1 \quad (۵۴-۷)$$

$$\bar{W}_R = W - \bar{W}_1 \quad (۵۵-۷)$$

$$T_R = 0.4T_1 \quad (۵۶-۷)$$

۷-۳-۶-۲-۸ ضریب پاسخ لرزه‌ای مود باقیمانده : ضریب پاسخ لرزه‌ای مود باقیمانده ،C_{SR}، از رابطه (۷-۵۷) تعیین می‌شود.

$$C_{SR} = \left(\frac{R_u}{C_d}\right)\frac{S_{DS}}{\Omega_o B_R} \quad (۵۷-۷)$$

B_R ضریب عددی است که از رابطه (۷-۷۰) برای نسبت میرایی موثر مود باقیمانده، β_R، و دوره تناوب سازه برابر با T_R محاسبه می‌شود.

۷-۳-۶-۲-۹ نیروی جانبی طراحی: نیروی جانبی طراحی برای اجزاء سیستم باربر لرزه‌ای ناشی از پاسخ مود اصلی، F_{i1}، و پاسخ مود باقیمانده، F_{iR}، در تراز i ام سازه در جهت مورد نظر با استفاده از روابط (۷-۵۸) و (۷-۵۹) تعیین می‌گردند:

$$F_{i1} = w_i \, \phi_{i1} \frac{\Gamma_1}{\bar{W}_1} V_1 \quad (۵۸-۷)$$

$$F_{iR} = w_i \, \phi_{iR} \frac{\Gamma_R}{\bar{W}_R} V_R \quad (۵۹-۷)$$

نیروهای طراحی اعضای سیستم باربر لرزه‌ای، با استفاده از روش SRSS روی نیروهای ناشی از مود اصلی و مود باقی‌مانده محاسبه می‌شوند.

۷-۳-۶-۳ سامانه میراگر

نیروهای طراحی در میراگرها و اجزاء دیگر سامانه میراگر بر اساس پارامترهای پاسخ تغییر مکان طبقه، تغییر مکان نسبی طبقه و سرعت نسبی طبقه تعیین می‌شوند. در تعیین

نیروی حداکثر هر میراگر باید زاویه قرارگیری میراگر نسبت به افق در نظر گرفته شده و اثر افزایش پاسخ ناشی از پیچش در طراحی سیستم باربر لرزه‌ای لحاظ شود.

۷-۳-۶-۳-۱ تغییر مکان طبقات ناشی از زلزله طرح: تغییر مکان کل طرح در هر طبقه از سازه در امتداد مورد نظر باید از تغییر مکان طبقات ناشی از مود اصلی و مود باقیمانده با استفاده از روش *SRSS* تعیین شود. تغییر مکان طبقات ناشی از مود اصلی و مود باقیمانده مربوط به زلزله طرح، δ_{i1D} و δ_{iRD}، در مرکز سختی تراز i ام سازه در امتداد مورد نظر از روابط (۷-۶۰) و (۷-۶۱) تعیین می‌شوند:

$$\delta_{i1D} = D_{1D}\,\phi_{i1} \qquad (۷-۶۰)$$

$$\delta_{iRD} = D_{RD}\,\phi_{iR} \qquad (۷-۶۱)$$

D_{1D} و D_{RD} تغییر مکان‌های طراحی مود اصلی و مود باقیمانده در مرکز سختی تراز بام سازه در امتداد مورد نظر می‌باشند.

۷-۳-۶-۳-۲ تغییر مکان بام ناشی از زلزله طرح: تغییر مکان‌های مود اصلی و مود باقیمانده ناشی از زلزله طرح، D_{1D}، D_{RD}، در مرکز سختی تراز بام سازه در امتداد مورد نظر با توجه به روابط (۷-۶۲) و (۷-۶۳) تعیین می‌گردند:

$$D_{1D} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1\frac{S_{DS}T_{1D}^2}{B_{1D}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1\frac{S_{DS}T_1^2}{B_{1E}} \qquad T_{1D} < T_s \qquad (۷-۶۲\text{-الف})$$

$$D_{1D} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1\frac{S_{D1}T_{1D}}{B_{1D}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1\frac{S_{D1}T_1}{B_{1E}} \qquad T_{1D} \geq T_s \qquad (۷-۶۲\text{-ب})$$

$$D_{RD} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_R\frac{S_{D1}T_R}{B_R} \leq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_R\frac{S_{DS}T_R^2}{B_R} \qquad (۷-۶۳)$$

۷-۳-۶-۳-۳ تغییر مکان نسبی طبقات در زلزله طرح: تغییر مکان نسبی طبقات در زلزله طرح از رابطه (۷-۶۴) محاسبه می‌شود.

$$\Delta_D = \sqrt{\Delta_{1D}^2 + \Delta_{RD}^2} \qquad (۷-۶۴)$$

Δ_{1D} و Δ_{RD}: به ترتیب تغییر مکان‌های نسبی طرح طبقه ناشی از مود اصلی و مود باقیمانده ارتعاش سازه در امتداد مورد نظر می‌باشند. Δ_{1D} و Δ_{RD} از تفاضل تغییر مکان‌های بالا و پایین هر طبقه، طبق بند ۷-۳-۶-۳-۱ تعیین می‌شوند.

۷-۳-۶-۳-۴ سرعت نسبی طبقات در زلزله طرح : سرعت نسبی طرح طبقه، ∇_D، در امتداد مورد نظر با استفاده از روابط (۷-۶۵) تا (۷-۶۷) محاسبه می‌شوند.

$$\nabla_D = \sqrt{\nabla_{1D}^2 + \nabla_{RD}^2} \quad (۶۵-۷)$$

$$\nabla_{1D} = 2\pi\frac{\Delta_{1D}}{T_{1D}} \quad (۶۶-۷)$$

$$\nabla_{RD} = 2\pi\frac{\Delta_{RD}}{T_R} \quad (۶۷-۷)$$

∇_{1D} و ∇_{RD}: به ترتیب سرعت نسبی طرح طبقه ناشی از مود اصلی و مود باقیمانده ارتعاش سازه در امتداد مورد نظر می‌باشند.

۷-۳-۶-۳-۵ پاسخ در زلزله بیشینه مورد نظر: تغییر مکان مودال کل مربوط به زلزله بیشینه مورد نظر در تراز i ام، تغییر مکان نسبی حداکثر طبقه، و سرعت نسبی حداکثر طبقه به ترتیب بر اساس روابط بندهای ۷-۳-۶-۳-۱، ۷-۳-۶-۳-۳ و ۷-۳-۶-۳-۴ با جایگذاری تغییر مکان حداکثر بام به جای تغییر مکان طرح بام تعیین می‌شوند. تغییر مکان حداکثر بام از روابط (۷-۶۸) و (۷-۶۹) تعیین می‌شوند.

$$D_{1M} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1\frac{S_{MS}T_{1M}^2}{B_{1M}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1\frac{S_{MS}T_1^2}{B_{1E}} \qquad T_{1M} < T_s \quad (۶۸-۷\text{-الف})$$

$$D_{1M} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1\frac{S_{M1}T_{1M}}{B_{1M}} \geq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_1\frac{S_{M1}T_1}{B_{1E}} \qquad T_{1M} \geq T_s \quad (۶۸-۷\text{-ب})$$

$$D_{RM} = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_R\frac{S_{M1}T_R}{B_R} \leq \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\Gamma_R\frac{S_{MS}T_R^2}{B_R} \quad (۶۹-۷)$$

B_{1M}: ضریب عددی که طبق رابطه (۷-۷۰) برای نسبت میرایی موثر برای مود اول، β_{mM} $(m=1)$، و دوره تناوب سازه T_{1M} محاسبه می‌شود.

۷-۳-۶-۴ اصلاح پاسخ سازه با وجود سامانه میراگر

مطابق ضوابط این بخش پاسخ سازه باید برای اثرات ناشی از سامانه میراگر اصلاح شود.

۷-۳-۶-۴-۱ ضریب عددی B: اگردوره تناوب سازه برابر و یا بزرگتر از T_0 (دوره تناوب آغاز ناحیه شتاب ثابت طیف طراحی) باشد، ضریب عددی B از رابطه (۷-۷۰) تعیین می‌شود. اگردوره تناوب سازه کمتر از T_0 باشد، این ضریب با درون یابی خطی بین مقدار ۱/۰ در دوره تناوب صفر (برای همه نسبت میرایی‌های موثر) و مقدار آن در دوره تناوب T_0 که با استفاده از نسبت میرایی موثر سازه در مود اول، از رابطه (۷-۷۰) محاسبه می‌شود، تعیین خواهد شد.

$$B_{V+I}\,,B_{mM}\,,B_{mD}\,,B_R\,,B_D\,,B_{1E}=\frac{4}{5\cdot 6-ln(100\beta)}\leq 4 \qquad (۷۰-۷)$$

۷-۳-۶-۴-۲ نسبت میرایی موثرکل: نسبت میرایی موثر کل در تغییر مکان طرح، β_{mD}، و یا در تغییر مکان ناشی از زلزله بیشینه مورد نظر، β_{mM}، در مود m ام ارتعاش سازه (مود اول یا مود باقیمانده) در جهت مورد نظر باید با استفاده از روابط (۷-۷۱-الف) و (۷-۷۱-ب) محاسبه شوند.

$$\beta_{mD}=\beta_I+\beta_{Vm}\sqrt{\mu_D}+\beta_{HD} \qquad (۷-۷۱-الف)$$

$$\beta_{mM}=\beta_I+\beta_{Vm}\sqrt{\mu_M}+\beta_{HM} \qquad (۷-۷۱-ب)$$

β_{HD} و β_{HM}: به ترتیب مولفه نسبت میرایی موثر سازه در امتداد مورد نظر ناشی از رفتار هیسترتیک پس از تسلیم سیستم باربر لرزه‌ای و اعضای سامانه میراگر در شکل‌پذیری موثر مورد نظر μ_D و μ_M می‌باشد.

B_I و β_{Vm}: به ترتیب مولفه نسبت میرایی موثر در سازه در امتداد مورد نظر ناشی از میرایی ذاتی اجزاء سازه و در مود m ام (مود اصلی یا مود باقیمانده) ناشی از میرایی ویسکوز توسط سامانه در آستانه تغییر مکان تسلیم سیستم باربر لرزه‌ای هستند.

μ_D و μ_M: شکل‌پذیری موثر مورد نیاز سیستم باربر لرزه‌ای در امتداد مورد نظر ناشی از زلزله طرح و زلزله بیشینه مورد نظر می‌باشند. شکل پذیری موثر مورد نیاز در مود باقیمانده برابر با ۱/۰ در نظر گرفته می‌شود.

۷-۳-۶-۴-۲-۱ نسبت میرایی ذاتی: نسبت میرایی ذاتی، β_I، باید مبتنی بر نوع مصالح، پیکربندی اجزاء سازه‌ای و غیرسازه‌ای، رفتار سازه و اجزاء غیرسازه‌ای با توجه به پاسخ دینامیکی سیستم باربر لرزه‌ای در آستانه تسلیم باشد. این مقدار نباید بیش از ۳٪ نسبت میرایی بحرانی برای مود اصلی و مود باقیمانده در نظر گرفته شود.

۷-۳-۶-۴-۲-۲ نسبت میرایی هیسترتیک: نسبت میرایی هیسترتیک سیستم باربر لرزه‌ای و اعضای سامانه میراگر باید بر اساس آزمایش یا تحلیل تعیین شده و یا با استفاده از روابط (۷-۷۲) و (۷-۷۳) محاسبه شوند:

$$\beta_{HD}=q_H(0.64-\beta_I)\left(1-\frac{1}{\mu_D}\right) \qquad (۷-۷۲)$$

$$\beta_{HM}=q_H(0.64-\beta_I)\left(1-\frac{1}{\mu_M}\right) \qquad (۷-۷۳)$$

q_H ضریب اصلاح حلقه هیسترزیس می‌باشد. در محاسبه میرایی هیسترتیک سیستم باربر لرزه‌ای و اعضای سامانه میراگر باید لاغر شدگی و عوامل دیگری که باعث کاهش مساحت حلقه هیسترزیس در حین چرخه‌های تکراری زلزله می‌شود، لحاظ گردد. بجز حالتی که تحلیل یا نتایج آزمایش مقادیر دیگری را تایید کند، کسری از مساحت حلقه هیسترزیس سیستم باربر لرزه‌ای برای طراحی مورد استفاده قرار می‌گیرد. بدین منظور ضریب اصلاح q_H از رابطه (۷-۷۴) محاسبه می‌شود:

$$0.50 \leq q_H = 0.67\frac{T_S}{T_1} \leq 1.0 \qquad (۷۴-۷)$$

میرایی هیسترتیک مود باقیمانده در امتداد مورد نظر صفر در نظر گرفته می‌شود.

۷-۳-۶-۴-۲-۳ نسبت میرایی ویسکوز: نسبت میرایی ویسکوز مود m ام، β_{Vm} (مود اول و مود باقیمانده)، باید با استفاده از روابط (۷-۷۵) و (۷-۷۶) محاسبه شود:

$$\beta_{Vm} = \frac{\sum_j W_{mj}}{4\pi W_m} \qquad (۷۵-۷)$$

$$W_m = \frac{1}{2}\sum_j F_{im}\delta_{im} \qquad (۷۶-۷)$$

W_{mj} کار انجام شده توسط وسیله میراگر j ام در یک چرخه کامل پاسخ دینامیکی متناظر با مود m ام در امتداد مورد نظر در جابجایی مودال δ_{im}، W_m انرژی کرنشی حداکثر در مود m ام در امتداد مورد نظر در تغییر مکان مودال δ_{im}، F_{im} نیروی اینرسی تراز i ام در مود m ام و δ_{im} تغییر مکان تراز i ام در مود m ام در مرکز سختی سازه در امتداد مورد نظر می‌باشند. نسبت میرایی ویسکوز مودال (β_{vm}) مربوط به میراگرهای وابسته به تغییر مکان باید بر اساس دامنه پاسخی برابر با تغییر مکان تسلیم موثر سازه محاسبه شود. در محاسبه کار انجام شده توسط میراگرها باید جهت‌گیری و میزان مشارکت هر دستگاه میراگر با توجه به مود ارتعاشی مورد نظر لحاظ شود.

۷-۳-۶-۴-۳ نیاز شکل‌پذیری موثردر سیستم باربر لرزه ای: نیاز شکل‌پذیری موثر سیستم باربر لرزه‌ای ناشی از زلزله طرح، μ_D، و شکل‌پذیری موثر ناشی از زلزله بیشینه مورد نظر، μ_M، با استفاده از روابط (۷-۷۷) تا (۷-۷۹) محاسبه می‌شوند.

$$\mu_D = \frac{D_{1D}}{D_Y} \geq 1 \qquad (۷۷-۷)$$

$$\mu_M = \frac{D_{1M}}{D_Y} \geq 1 \qquad (۷۸-۷)$$

$$D_Y = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right)\left(\frac{\Omega_o C_d}{R_u}\right)\Gamma_1 C_{S1} T_1^2 \qquad (۷۹-۷)$$

در این روابط ، D_Y تغییر مکان مرکز سختی تراز بام ساختمان در نقطه تسلیم موثر سیستم باربر لرزه‌ای است. شکل‌پذیری مورد نیاز طرح، μ_D، نباید از بیشینه نیاز شکل‌پذیری موثر، μ_{max}، ارائه شده در بند ۷-۳-۶-۴-۴ بیشتر شود.

۷-۳-۶-۴-۴ بیشینه نیاز شکل‌پذیری موثر برای تعیین ضریب اصلاح حلقه هیسترزیس، میرایی هیستریک و پارامترهای دیگر، بیشینه نیاز شکل‌پذیری موثر، μ_{max}، از روابط (۷-۸۰) و (۷-۸۱) محاسبه می‌شود.

$$\mu_{max} = 0.5[(R_u/(\Omega_o I))2 + 1] \qquad T_{1D} \leq T_S \qquad (۷-۸۰)$$

$$\mu_{max} = R_u/(\Omega_o I) \qquad T_1 \geq T_S \qquad (۷-۸۱)$$

برای$T_1<T_S<T_{1D}$، مقدار μ_{max}، باید از درون‌یابی خطی بین مقادیر روابط (۷-۸۰) و (۷-۸۱) تعیین شود.

۷-۳-۶-۵ اِعمال شبه استاتیکی نیروهای ناشی از میراگرها و معیارهای پذیرش در روش‌های استاتیکی معادل و طیفی

نیروهای طراحی و تغییر مکان‌های تعیین شده بر طبق روش تحلیل طیفی (بند ۷-۳-۵) یا روش استاتیکی معادل (بند ۷-۳-۶) ، با استفاده از ضوابط طراحی بر اساس مقاومت این آیین‌نامه و تحت اثر بارهای شبه استاتیکی ناشی از میراگرها کنترل خواهد شد. سیستم باربر لرزه‌ای، سامانه میراگر، شرایط بارگذاری شبه استاتیکی و معیارهای پذیرش طبق ضوابط این بند کنترل می‌شوند.

۷-۳-۶-۵-۱ سیستم باربر لرزه‌ای: سیستم باربر لرزه‌ای باید ضوابط فصل سوم این آیین‌نامه در ارتباط با برش پایه و همچنین نیروهای طراحی حاصل از بندهای ۷-۳-۶-۱ و ۷-۳-۶-۲ را برآورده سازند. تغییر مکان نسبی طراحی طبقه، Δ_D، تعیین شده در بند ۷-۳-۵-۳-۳ (روش طیفی) یا بند ۷-۳-۶-۳-۳ (روش استاتیکی معادل) نباید از R_u/C_d برابر تغییر مکان نسبی مجاز طبقه طبق بند ۳-۱۲ با احتساب اثر پیچش بیشتر شود.

۷-۳-۶-۵-۲ سامانه میراگر: سامانه میراگر باید الزامات فصل سوم را برای نیروهای لرزه‌ای طراحی و بارگذاری لرزه‌ای مشخص شده در بند ۷-۳-۶-۵-۳ تامین نماید.

۷-۳-۶-۵-۳ ترکیب اثرات بارگذاری: اثرات ناشی از بارهای ثقلی روی سامانه میراگر و اجزاء آن باید بر اساس ضوابط بند ۳-۱۹، با اثرات ناشی از مولفه افقی نیروی زلزله، Q_E تعریف شده در بند ۷-۳-۶-۵-۵ ترکیب شوند. ضریب نامعینی سازه، ρ، در همه موارد باید برابر ۱٫۰ در نظر گرفته شود و نیازی به استفاده از بارگذاری لرزه‌ای تشدید یافته برای طراحی سامانه میراگر نمی‌باشد.

۷-۳-۶-۵-۴ نیروهای طراحی مودال سامانه میراگر: نیروهای طراحی مودهای اصلی و باقیمانده سامانه میراگر باید بر اساس نوع میراگر و تغییر مکان ها و سرعتهای طراحی مودال طبقه بر اساس بند ۷-۳-۵-۳ (روش تحلیل طیفی) و یا بند ۷-۳-۶-۳ (روش استاتیکی معادل) محاسبه شوند. در صورت لزوم، تغییر مکان‌ها و سرعت‌های طراحی مودال محاسبه شده، باید برای رسیدن به تغییر مکان‌ها و سرعت‌های بدست آمده از روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی (بند ۷-۳-۴) افزایش داده شوند. برای میراگرهای وابسته به تغییر مکان، نیروهای طراحی لرزه‌ای باید بر اساس حداکثر نیروی ایجاد شده در این میراگرها در تغییر مکان‌هایی تا تغییر مکان نسبی طراحی طبقه Δ_D باشد. برای میراگرهای وابسته به سرعت نیز نیروی طراحی لرزه‌ای در هر مود ارتعاشی باید بر اساس حداکثر نیروی میراگر در سرعت‌های ایجاد شده تا سرعت طراحی طبقه در مود مورد نظر تعیین گردد. در تغییر مکان‌ها و سرعت‌های مورد استفاده در تعیین نیروهای طراحی سیستم‌های میرایی در هر طبقه، باید زاویه قرارگرفتن میراگر نسبت به افق و اثر افزایش پاسخ ناشی از حرکات پیچشی لحاظ شود.

۷-۳-۶-۵-۵ حالات بار لرزه‌ای و ترکیب پاسخ‌های مودال: نیروی طراحی لرزه‌ای، Q_E، در هر عضو سامانه میراگر برابر با حداکثر مقدار بدست آمده از سه حالت بارگذاری زیر می‌باشد:

۱- حالت حداکثر تغییر مکان نسبی: نیروی طراحی لرزه‌ای در حالت حداکثر تغییر مکان نسبی باید از رابطه (۷-۸۲) محاسبه شود.

$$Q_E = \Omega_o \sqrt{\sum_m (Q_{mSFRS})^2} \pm Q_{DSD} \qquad (۷-۸۲)$$

که در آن Q_{mSFRS} نیرو در عضوی از سامانه میراگر است که برابر با نیروی طراحی لرزه‌ای ایجاد شده در آن در مود m ام سازه در امتداد مورد نظر می‌باشد. همینطور، Q_{DSD} نیرو

در عضوی از سامانه میراگر جهت مقابله با نیروهای طراحی لرزه ای وابسته به تغییر مکان دستگاه‌های میراگر می‌باشد. نیروهای لرزه‌ای اعضای سامانه میراگر، Q_{DSD}، باید با اعمال نیروهای طراحی میراگرهای وابسته به تغییر مکان به سامانه میراگر به صورت نیروهای شبه استاتیکی محاسبه شوند. این نیروها باید در هر دو جهت مثبت و منفی در حداکثر تغییر مکان سازه اعمال شوند.

۲- حالت حداکثر سرعت نسبی: نیروی طراحی لرزه‌ای در مرحله حداکثر سرعت نسبی باید از رابطه (۷-۸۳) محاسبه شود.

$$Q_E = \sqrt{\sum_m (Q_{mSDV})^2} \qquad (۷-۸۳)$$

که در آن Q_{mSDV} نیرو در عضوی از سامانه میراگر است که برای مقابله با نیروهای طراحی لرزه‌ای دستگاه‌های میراگر وابسته به سرعت، در مود m ام ارتعاش سازه، در امتداد مورد نظر منظور می‌شود. نیروهای طراحی لرزه‌ای مودال در اعضای سامانه میراگر، Q_{mSDV}، باید با اعمال نیروهای طراحی مودال میراگر وابسته به سرعت به صورت نیروهای شبه استاتیکی به سامانه میراگر تغییرشکل نیافته، محاسبه شوند (سرعت نسبی از حاصل ضرب تغییر مکان نسبی دو انتهای میراگر در حالت حداکثر تغییر مکان نسبی در $\frac{2\pi}{T_m}$ بدست می‌آید). نیروی طراحی مودال محاسبه شده باید در راستایی سازگار با فرم تغییرشکل یافته سازه در مود مورد نظر اعمال شود. نیروهای مقاوم باید در تراز طبقه "i" از سامانه میراگر تغییرشکل نیافته به صورت همزمان با نیروهای طراحی دستگاه میراگر وابسته به سرعت به گونه‌ای اعمال شوند که تغییر مکان افقی در هر تراز از سازه برابر با صفر شود. در تراز هر طبقه، نیروهای بازدارنده جانبی باید متناسب با موقعیت بوده و در تراز جرم آن طبقه اعمال گردند.

۳- حالت حداکثر شتاب: نیروهای طراحی در حالت حداکثر شتاب از جذر مجموع مربعات نیروهای حاصل از حالت حداکثر تغییر مکان نسبی با اعمال ضریب C_{mFD} و نیروهای حاصل از حداکثر سرعت با اعمال ضریب C_{mFV} طبق رابطه (۷-۸۴) محاسبه می‌شود:

$$Q_E = \sqrt{\sum_m \left(C_{mFD}\Omega_o Q_{mSFRS} + C_{mFV}Q_{mDSV}\right)^2} \pm Q_{DSD} \qquad (۷-۸۴)$$

ضرایب نیرو، C_{mFD} و C_{mFV} باید به ترتیب از جداول (۷-۱) و (۷-۲) و با استفاده از مقادیر میرایی موثری که با رعایت الزاماتی بشرح زیر تعیین می‌شوند، محاسبه گردند:

- برای پاسخ مود اصلی *(m=1)* در جهت مورد نظر، ضرایب C_{1FD} و C_{1FV} باید بر اساس توان سرعت، α، که نیروی میراگر را به سرعت میراگر وابسته می‌کند، تعیین شوند.
- میرایی موثر مود اصلی باید برابر میرایی موثر کل مود اصلی منهای میرایی بخش هیسترتیک $(\beta_{1M}-\beta_{HM}$ یا $\beta_{1D}-\beta_{HD})$ در سطح پاسخ مورد نظر $(\mu=\mu_M$ یا $\mu=\mu_D)$ در نظر گرفته شود. برای پاسخ مودهای بالاتر $(m>1)$ یا مودهای باقی‌مانده در جهت مورد نظر، ضرایب C_{mFD} و C_{mFV} باید بر اساس مقدار α برابر ۱/۰ بدست آیند. میرایی مودال موثر باید برابر با میرایی موثر کل مود مورد نظر(β_{mM} یا β_{mD}) در نظر گرفته شود. برای تعیین ضریب C_{mFD}، نیازشکل‌پذیری باید برابر نیاز شکل‌پذیری مود اصلی$(\mu=\mu_M$ یا $\mu=\mu_D)$ فرض شود.

جدول ۷-۱ ضرایب نیرو C_{mFD}[۱و۲]

$CmFD^{۳}=۱$	$\mu \leq ۱/۰$				
	$\alpha \geq ۱/۰$	$\alpha = ۰/۷۵$	$\alpha = ۰/۵$	$\alpha \leq ۰/۲۵$	میرایی موثر
$\mu \geq ۱/۰$	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	≤۰/۰۵
$\mu \geq ۱/۰$	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۰/۱
$\mu \geq ۱/۱$	۰/۹۳	۰/۹۴	۰/۹۵	۱/۰۰	۰/۲
$\mu \geq ۱/۲$	۰/۸۶	۰/۸۸	۰/۹۲	۱/۰۰	۰/۳
$\mu \geq ۱/۳$	۰/۷۸	۰/۸۱	۰/۸۸	۱/۰۰	۰/۴
$\mu \geq ۱/۴$	۰/۷۱	۰/۷۳	۰/۸۴	۱/۰۰	۰/۵
$\mu \geq ۱/۶$	۰/۶۴	۰/۶۴	۰/۷۹	۱/۰۰	۰/۶
$\mu \geq ۱/۷$	۰/۵۸	۰/۵۵	۰/۷۵	۱/۰۰	۰/۷
$\mu \geq ۱/۹$	۰/۵۳	۰/۵۰	۰/۷۰	۱/۰۰	۰/۸
$\mu \geq ۲/۱$	۰/۵۰	۰/۵۰	۰/۶۶	۱/۰۰	۰/۹
$\mu \geq ۲/۲$	۰/۵۰	۰/۵۰	۰/۶۲	۱/۰۰	≥۱/۰

[۱] مقدار C_{mFD} برای سیستم های ویسکوالاستیک برابر ۱/۰ در نظر گرفته می شود، مگر نتایج تحلیل یا آزمایش مقادیر دیگری نشان دهند.

[۲] در مورد سایر ضرایب توان سرعت، α، و نیاز شکل پذیری، μ، می توان از درون یابی استفاده نمود.

[۳] برای نیاز شکل پذیری μ، بزرگتر از مقادیر ارائه شده در جدول ۷-۱، C_{mFD} برابر ۱/۰ در نظر گرفته شود.

جدول ۷-۲ ضرایب نیرو C_{mFV}[۱و۲]

میرایی موثر	$\alpha \leq$ ۰/۲۵	α = ۰/۵	α = ۰/۷۵	$\alpha \geq$ ۱/۰
≤۰/۰۵	۱/۰۰	۰/۳۵	۰/۲۰	۰/۱۰
۰/۱	۱/۰۰	۰/۴۴	۰/۳۱	۰/۲۰
۰/۲	۱/۰۰	۰/۵۶	۰/۴۶	۰/۳۷
۰/۳	۱/۰۰	۰/۶۴	۰/۵۸	۰/۵۱
۰/۴	۱/۰۰	۰/۷۰	۰/۶۹	۰/۶۲
۰/۵	۱/۰۰	۰/۷۵	۰/۷۷	۰/۷۱
۰/۶	۱/۰۰	۰/۸۰	۰/۸۴	۰/۷۷
۰/۷	۱/۰۰	۰/۸۳	۰/۹۰	۰/۸۱
۰/۸	۱/۰۰	۰/۹۰	۰/۹۴	۰/۹۰
۰/۹	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰
≥۱/۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰

[۱] مقدار C_{mFV} برای سیستم های ویسکوالاستیک برابر ۱/۰ در نظر گرفته می شود، مگر نتایج تحلیل یا آزمایش مقادیر دیگری نشان دهند

[۲] در مورد سایر ضرایب توان سرعت، α، می توان از درون یابی استفاده نمود.

۷-۳-۶-۵-۶ حدود پاسخ غیرخطی: اعضای سامانه میراگر می‌توانند تحت اثر بارهای طراحی رفتار غیرخطی داشته باشند به شرط آنکه تحلیل یا آزمایش نشان دهد که:

۱-پاسخ غیر ارتجاعی تاثیر نامطلوب بر کارکرد سامانه میراگر ندارد؛

۲-نیروهای اعضا محاسبه شده در بند ۷-۳-۶-۵-۵ با در نظر گرفتن Ω_o برابر با ۱/۰، از مقاومت مورد نیاز بر اساس ترکیب بارهای فصل سوم این آیین‌نامه بیشتر نمی‌شود.

پیوست‌ها

پیوست (۱)

نقشه‌های شتاب طیفی

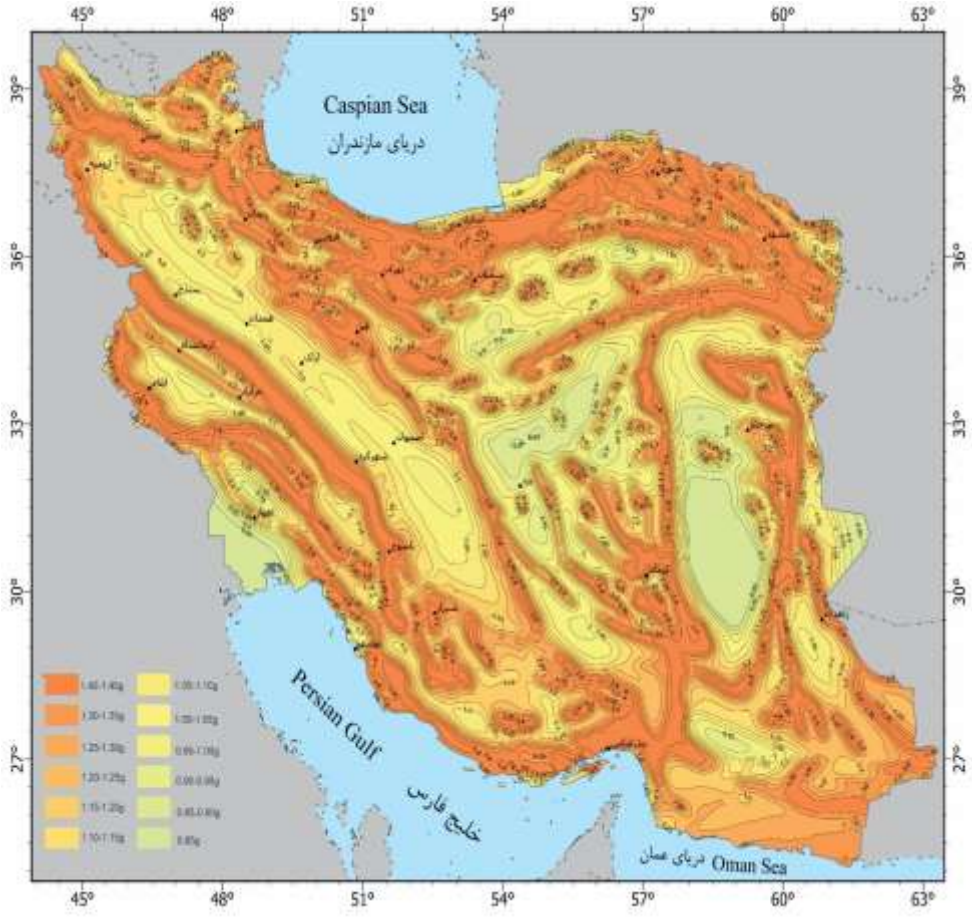
پ۱-۱ کلیات

در این پیوست نقشه‌های متناظر با مقادیر شتاب طیفی زلزله بیشینه مورد نظر با میرایی ۵٪ بر روی سنگ بستر، در زمان تناوب ۰٫۲ و یک ثانیه (S_S و S_1) و در قالب نقشه‌های شتاب طیفی ارائه می‌شود.

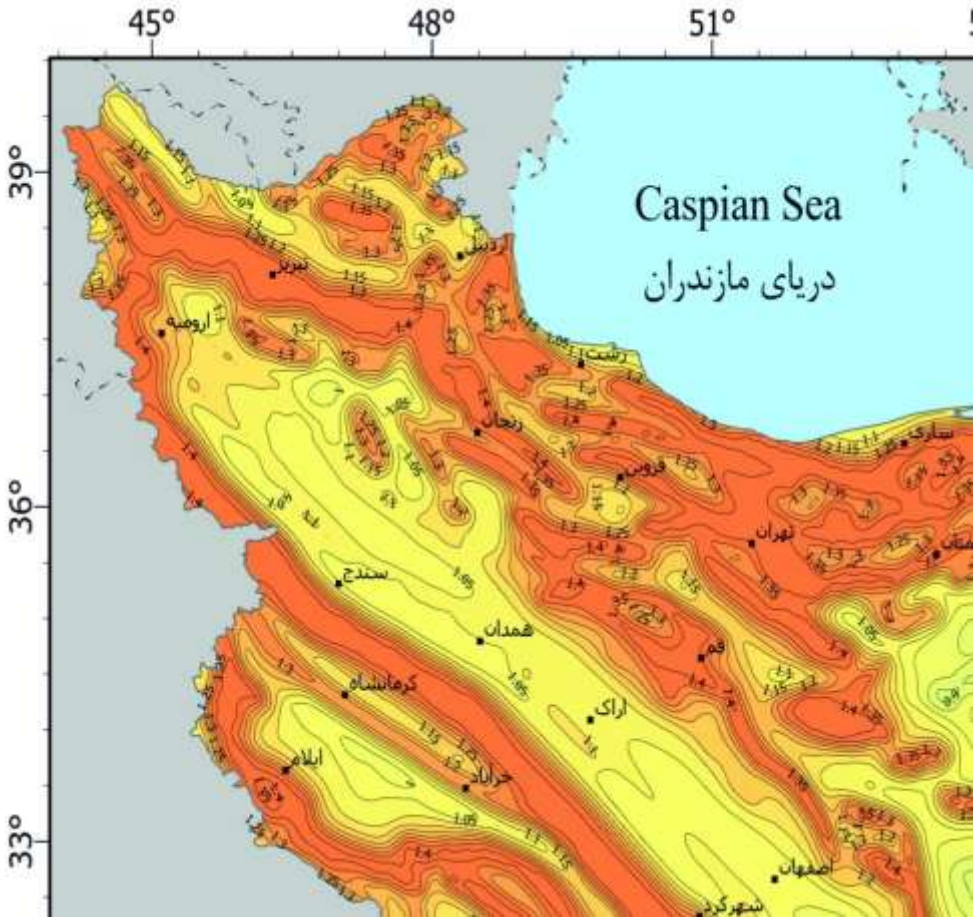
توجه: مطالعات مرتبط با تدقیق نقشه‌های شتاب طیفی به صورت مستمر زیر نظر کمیته دائمی آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در دست انجام است و اطلاع رسانی لازم در خصوص انتشار آخرین نقشه‌های قابل استناد، از طریق سایت رسمی مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی یا دبیرخانه دائمی آیین‌نامه صورت خواهد گرفت. در این مجلد، تصویر نقشه‌های مصوب اسفند ۱۴۰۴ ارائه شده است.

پ۱-۲ مقایر شتاب طیفی در زمان تناوب ۰٫۲ ثانیه (S_S)

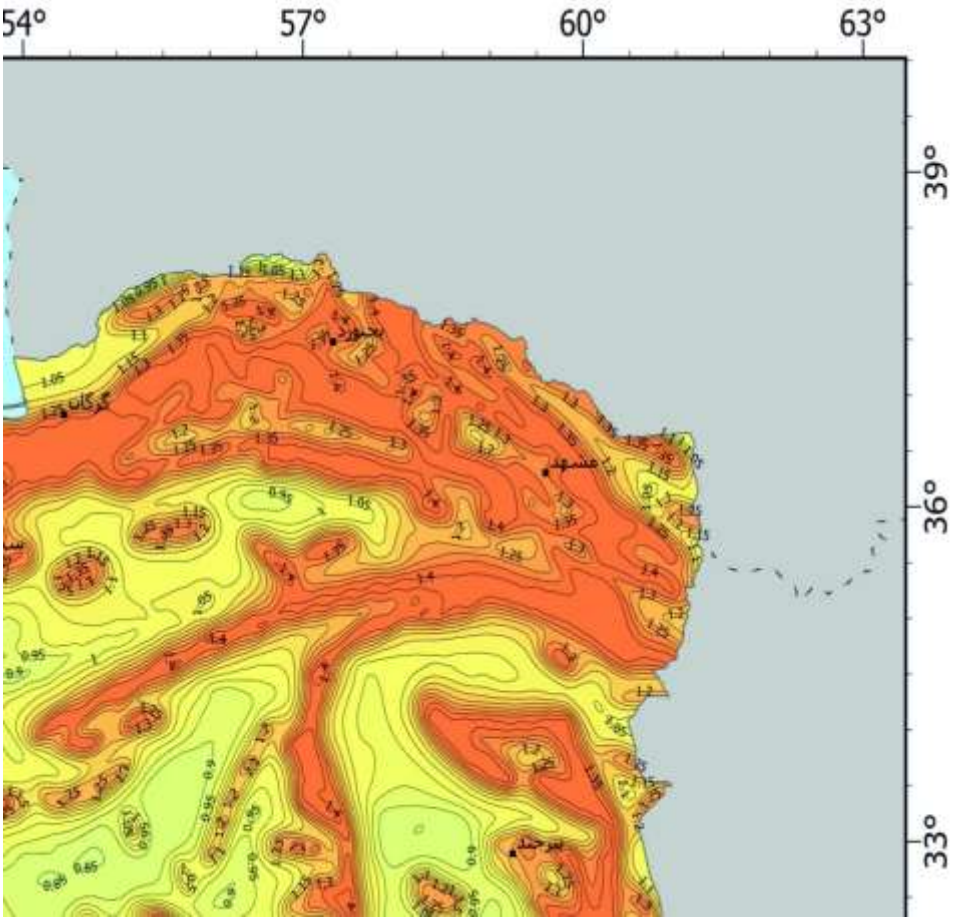
مقادیر شتاب طیفی زلزله بیشینه مورد نظر با میرایی ۰٫۵ بر روی سنگ بستر در زمان تناوب ۰٫۲ ثانیه (S_S) و برای یک مختصات جغرافیایی مشخص (x,y)، بر اساس نقشه (پ۱-۱) تعیین می‌شود. در صورت استفاده از این نقشه، در هیچ نقطه‌ای نباید مقدار S_S بیشتر از ۱٫۴ در نظر گرفته شود.



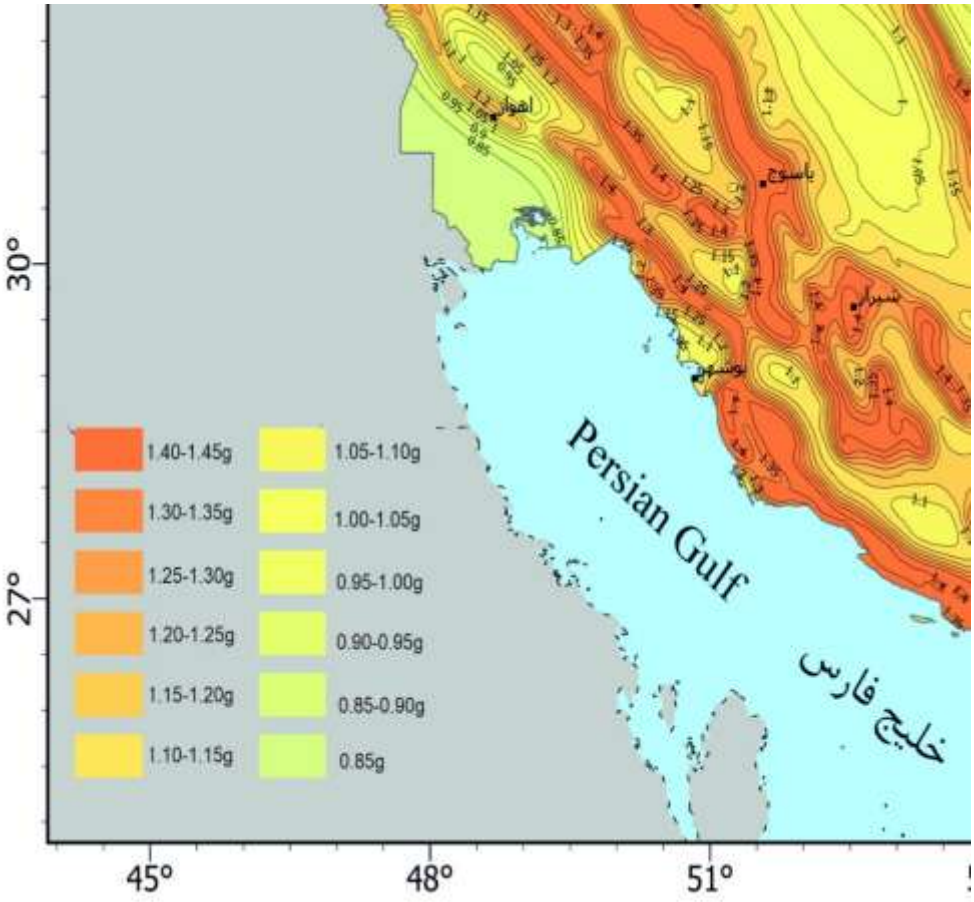
الف) گستره کامل ایران



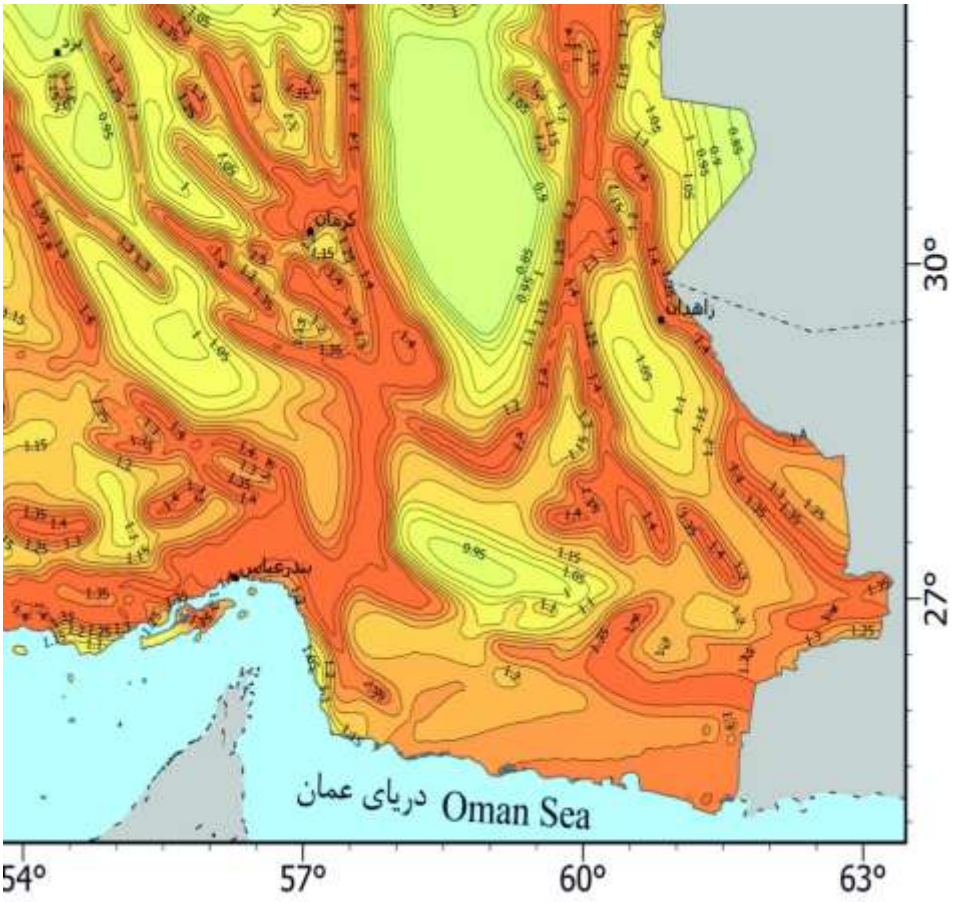
ب) یک چهارم شمال غرب ایران



پ) یک چهارم شمال شرق ایران



ت) یک چهارم جنوب غرب ایران

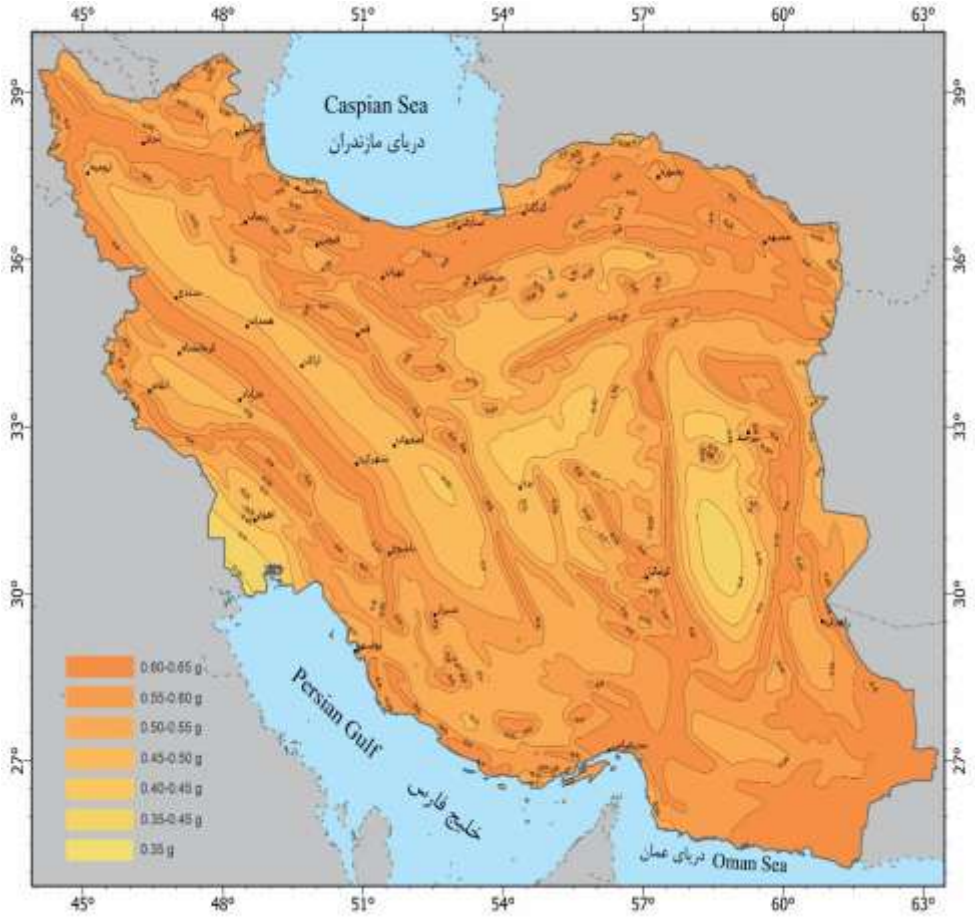


ث) یک چهارم جنوب شرق ایران

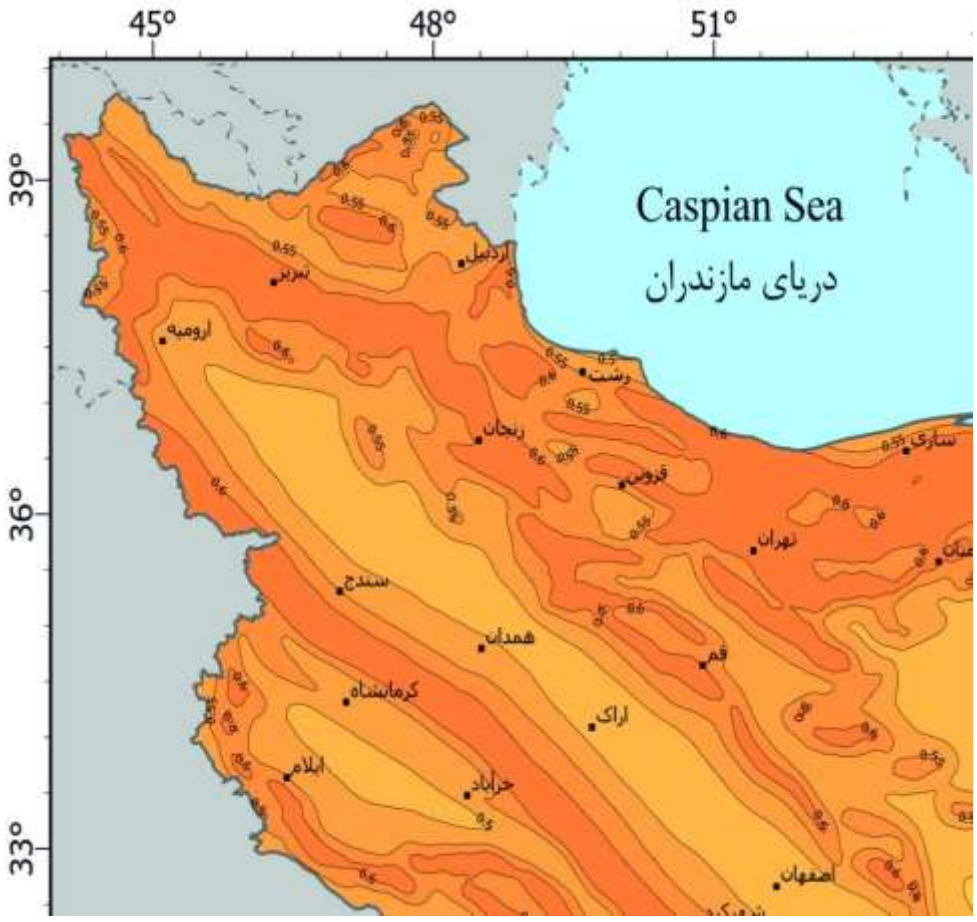
شکل پ۱-۱ نقشه همتراز مقادیر شتاب طیفی در زمان تناوب ۰/۲ ثانیه (S_S)

پ۱-۳ مقایر شتاب طیفی در زمان تناوب ۱ ثانیه (S_1)

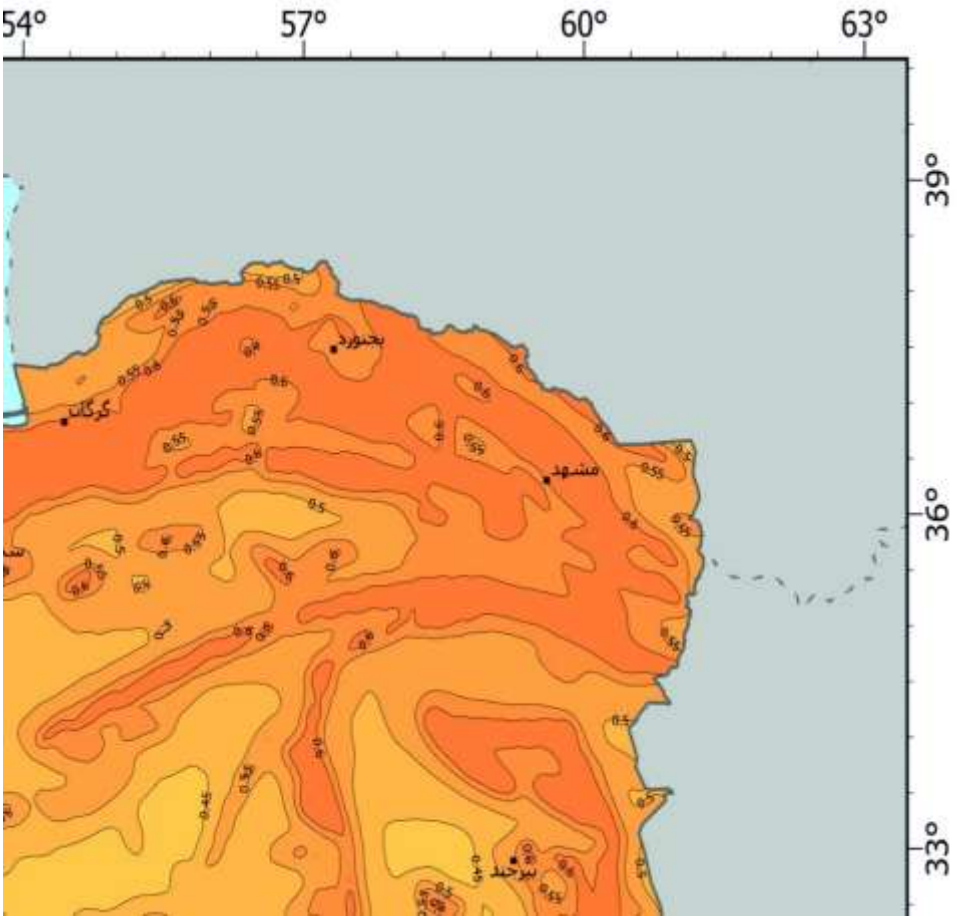
مقادیر شتاب طیفی زلزله بیشینه مورد نظر با میرایی ۰/۵ بر روی سنگ بستر در زمان تناوب ۱ ثانیه (S_1) برای یک مختصات جغرافیایی مشخص (x,y)، بر اساس نقشه (پ۱-۲) تعیین می شود. . در صورت استفاده از این نقشه، در هیچ نقطه‌ای نباید مقدار S_1 بیشتر از ۰/۶ در نظر گرفته شود.



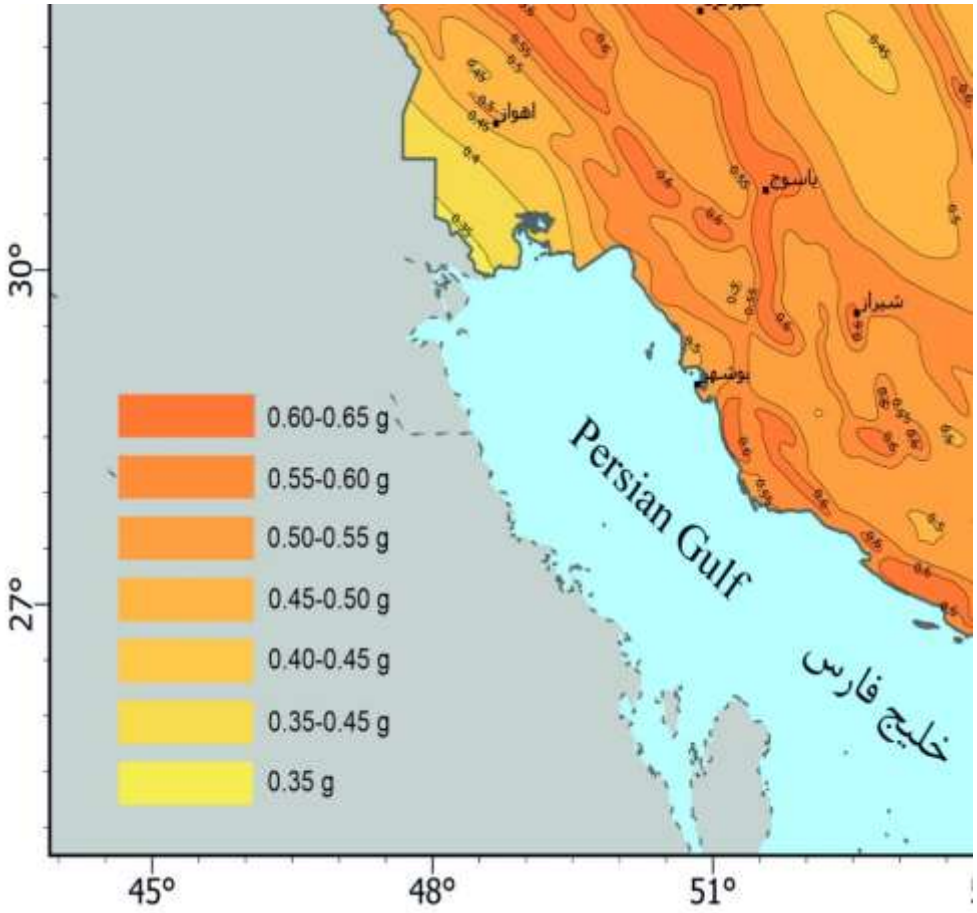
الف) گستره کامل ایران



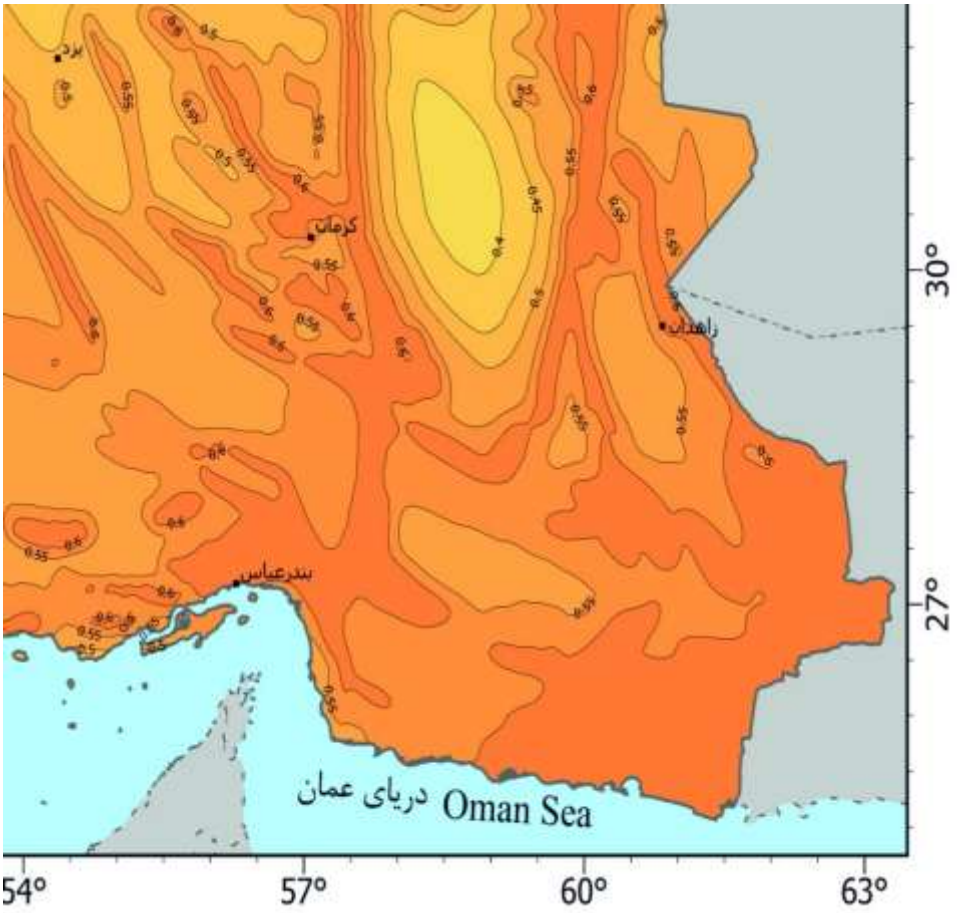
ب) یک چهارم شمال غرب ایران



پ) یک چهارم شمال شرق ایران



ت) یک چهارم جنوب غرب ایران



ث) یک چهارم جنوب شرق ایران

شکل پ۱-۲ نقشه همتراز مقادیر شتاب طیفی در زمان تناوب ۱ ثانیه (S_1)

پیوست (۲)

روشهای تحلیل غیرخطی و ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها

پ۲-۱ کلیات

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

پ۲-۲ دامنه کاربرد

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

پ۲-۳ سطوح خطر

در ارزیابی عملکرد سازهٔ ساختمان‌ها، دو سطح خطر که معرف سطح حرکات قوی زمین ناشی از زلزله اند، مد نظر می‌باشد.

سطح خطر ۱: این سطح خطر به‌عنوان "زلزلهٔ طرح" در بند ۱-۲ آیین‌نامه معرفی شده است. طیف هدف برای این سطح خطر، همان طیف طرح تعریف شده در بند ۲-۵ و بدون اعمال ضریب رفتار و ضریب اهمیت، یا طیف طرح ویژه ساختگاه، موضوع بند ۲-۸ است.

سطح خطر ۲: این سطح خطر معرف شدیدترین سطح جنبش زمین مورد استفاده است، که به عنوان " زلزلهٔ بیشینه موردنظر (MCE)" در بند ۱-۲ آیین‌نامه معرفی شده است. طیف پاسخ MCE را می‌توان از طریق ۱٫۵ برابر کردن طیف طرح تعریف شده در فصل ۲ و بدون اعمال ضریب رفتار و ضریب اهمیت، یا از طریق ساخت طیف طرح ویژه ساختگاه، موضوع بند ۲-۸، تهیه نمود.

پ۲-۴ سطوح عملکردی

در این پیوست، سطوح عملکردی زیر برای اجزاء سازه‌ای ساختمان‌ها منظور می‌شود.

سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که انتظار می‌رود در اثر وقوع زلزلهٔ متناظر با سطح خطر موردنظر، میزان خرابی‌های ایجاد شده، بسیار محدود و کم باشد؛ به‌گونه‌ای که تغییر قابل‌توجهی در مقاومت و سختی اجزاء سازه ایجاد نشود و بهره‌برداری بی‌وقفه از ساختمان، ممکن باشد.

سطح عملکرد خرابی محدود: به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که انتظار می‌رود در اثر وقوع زلزلهٔ متناظر با سطح خطر موردنظر، خرابی در سازه به میزان محدود ایجاد شود؛ لیکن میزان آسیب‌ها کمتر از سطح عملکرد ایمنی جانی باشد؛ به‌گونه‌ای که پس از زلزله با انجام مرمت بخش‌های آسیب دیده، ادامه بهره برداری از ساختمان میسر شود.

سطح عملکرد ایمنی جانی: به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که انتظار می‌رود در اثر وقوع زلزلهٔ متناظر با سطح خطر موردنظر، خرابی در سازه ایجاد شود، لیکن حاشیه مناسبی از ایمنی در مقابل فروریزش جزئی یا کلی سازه وجود داشته باشد و میزان آسیب‌های جانی کم باشد.

سطح عملکرد ایمنی جانی محدود: به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که انتظار می‌رود در اثر وقوع زلزلهٔ متناظر با سطح خطر موردنظر، خرابی در سازه ایجاد شود، لیکن میزان خرابی، از خرابی متناظر با سطح عملکرد آستانه فروریزش کمتر و از خرابی متناظر با سطح عملکرد ایمنی جانی بیشتر باشد.

سطح عملکرد آستانه فروریزش: به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که انتظار می‌رود در اثر وقوع زلزلهٔ متناظر با سطح خطر موردنظر، خرابی گسترده در سازه ایجاد شود؛ لیکن ساختمان، پایداری ثقلی خود را حفظ نموده و فرو نریزد.

پ۲-۵ اهداف عملکردی

اهداف عملکردی سازهٔ ساختمان‌ها تحت اثر زلزله در این پیوست به شرح زیر در نظر گرفته می‌شوند.

۱) سازهٔ ساختمان‌های با اهمیت متوسط، در زلزلهٔ سطح خطر ۱، سطح عملکرد ایمنی جانی و در سطح خطر ۲، سطح عملکرد آستانه فروریزش را تأمین نمایند.

۲) سازهٔ ساختمان‌های با اهمیت زیاد، در زلزلهٔ سطح خطر ۱، سطح عملکرد خرابی محدود و در سطح خطر ۲، سطح عملکرد ایمنی جانی محدود را تأمین نمایند.
۳) سازهٔ ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد، در زلزلهٔ سطح خطر ۱، سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه و در سطح خطر ۲، سطح عملکرد ایمنی جانی را تأمین نمایند.

پ۲-۶ ترکیب‌های بارگذاری

در طراحی و محاسبه سازهٔ ساختمان‌ها لازم است ابتدا سازه، تحت بارهای ثقلی و با ترکیب بارگذاری D+0.5L تحلیل شود. در این ترکیب‌بار، D، بار مرده و L، درصدی از بار زنده کاهش نیافته، مطابق با مبحث ششم مقررات ملی ساختمان است. در صورتی که بار زنده بیش از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع باشد، مقدار L برابر با ۸۰ درصد بار زنده کاهش‌نیافته در نظر گرفته می‌شود، و در سایر حالات، برابر با ۴۰ درصد بار زنده کاهش نیافته است. سپس سازهٔ بارگذاری شدهٔ ثقلی، تحلیل غیرخطی می‌شود. جرم موثر ساختمان در تحلیل لرزه‌ای سازه، مطابق بند ۳-۷-۴ تعیین می‌شود.

پ۲-۷ مشخصات غیرخطی اعضای سازه

پ۲-۷-۱ لازم است رفتار تمامی اعضای سازه که در عملکرد لرزه‌ای ساختمان، مؤثر محسوب می‌شوند، شامل جزئیات اتصال و چشمه اتصال، به نحو مناسب در مدل سازه منظور شود.
پ۲-۷-۲ مشخصات غیرخطی اعضای سازه در مدل‌سازی باید به لحاظ مقاومت، سختی و شکل‌پذیری، با داده‌های آزمایشگاهی یا مدل‌های تحلیلی معتبر، سازگار باشد.
پ۲-۷-۳ در تحلیل‌های دینامیکی، منحنی رفتار چرخه‌ای اعضا باید شامل مسیرهای باربرداری و بارگذاری مجدد بوده و به‌گونه‌ای تعریف شود که اثرات پدیده‌های هیسترزیس را به‌درستی در نظر گیرد.
پ۲-۷-۴ رابطهٔ پوش نیرو-تغییرشکل اعضا را می‌توان حداقل به‌صورت دو خطی در نظر گرفت. سختی ارتجاعی در ساختمان‌های بتن‌آرمه باید بر اساس مشخصات مقاطع ترک خورده در نظر گرفته شود. بدین منظور می‌توان از ضرایب اصلاح سختی معرفی شده در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان استفاده نمود. در اعضای شکل‌پذیر که انتظار می‌رود

رفتار غیرخطی داشته باشند، سختی ارتجاعی، سختی سکانت تا نقطه جاری شدن محسوب می‌شود. استفاده از رابطهٔ چند خطی نیرو-تغییرشکل که اثر سختی قبل و بعد از ترک‌خوردگی مقاطع اعضا را در نظر می‌گیرد مجاز است. همچنین، استفاده از روابط ارائه شده در آخرین ویرایش "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰ سازمان برنامه و بودجه کشور)" یا ویرایش‌های به روز مراجع معتبر بین‌المللی مجاز است.

پ۲-۷-۵ رفتار اعضای سازه به دو گروه، کنترل شونده توسط تغییرشکل و کنترل شونده توسط نیرو تقسیم می‌شود. رفتار کنترل شونده توسط تغییرشکل، مختص اعضایی است که پس از تسلیم و گذر از تغییرشکل‌های متناظر با مقاومت تسلیم عضو، دارای رفتاری شکل‌پذیر با ضریب شکل‌پذیری بیش از ۲ هستند. برای اعضای غیرشکل‌پذیر یا با شکل‌پذیری محدود (ضریب شکل‌پذیری کمتر از ۲)، رفتار از نوع کنترل‌شونده توسط نیرو فرض می‌شود. آن دسته از تلاش‌ها که بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی، با اعمال ضرایب اضافه مقاومت کنترل می‌شوند، کنترل‌شونده توسط نیرو در نظر گرفته می‌شوند.

رفتار تیرها در قاب‌های خمشی تحت اثر لنگر خمشی و مهاربندها در قاب‌های مهاربندی شده تحت اثر نیروی محوری نمونه‌هایی از رفتار کنترل شونده توسط تغییرشکل است. همچنین رفتار تیرها در قاب‌های خمشی تحت اثر برش و ستون‌ها در قاب‌های مهاربندی شده تحت اثر نیروی محوری نمونه‌هایی از رفتار کنترل شونده توسط نیرو است.

پ۲-۷-۶ ظرفیت اعضای با رفتار کنترل شونده توسط تغییرشکل که مقاومت مورد انتظار نامیده می‌شود، در اعضای بتنی بر مبنای ظرفیت حد نهایی اعضا مطابق با مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و در اعضای فولادی بر مبنای ظرفیت نهایی اعضا مطابق با مبحث دهم مقررات ملی ساختمان تعیین می‌شود. در محاسبه این مقاومت‌ها، تمامی ضرایب کاهش مقاومت (ϕ) برابر با یک در نظر گرفته شده و از مقاومت مورد انتظار مصالح استفاده می‌شود. مقاومت مورد انتظار مصالح از ضرب مقاومت مشخصه در اعداد ذکر شده در جدول (پ۲-۱) تعیین می‌شود. در تعیین ظرفیت اعضا باید اندرکنش تلاش‌های مختلف اعمالی به آن‌ها مانند اندرکنش نیروی محوری و لنگرهای خمشی، در نظر گرفته شود.

جدول پ۲-۱ ضرایب تبدیل مقاومت مشخصه به مقاومت مورد انتظار

مشخصات مصالح	ضریب تبدیل
تنش تسلیم ورق و پروفیل‌های فولادی	۱٫۱
مقاومت فشاری مشخصه بتن	۱٫۲۵
تنش کششی و تسلیم میلگرد	۱٫۱۵
تنش تسلیم دیگر مصالح فولادی (مانند میل	۱٫۲۵

پ۲-۷-۶ ظرفیت اعضای با رفتار کنترل‌شونده توسط نیرو، که کران پایین مقاومت نامیده می‌شود، در اعضای بتنی بر مبنای ظرفیت حد نهایی اعضا مطابق ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و در اعضای فولادی بر مبنای ظرفیت نهایی اعضا مطابق ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان تعیین می‌شود. در محاسبه این مقاومت‌ها، تمامی ضرایب کاهش مقاومت (ϕ) برابر با یک در نظر گرفته شده و از مقاومت مشخصه مصالح استفاده می‌شود. در تعیین ظرفیت اعضا باید اندرکنش تلاش‌های مختلف اعمالی به آن‌ها مانند اندرکنش نیروی محوری و لنگرهای خمشی، در نظر گرفته شود.

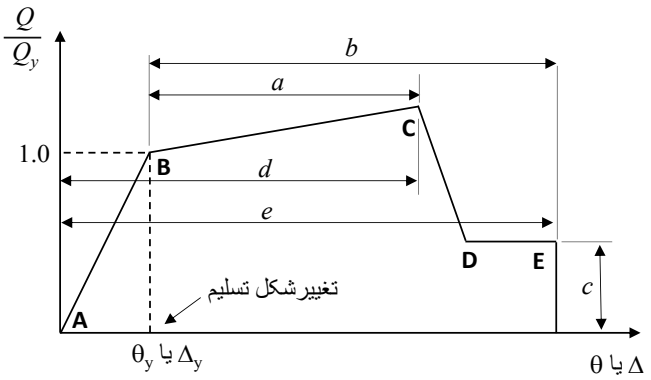
پ۲-۸ تحلیل استاتیکی غیرخطی

پ۲-۸-۱ ضوابط کلی

پ۲-۸-۱-۱ روش تحلیل استاتیکی غیرخطی را می‌توان برای برخی از سازه‌ها استفاده نمود. به‌منظور بررسی امکان استفاده از این روش باید سازهٔ ساختمان در دو مرحله، با استفاده از روش تحلیل دینامیکی طیفی خطی تحلیل شود. در تحلیل اول، صرفاً مود اول سازه در نظر گرفته شده و در تحلیل دوم، تمامی مودهای نوسان که مجموع جرم مؤثر آنها حداقل، ۹۰ درصد جرم کل ساختمان است در نظر گرفته شود. درصورتی‌که در طبقه‌ای از ساختمان، برش طبقه حاصل از تحلیل دوم، نسبت به برش همان طبقه از تحلیل اول، بیش از ۵۰ درصد افزایش یافته باشد استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی مجاز نیست. در این حالت، ارزیابی سازه باید به روش تاریخچه زمانی غیرخطی، مطابق ضوابط بند پ۲-۹ این پیوست انجام شود.

پ۲-۸-۱-۲ تکیه‌گاه سازه در تراز پی را می‌توان به صورت ثابت در نظر گرفت؛ مگر در مواردی که مطابق بند ۳-۱۵-۲، در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه در تحلیل سازه الزامی باشد.

پ۲-۸-۱-۳ به منظور شبیه سازی رفتار غیرخطی اعضا می‌توان از منحنی نیرو-تغییرشکل، مطابق شکل (پ۲-۱) استفاده نمود. اثرات سخت شدگی با در نظر گرفتن شیبی برابر با حداکثر ۳ درصد شیب قسمت ارتجاعی برای اعضای فولادی و حداکثر ۱۰ درصد شیب قسمت ارتجاعی برای اعضای بتن مسلح، تعریف می‌شود. در شکل (پ۲-۱)، پارامترهای Q و Q_y به ترتیب، نیروی تعمیم یافته و مقاومت نظیر حد رفتار مؤثر ارتجاعی عضو، و θ و Δ به ترتیب، معرف تغییرشکل چرخشی یا محوری عضو است.



شکل پ۲-۱ منحنی ساده شده نیرو-تغییرشکل اعضا

پ۲-۸-۱-۴ تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه، با اعمال بارهای ثقلی ثابت و بارهای جانبی رانشی انجام می‌شود. در انجام این تحلیل باید اثرات P–Δ نیز در نظر گرفته شود.

پ۲-۸-۱-۵ مدل سازه باید به‌صورت سه بعدی بوده و الزامات بند ۳-۷ را رعایت نماید. در مواردی‌که دیافراگم کف، صلب نباشد و همچنین در مواردی‌که اثرات رانش معکوس در سازه قابل‌ملاحظه باشد، در نظر گرفتن سختی دیافراگم در مدل سازه ضرورت دارد.

پ۲-۸-۱-۶ تحلیل سازه را می‌توان در هر امتداد اصلی افقی، به‌طور مستقل و بدون در نظر گرفتن اثر زلزلهٔ امتداد دیگر انجام داد؛ لیکن در ساختمان‌های نامنظم در پلان و نیز ساختمان‌هایی که دارای یک یا چند ستون مشترک در محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم لرزه‌ای در امتدادهای مختلف باشند، در نظر گرفتن اثر مؤلفه‌های افقی زلزله در دو

امتداد متعامد، به‌صورت هم‌زمان ضرورت دارد. در این حالت‌ها باید نیروها و تغییر مکان‌های جانبی نسبی طبقات، نظیر با ۱۰۰ درصد تغییر مکان هدف در امتداد مورد بررسی، همراه با نیروهای (و نه تغییر مکان‌های جانبی نسبی طبقات) نظیر با ۳۰ درصد تغییر مکان هدف در امتداد متعامد در نظر گرفته شود.

پ۲-۸-۲ توزیع بار جانبی

در تحلیل استاتیکی غیرخطی، الگوی بار جانبی در ارتفاع باید متناسب با شکل مود اصلی سازه در امتداد بارگذاری جانبی در نظر گرفته شود.

پ۲-۸-۳ منحنی ظرفیت

منحنی ظرفیت سازه که بیان رابطهٔ بین برش پایه و تغییر مکان نقطه کنترل است باید توسط روش تحلیل استاتیکی غیرخطی، از مقدار صفر تا تغییر مکانی معادل ۱۵۰ درصد تغییر مکان هدف، بر مبنای بند پ۲-۸-۵، یا حداکثر تغییر مکان قابل تحمل سازه تعیین گردد. مرکز جرم بام باید به‌عنوان محل نقطه کنترل در نظر گرفته شود. سقف خرپشته را نباید به‌عنوان مبنای تعیین محل نقطهٔ کنترل در نظر گرفت.

منحنی ظرفیت سازه باید به منحنی چند خطی تبدیل گردد تا برش پایه جاری‌شدن مؤثر سازه، V_y و تغییر مکان نظیر آن، Δ_y ، تعیین شود. در چند خطی کردن منحنی ظرفیت، مطابق شکل پ۲-۲، خط اول، از نقطه شروع با شیبی برابر با سختی جانبی مؤثر، K_e، رسم می‌گردد. سختی جانبی مؤثر، برابر سختی سکانت محاسبه شده در برش پایه نظیر ۶۰ درصد برش پایه جاری شدن مؤثر سازه در منحنی ظرفیت است. برش پایه جاری شدن مؤثر سازه نباید از حداکثر برش پایه در نقاط مختلف منحنی ظرفیت بیشتر باشد.

خط دوم، نماینده شیب 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 دوخطی، برابر سطح زیر منحنی رفتار غیرخطی تا نقطه (Δ_d و V_d) باشد. نقطه (Δ_d و V_d) روی منحنی ظرفیت سازه نقطه‌ای است که نشانگر تغییر مکان هدف یا تغییر مکان نظیر برش پایه حداکثر است. این نقطه باید بر اساس حداقل مقدار این دو تغییر مکان تعیین گردد.

خط سوم، نماینده شیب منفی بعد از افت مقاومت است که از نقطه انتهای شیب مثبت

در منحنی ظرفیت به مختصات (Δ_d و V_d) و نقطه‌ای که در آن، برش پایه به ۶۰ درصد برش پایه جاری‌شدن مؤثر سازه نزول می‌کند، می‌گذرد.

پ۲-۸-۴ زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان

زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان، T_e، از رابطهٔ (پ۲-۱) محاسبه می‌شود:

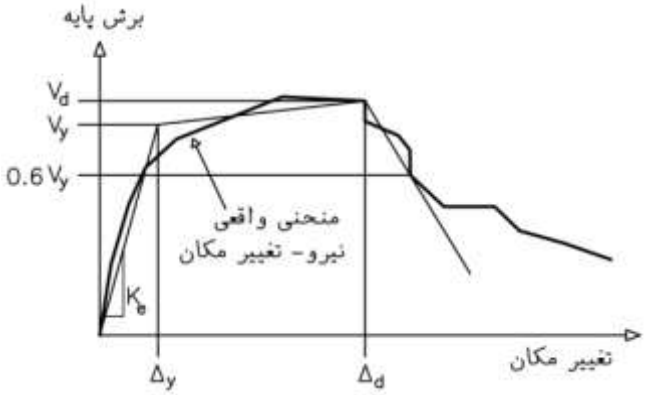
$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \qquad \text{(پ۲-۱)}$$

در رابطهٔ فوق:

T_i: زمان تناوب اصلی نوسان سازه برحسب ثانیه، که بر مبنای تحلیل مدل سازه با فرض رفتار خطی تعیین می‌شود؛

K_i: سختی جانبی ارتجاعی سازه (شیب خط مماس بر منحنی ظرفیت سازه در مبدأ) در امتداد موردنظر (شکل پ۲-۲)؛

K_e: سختی جانبی مؤثر سازه در امتداد موردنظر (شکل پ۲-۲).



شکل پ۲-۲ چندخطی کردن منحنی ظرفیت

پ۲-۸-۵ تغییر مکان هدف

مقدار تغییر مکان هدف در نقطه کنترل باید با استفاده از روش‌های معتبر محاسبه شود. این مقدار را می‌توان از رابطهٔ (پ۲-۲) محاسبه نمود.

$$\delta_t = C_0 C_1 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \qquad \text{(پ۲-۲)}$$

در رابطهٔ فوق:

T_e: زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان در امتداد موردنظر؛

g: شتاب ثقل؛

S_a: شتاب طیفی در زمان تناوب اصلی مؤثر، در سطح خطر موردنظر؛

C_0: ضریبی که مطابق رابطهٔ (پ۲-۳)، محاسبه می‌شود:

$$C_0 = \varphi_{1,r} \frac{\sum_{i=1}^{n} w_i \varphi_{1,i}}{\sum_{i=1}^{n} w_i \varphi_{1,i}^2} \qquad \text{(پ۲-۳)}$$

در رابطهٔ فوق، w_i و $\phi_{1,i}$ به ترتیب، وزن مؤثر لرزه‌ای و دامنه بردار شکل مود اول در تراز i و $\phi_{1,r}$ نیز دامنه شکل مود اول در تراز نقطه کنترل است. به‌عنوان روش جایگزین می‌توان مقدار C_0 را از جدول (پ۲-۲) انتخاب نمود.

جدول پ۲-۲ مقدار تقریبی ضریب C_0

تعداد طبقات ساختمان	۱	۲	۳	۵	۱۰ و بیشتر
مقدار تقریبی C_0*	۱	۱٫۲	۱٫۳	۱٫۴	۱٫۵

* برای مقادیر مابین حدود ارائه شده در جدول، از درون‌یابی خطی استفاده شود.

ضریب C_1 از روابط (پ۲-۴) الی (پ۲-۶) محاسبه می‌شود:

$$T_e \le 0.2 \quad \rightarrow \quad C_1 = 1 + 25\frac{(R_d - 1)}{a} \qquad \text{(پ۲-۴)}$$

$$0.2 < T_e < 1 \quad \rightarrow \quad C_1 = 1 + \frac{(R_d - 1)}{a T_e^2} \qquad \text{(پ۲-۵)}$$

$$T_e \ge 1 \quad \rightarrow \quad C_1 = 1 \qquad \text{(پ۲-۶)}$$

در روابط (پ۲-۴) و (پ۲-۵):

a: ضریب نوع زمین که از جدول (پ۲-۳) تعیین می‌شود؛

R_d: نسبت نیاز مقاومت ارتجاعی به مقاومت تسلیم که از رابطهٔ (پ۲-۷) محاسبه می‌شود.

$$R_d = \frac{S_a}{V_y / W} \qquad \text{(پ۲-۷)}$$

در رابطهٔ فوق:

S_a: شتاب طیفی نظیر با زمان تناوب اصلی مؤثر، T_e، در سطح خطر موردنظر؛

W: وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان.

جدول پ۲-۳ ضریب نوع زمین

نوع زمین	I	II	III، IV، V و VI
A	۱۳۰	۹۰	۶۰

پ۲-۸-۶ اثرات پیچش

در ساختمان‌های با دیافراگم‌های صلب یا نیمه‌صلب، افزایش نیروها و تغییر مکان‌های ناشی از پیچش ذاتی باید در تحلیل غیرخطی منظور شود. همچنین درصورتی‌که این ساختمان‌ها دارای نامنظمی در پلان از نوع نامنظمی پیچشی زیاد یا شدید باشند، باید برون مرکزی اتفاقی در هر امتداد به‌صورت جابجایی مرکز جرم نسبت به موقعیت واقعی آن و برابر با ۵ درصد بعد ساختمان، عمود بر امتداد جابجایی جرم و در هر دو سمت مرکز جرم در نظر گرفته شود؛ لیکن لازم نیست این جابجایی به‌صورت توأم در هر دو امتداد افقی متعامد سازه در نظر گرفته شود.

در مورد ساختمان‌های "انعطاف پذیر پیچشی" که پیچش در مود اول یا دوم آنها حاکم باشد، الگوهای متداول تحلیل استاتیکی غیرخطی ممکن است تغییر مکان‌ها در امتداد سخت (مقاوم) ساختمان را کمتر از مقادیر واقعی ارائه دهند. در چنین ساختمان‌هایی باید تغییر مکان‌های امتداد سخت، در مقایسه با ساختمان‌های متعادل پیچشی، افزایش یابد. بدین منظور می‌توان از ضریب بزرگنمایی برای تغییر مکان‌های امتداد سخت ساختمان استفاده نمود. این ضریب بزرگنمایی از تقسیم حداکثر تغییر مکان افقی به تغییر مکان متوسط طبقه محاسبه می‌شود و می‌توان آن را از تحلیل خطی دینامیکی طیفی مدل سه‌بعدی ساختمان تعیین نمود.

پ۲-۹ تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

پ۲-۹-۱ ضوابط کلی

پ۲-۹-۱-۱ در این روش، تحلیل دینامیکی سازه با اثر دادن شتاب زمین به صورت تابعی از زمان به تکیه‌گاه‌های سازه و محاسبه پاسخ مدل سازه، که در برگیرنده رفتار فرا ارتجاعی آن است انجام می‌شود. مدل سازه باید ضوابط بند پ۲-۷ را تأمین نماید.

پ۲-۹-۱-۲ تکیه‌گاه سازه در تراز پی را می‌توان به صورت ثابت در نظر گرفت؛ مگر در مواردی که مطابق بند ۳-۱۵-۲، در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه در تحلیل سازه الزامی باشد.

پ۲-۹-۱-۳ مدل سازه باید به صورت سه‌بعدی باشد و الزامات بند ۳-۷ و همچنین این بند را تأمین نماید. برای ساختمان‌های دارای زیرزمین، مدل سازه‌ای باید تا تراز پی امتداد یابد و شتاب زمین نیز باید در تکیه‌گاه‌ها به سازه اعمال گردد. تمام اعضایی از سازه که وجود آنها بر رفتار سازه در برابر شتاب‌نگاشت‌های اعمالی تاثیر عمده‌ای می‌گذارد باید در مدل موجود باشند. در مواردی‌که دیافراگم کف، صلب نباشد و همچنین در مواردی‌که اثرات رانش معکوس در سازه قابل ملاحظه باشد، در نظر گرفتن سختی دیافراگم در مدل سازه ضرورت دارد.

پ۲-۹-۱-۴ در تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی باید اثرات تحریک افقی در دو امتداد متعامد، به‌صورت هم‌زمان منظور شود. لیکن در مورد ساختمان‌های منظمی که دارای یک یا چند ستون مشترک در محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم لرزه‌ای در امتدادهای مختلف نباشند، می‌توان تحلیل را در هر امتداد اصلی افقی به‌طور مستقل انجام داد. همچنین در صورت وجود انقطاع در المان‌های قائم سیستم باربر ثقلی، لازم است اثرات تحریک قائم نیز به صورت همزمان منظور گردد.

پ۲-۹-۱-۵ در انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی باید اثرات $P-\Delta$ در نظر گرفته شود.

پ۲-۹-۱-۶ تحلیل سازه بر اساس روش تاریخچه زمانی غیرخطی باید توسط یک مرجع مستقل با صلاحیت، بررسی و تأیید شود. در این بررسی، موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد:

۱) شتاب‌نگاشت‌های به‌کار گرفته شده در تحلیل؛
۲) سازگاری مشخصات سازه با داده‌های به‌کار برده شده در مدل تحلیلی؛
۳) سازگاری ظرفیت‌های اعضای سازه با نتایج به‌دست آمده از تحلیل.

پ۲-۹-۲ شتاب‌نگاشت‌ها

پ۲-۹-۲-۱ انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها

شتاب‌نگاشت‌هایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند باید بر طبق ضوابط فصل دوم این آیین‌نامه انتخاب شده باشند. برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی لازم است مجموعه‌ای از حداقل ۱۱ زمین‌لرزه انتخاب شود. هرکدام از زمین‌لرزه‌ها باید شامل یک زوج شتاب‌نگاشت عمود بر هم و درمواردی که اثرات قائم زلزله نیز در نظر گرفته می‌شود، شامل یک شتاب‌نگاشت قائم نیز باشند. در مواردی که تعداد مورد نیاز از زوج شتاب‌نگاشت‌های مناسب ثبت شده در دسترس نباشد می‌توان از زوج شتاب‌نگاشت‌های شبیه‌سازی‌شدهٔ مناسب برای تکمیل تعداد آن‌ها استفاده نمود. برای ساختگاه‌های نزدیک گسل و سایر مناطقی که زلزلهٔ در نظر گرفته شده می‌تواند اثرات جهت‌پذیری و پالس سرعت را از خود بروز دهد، تعداد شتاب‌نگاشت‌های زمین لرزه با اثرات نزدیک گسل و جهت‌پذیری باید متناسب با احتمال بروز این خصوصیات باشد.

پ۲-۹-۲-۲ مقیاس نمودن شتاب‌نگاشت‌ها

شتاب‌نگاشت‌ها باید مطابق الزامات بند ۲-۱۰ فصل دوم این آیین‌نامه مقیاس شوند. طیف هدف برای برای مقیاس‌کردن شتاب‌نگاشت‌ها متناسب با سطح خطر زلزله، موضوع بند پ۲-۳، تعیین می‌شود.

پ۲-۹-۳ اعمال شتاب‌نگاشت‌ها به مدل سازه‌ای

برای انجام تحلیل، شتاب نگاشت‌های مقیاس شده باید به تکیه‌گاه‌های مدل سازه‌ای اعمال شوند. برای ساختگاه‌های نزدیک گسل، هر زوج شتاب‌نگاشت افقی متناظر با یک گسل مسبب زلزله باید در جهات عمود و موازی آن گسل به سازه اعمال گردند. درخصوص دیگر شتاب‌نگاشت‌های انتخابی برای سایت‌های نزدیک گسل و همچنین در دیگر ساختگاه‌ها، هر زوج شتاب‌نگاشت از زمین لرزه‌های افقی باید در دو امتداد عمود بر هم به ساختمان

اعمال شوند. در این حالت لازم است توزیع مؤلفه‌های شتاب‌نگاشت‌ها در این دو امتداد به‌گونه‌ای باشد که در محدوده دوره تناوبی مشخص شده در بند پ۲-۹-۲-۲، میانگین طیف‌های پاسخ مؤلفه‌های اعمالی در هر امتداد، حداکثر به مقدار ۱۰± درصد با میانگین طیف‌های پاسخ تمامی شتاب‌نگاشت‌های اعمالی، اختلاف داشته باشد. در خصوص برخی از ساختمان‌ها به شرح مذکور در بند پ۲-۹-۱-۴ می‌توان مؤلفه‌های افقی شتاب‌نگاشت‌های مقیاس‌شده را در دو امتداد متعامد، به‌طور مستقل به سازه اعمال نمود.

پ۲-۹-۴ پیچش

برون مرکزی ذاتی ناشی از اختلاف بین مرکز جرم و سختی در هر تراز باید در تحلیل ساختمان‌های با دیافراگم‌های صلب یا نیمه‌صلب در نظر گرفته شود. همچنین درصورتی‌که این ساختمان‌ها دارای نامنظمی در پلان از نوع نامنظمی پیچشی زیاد یا شدید باشند، برون مرکزی اتفاقی نیز باید در هر امتداد، به‌صورت جابجایی مرکز جرم نسبت به موقعیت واقعی آن و برابر با ۵ درصد بعد ساختمان، عمود بر امتداد جابجایی جرم و در هر دو سمت مرکز جرم در نظر گرفته شود؛ لیکن لازم نیست این جابجایی به‌صورت توأم در هر دو امتداد افقی متعامد سازه در نظر گرفته شود.

به‌عنوان روش جایگزین برای اعمال اثر پیچش اتفاقی، می‌توان اثرات پیچش اتفاقی را تحت یک زوج شتاب‌نگاشت که تقاضای نیرویی بیشتری در اعضای کنترل‌شونده توسط نیرو نسبت به مقدار میانگین حاصل از مجموعه شتاب‌نگاشت‌های انتخابی ایجاد نماید، بررسی کرد. در این روش، نسبت حداکثر نیازهای محاسبه‌شده با اعمال پیچش اتفاقی به حداکثر نیازهای محاسبه‌شده بدون پیچش اتفاقی، λ، برای تلاش‌های مختلف ایجاد شده در اعضاء تعیین می‌شود. چنانچه این نسبت برای هر تلاش بیش از ۱٫۲۰ باشد، باید حدود مجاز نیرو و تغییرشکل برای آن تلاش در بررسی معیارهای پذیرش، بر مقدار λ متناظر تقسیم شود.

پ۲-۹-۵ میرایی

اتلاف انرژی چرخه‌ای اعضای سازه‌ای باید به‌صورت مستقیم مدل شود. همچنین باید میرایی ذاتی غیر مرتبط با رفتار غیر ارتجاعی اعضای سازه، متناسب با نوع سازه مدل شود

و نسبت این میرایی ویسکوز معادل نباید بیشتر از ۲/۵ درصد برای تمامی مودهای نوسانی که مجموع جرم‌های مؤثر مودی آنها، حداقل برابر ۹۰ درصد جرم کل ساختمان باشد، در نظر گرفته شود.

پ۲-۹-۶ بازتاب‌های غیرقابل پذیرش

در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، در صورت وقوع هر یک از شرایط زیر، نتایج حاصل از تحلیل تحت آن زوج شتاب‌نگاشت، غیرقابل پذیرش تلقی می‌شوند:

الف- تحلیل عددی همگرا نشود.

ب- تغییرشکل ایجاد شده در اعضای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل از دامنه‌ی معتبر مدل‌سازی فراتر رود.

پ- نیروهای ایجاد شده در اعضای کنترل‌شونده توسط نیرو از ظرفیت عضو تجاوز کند.

ت- تغییرشکل‌های ایجاد شده در اعضایی که به‌صورت صریح مدل نشده‌اند از حدود تغییرشکلی که در آن عضو قادر به تحمل بارهای ثقلی نیست فراتر رود.

ث-نسبت بیشینه‌ی تغییر مکان نسبی آنی طبقه، از ۱۵۰ درصد مقدار مجاز مطابق بند پ-۲-۱۰-۴ تجاوز کند.

ج- در سازه‌هایی با ارتفاع بیش از ۵۰ متر از تراز پایه، تغییر مکان جانبی نسبی پسماند طبقات در سطح خطر ۲، از مقدار ۰/۰۱۵h تجاوز کند.

وقوع بازتاب‌های غیرقابل پذیرش در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی مجاز نمی‌باشد. در صورت بروز چنین حالتی، باید نسبت به اصلاح طرح سازه اقدام نمود. با این وجود، در ساختمان‌های با اهمیت کم یا متوسط، می‌توان مطابق بند پ۲-۹-۷، نتایج حاصل از یک زوج شتاب‌نگاشت که منجر به بازتاب‌های غیرقابل پذیرش شده است را از مجموعه‌ی نتایج تحلیل حذف نمود.

پ۲-۹-۷ پارامترهای بازتاب سازه

در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، بازتاب نهایی سازه شامل تلاش‌های ایجاد شده در اعضا، تغییرشکل اعضا و تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، برابر با میانگین حداکثر بازتاب‌های حاصل از تحلیل سازه با ۱۱ زوج شتاب‌نگاشتِ اعمال شده به سازه است. در

تعیین بازتاب نهایی هر یک از اعضا می‌توان نتایج یکی از زوج شتاب‌نگاشت‌ها را حذف نمود. در این حالت، بازتاب نهایی عضو باید برابر با ۱٫۲ برابر میانهٔ حداکثر بازتاب‌های به‌دست آمده از تحلیل سازه با ۱۰ زوج شتاب‌نگاشت در نظر گرفته شود؛ لیکن مقدار آن نباید از میانگین حداکثر بازتاب‌های به‌دست آمده از این ۱۰ زوج شتاب‌نگاشت، کمتر باشد.

پ۲-۱۰ معیارهای پذیرش در تحلیل‌های غیرخطی

پ۲-۱۰-۱ کنترل مقاومت اعضا در خصوص تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل با توجه به بازتاب‌های حاصل از تحلیل، ضروری نیست. در مورد آن دسته از تلاش‌هایی که کنترل آنها با توجه به ضرایب اضافه مقاومت در روش‌های تحلیل خطی ضروری است (تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو)، مقادیر تلاش‌های حاصل از تحلیل غیرخطی استاتیکی در تغییر مکان هدف یا حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی باید بدون اعمال ضریب اضافه مقاومت، مورد استفاده قرار گیرند. تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو که رفتار نیرو- تغییرشکل آن‌ها به‌صورت صریح و تردشکن در مدل عددی منظور نشده است، در صورتی قابل قبول محسوب می‌شوند که رابطه (پ۲-۸) برقرار باشد.

$$\gamma\chi(Q_{UF} - Q_G) + Q_G \leq Q_{CK} \qquad (پ۲-۸)$$

که در آن Q_{UF}، تلاش نیرویی ایجاد شده در عضو تحت بار ثقلی و زلزله، Q_G، تلاش ایجاد شده در عضو ناشی از بار ثقلی و Q_{CK} مقاومت اسمی عضو بر اساس مقاومت مشخصه مصالح می باشد. ضریب χ در سطح عملکرد ایمنی جانی و سطوح عملکرد بالاتر از ایمنی جانی برابر با ۱٫۳، در سطح عملکرد ایمنی جانی محدود برابر ۱٫۱۵ و در سطح عملکرد آستانه فروریزش برابر ۱ می‌باشد. ضریب γ برای عضوی که گسیختگی آن می‌تواند منجر به فروریزش جزئی یا کلی سازه گردد برابر با ۱٫۳ و در بقیه حالات برابر ۱ می‌باشد. حاصل‌ضرب $\gamma\chi$ لازم نیست بیشتر از ۱٫۵ منظور شود.

پ۲-۱۰-۲ درخصوص تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل، ارزیابی کفایت ظرفیت اعضا و اتصالات در تحمل تغییرشکل‌های نیاز لرزه‌ای، حاصل از تحلیل‌های غیرخطی باید بر اساس نتایج مطالعات آزمایشگاهی برای مدل‌های مشابه آن اعضا و اتصالات انجام گیرد. به‌جای انجام مطالعات آزمایشگاهی می‌توان برای تعیین ظرفیت تغییرشکل اعضا و معیارهای پذیرش از آخرین ویرایش نشریه ۳۶۰ سازمان برنامه و بودجه کشور یا

ویرایش‌های به روز مراجع معتبر بین‌المللی استفاده نمود. در این حالت، برای سطح عملکرد خرابی محدود می‌توان از میانگین معیارهای پذیرش سطوح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه و ایمنی جانی و برای سطح عملکرد ایمنی جانی محدود، از میانگین معیارهای پذیرش سطوح عملکرد ایمنی جانی و آستانه فروریزش استفاده نمود.

پ۲-۱۰-۳ در ساختمان‌هایی که ضریب نامعینی سازه، مطابق بند ۳-۵، در هر دو امتداد متعامد ساختمان برابر ۱/۰ باشد، تعدادی از اعضای با رفتارهای کنترل شونده توسط تغییرشکل می‌توانند در سطح عملکرد موردنظر، تغییرشکل‌های خمیری به مقدار حداکثر ۲۰ درصد بیشتر از مقادیر مجاز ارائه شده در بند پ۲-۱۰-۲ داشته باشند؛ منوط به آن‌که مجموع سهم این اعضا در تحمل برش طبقه در تحلیل‌های خطی، از ۲۵ درصد برش طبقه کمتر باشد. همچنین، حداکثر ۲۰ درصد تیرهای قاب‌های خمشی در هر طبقه می‌توانند تغییرشکل‌های خمیری به مقدار حداکثر ۲۰ درصد، بیش از مقادیر مجاز داشته باشند.

پ۲-۱۰-۴ حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات، حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی در تغییر مکان هدف یا حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی مطابق بند پ۲-۹-۷، نباید در سطح خطر ۱، از مقادیر مجاز معرفی شده در بند ۳-۱۲-۳ و در سطح خطر ۲، از ۲ برابر مقادیر مجاز مذکور بیشتر باشد.

پ۲-۱۰-۵ میانگین حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی پسماند طبقات، حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی مطابق بند پ۲-۹-۷، در ساختمان‌های با ارتفاع بیش از ۵۰ متر از تراز پایه نباید از ۰٫۰۱h بیشتر باشد.

پ۲-۱۰-۶ در روش استاتیکی غیرخطی لازم است پس از بارگذاری جانبی سازه و رسیدن به تغییر مکان هدف، کفایت باربری ثقلی سازه پس از باربرداری جانبی، مجدداً کنترل گردد.

پ۲-۱۰-۷ اعضایی که عضوی از سیستم مقاوم لرزه‌ای نیستند باید تحت جابجایی‌های ساختمان که از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت مجموعه شتاب‌نگاشت‌های اعمالی و مطابق بند پ۲-۹-۷ حاصل گردیده است، یا تحت جابجایی‌های متناظر با تغییر مکان هدف در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی، قادر به تحمل نیروهای ناشی از بارهای ثقلی و آثار P-Δ باشند.

پ۲-۱۰-۸ تحت نیروهای اعمالی از سازه، خاک پی باید حسب مورد، ضوابط بندهای پ۲-۱۰-۸-۱ و پ۲-۱۰-۸-۲، و سازهٔ پی باید ضوابط بند پ۲-۱۰-۸-۳ را اقناع نمایند. ارزیابی خاک و سازهٔ پی، در روش استاتیکی غیرخطی تحت نیروهای اعمالی در برش پایه متناظر با تغییر مکان هدف و در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، تحت بازتاب‌های نهایی تعیین شده بر اساس بند پ۲-۹-۷، صورت می‌گیرد.

پ۲-۱۰-۸-۱ درصورتی که در مدل سازه، تکیه‌گاه سازه در تراز پی، به صورت ثابت در نظر گرفته شده است، تنش اعمالی به خاک پی نباید از ظرفیت نهایی خاک، بیشتر شود. در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه، هیچ نقطه‌ای از سازهٔ پی نباید از خاک پی جدا شود؛ در غیر این صورت باید تحلیل سازه با در نظر گرفتن اثرات انعطاف‌پذیری پی انجام شود.

پ۲-۱۰-۸-۲ درصورت در نظر گرفتن تکیه‌گاه سازه به صورت انعطاف‌پذیر، تغییر مکان‌های ایجاد شده در تراز پی در صورتی قابل پذیرش هستند که نیروها و تغییر مکان‌های ایجاد شده در سازهٔ ساختمان، در محدوده معیارهای پذیرش این اعضا باشند.

پ۲-۱۰-۸-۳ تلاش‌های داخلی ایجاد شده در سازهٔ پی نباید از ظرفیت کران پایین آن بیشتر شود.

پیوست (۳)

دیافراگم‌ها

پ۳-۱ کلیات

مجموعهٔ سیستم مقاوم ساختمان‌ها در برابر نیروهای جانبی، بطور معمول از دو قسمت عناصر قائم و عناصر افقی (یا تقریباً افقی) تشکیل می‌شود. عناصر افقی، نیروهای افقی را به عناصر قائم منتقل نموده و عناصر قائم نیز این نیروها را به شالوده‌ها و نهایتاً به زمین منتقل می‌نمایند. در یک سیستم سازه‌ای، به عناصر افقی یا تقریباً افقی منتقل‌کنندهٔ نیروهای جانبی کف‌ها به عناصر قائم، دیافراگم افقی و یا به اختصار، دیافراگم گفته می‌شود. دیافراگم‌ها که به طور معمول کف‌های سازه‌ای تحمل کنندهٔ بارهای ثقلی در ساختمان‌ها هستند، در هنگام وقوع زلزله وظیفه انتقال نیروهای جانبی ایجاد شده در کف‌ها به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای را بر عهده دارند. این دیافراگم‌ها باید در برابر نیروهای اینرسی افقی و قائم زلزله، دارای مقاومت و سختی کافی باشند. مسیر انتقال این بارها از دیافراگم به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای به عوامل متعددی مانند نوع بار، هندسه، صلبیت یا انعطاف‌پذیری دیافراگم و نوع سیستم مقاوم لرزه‌ای وابسته است. در برخی موارد، دیافراگم‌ها ممکن است تحمل‌کنندهٔ نیروهای محوری ناشی از فشار جانبی خاک و حرارت نیز باشند. دیافراگم‌ها باید برای ترکیب اثرات درون صفحه و خارج از صفحهٔ ناشی از بارهای ضریب‌دار تصریح شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، تحلیل، طراحی و جزئیات بندی شوند. وظایف عمومی دیافراگم‌ها به اختصار به قرار زیر است:

الف- عملکرد داخل صفحه

۱) انتقال نیروهای اینرسی ناشی از زلزله در طبقات به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای؛

۲) انتقال نیروهای زلزلهٔ دریافتی از برخی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای به سایر عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای (به ویژه زمانی که مشخصات هندسی و موقعیت برخی از عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای در ارتفاع تغییر می‌کند)؛

۳) انتقال نیروهای زلزله بین عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای مختلف (به‌عنوان مثال، قاب و دیوارهای برشی) برای تأمین سازگاری تغییرشکل‌ها؛
۴) انتقال نیروهای جانبی ناشی از زلزله از اجزاء غیرسازه‌ای به اجزاء سازه‌ای مقاوم لرزه‌ای؛
۵) تحمل نیروهای دریافتی از اعضای مایل یا قائم مهاری در سازه (ناشی از بارهای قائم و جانبی)؛
۶) تحمل نیروهای ناشی از بارهای جانبی (باد، زلزله، فشار خاک و حرارت).

ب- عملکرد خارج صفحه

۱) تحمل نیروهای وارد بر سطح دیافراگم، ناشی از بارهای قائم و زلزله؛
۲) مشارکت در عملکرد قابی (عموماً با تشکیل تیرهای T شکل و تحمل لنگرهای خمشی حول محورهای افقی و نیز نیروهای برشی قائم)

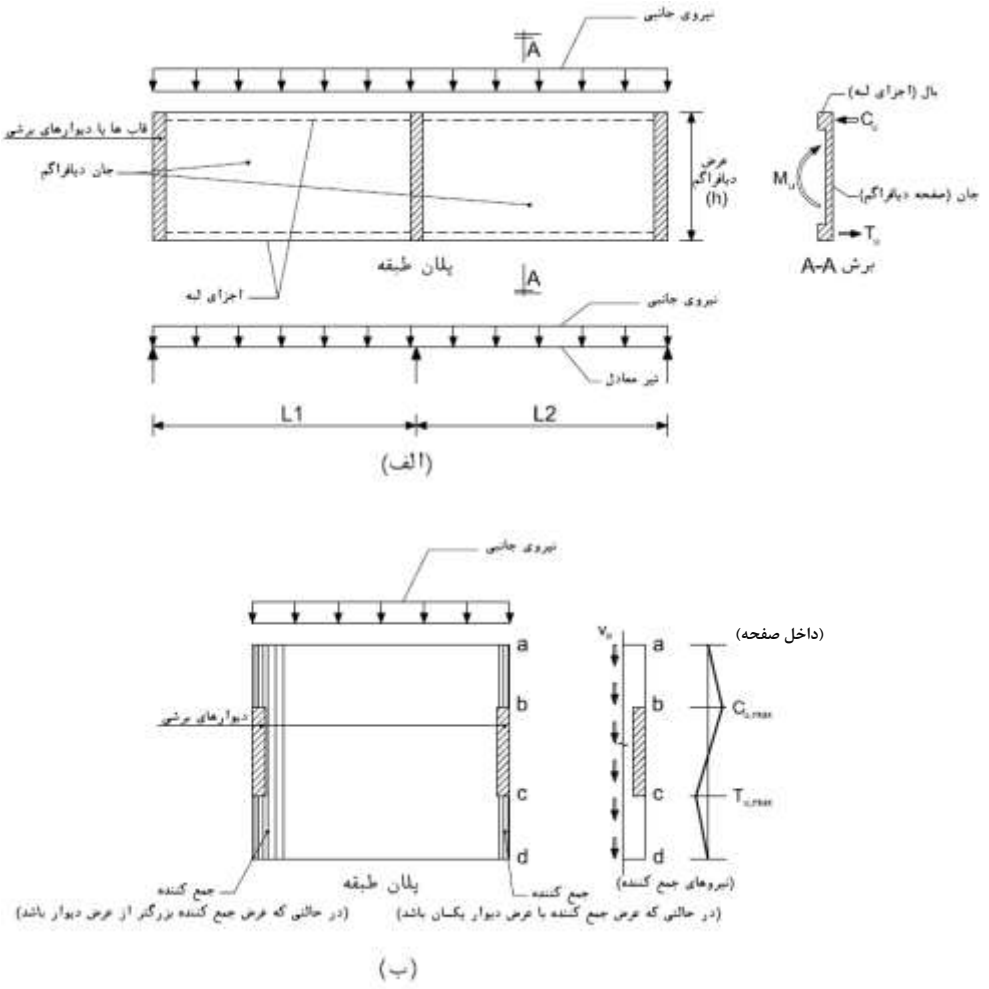
در ساختمان‌های متعارف، دیافراگم‌ها شامل کف‌ها و سقف‌ها (افقی یا با شیب کم)، اجزاء لبه و در مواردی، جمع‌کننده‌ها، توزیع‌کننده‌ها و اتصالات اجزاء دیافراگم به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای هستند (شکل پ۳-۱الف). اجزاء لبه، وظیفهٔ تحمل کشش و فشار ناشی از خمش داخل صفحه در دیافراگم را بر عهده داشته و اجزاء جمع‌کننده و توزیع‌کننده، درصورتی که عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای در تمام عمق دیافراگم ادامه نداشته باشند (شکل پ۳-۱ب) یا ناپیوستگی در عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای وجود داشته باشد، با هدف جمع‌آوری و انتقال نیروهای داخل صفحهٔ دیافراگم (برش) به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای (یا برعکس) به‌کار گرفته می‌شوند.

در ساختمان‌های صنعتی، بادبندی‌های افقی (یا تقریباً افقی)، نقش انتقال نیروهای جانبی به عناصر قائم (قاب‌ها) را بر عهده دارند و لذا دیافراگم محسوب می‌شوند.

پ۳-۲ انواع دیافراگم‌ها از نظر جنس، هندسه و سیستم ساختمانی

دیافراگم‌های مورد بحث در این پیوست ممکن است از کف‌های ساخته‌شده از بتن‌آرمهٔ درجا ریخته‌شده، شامل تیرچه بلوک (با بتن‌آرمهٔ مناسب رویه)، ورق‌های ساده یا موج‌دار فلزی، ورق‌های موج‌دار فلزی با بتن‌آرمهٔ رویه به‌صورت مرکب، کف‌های ساخته‌شده از قطعات بتن پیش‌ساخته همراه با بتن رویه، کف‌های ساخته شده از قطعات بتن پیش‌ساخته

با اتصالات خشک یا تر به یکدیگر و بدون بتن رویه (مطابق ضوابط نشریه شمارهٔ ۳۸۸ سازمان برنامه و بودجه کشور)، طاق‌های ضربی (با مهاربندی) و غیره تشکیل شده باشند. همچنین این دیافراگم‌ها می‌توانند دارای بازشوهای متعدد کوچک و بزرگ و حتی شامل مهاربندی‌های افقی که از اجزاء فولادی یا بتنی ساخته شده‌اند نیز باشند. طراحی سیستم مهاربندی افقی، مشابه سیستم مهاربندی قائم بوده و باید از ضوابط آیین‌نامه‌های مربوطه استفاده شود.



شکل پ۳-۱ دیافراگم و اجزاء تشکیل دهندهٔ آن

پ۳-۳ انواع دیافراگم‌ها از نظر صلبیت و انعطاف‌پذیری

نیروی جانبی هر دیافراگم باید بین عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای ساختمان، با توجه به نسبت سختی دیافراگم به سختی عناصر قائم مذکور، توزیع گردد. عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای در نقش تکیه‌گاه‌های دیافراگم عمل می‌نمایند. سختی داخلی دیافراگم و متناسب با آن، تغییرشکل‌های دیافراگم به عوامل متعددی مانند جنس مصالح، ضخامت دال کف یا سقف طبقه، هندسهٔ دیافراگم (به ویژه هندسه پلان و بازشوها) و نوع و موقعیت عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای بستگی دارد.

مطابق ضوابط بند ۳-۱۳-۱، دیافراگم‌ها با توجه به نسبت δ_{MDD} به Δ_{ADVE}، به سه دستهٔ نرم، نیمه‌صلب و صلب تقسیم می‌شوند. δ_{MDD} و Δ_{ADVE}، به شرح زیر می‌باشند.

δ_{MDD}: حداکثر تغییرشکل داخل صفحهٔ دیافراگم در دهانهٔ موردنظر، ناشی از نیروهای جانبی زلزله مطابق بند ۳-۹؛

Δ_{ADVE}: متوسط تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای طرفین دهانهٔ موردنظر دیافراگم در طبقهٔ موردنظر، ناشی از نیروهای جانبی زلزله مطابق بند ۳-۹.

مقادیر δ_{MDD} و Δ_{ADVE} مطابق روابط (پ۳-۱) تا (پ۳-۴) محاسبه می‌شوند.

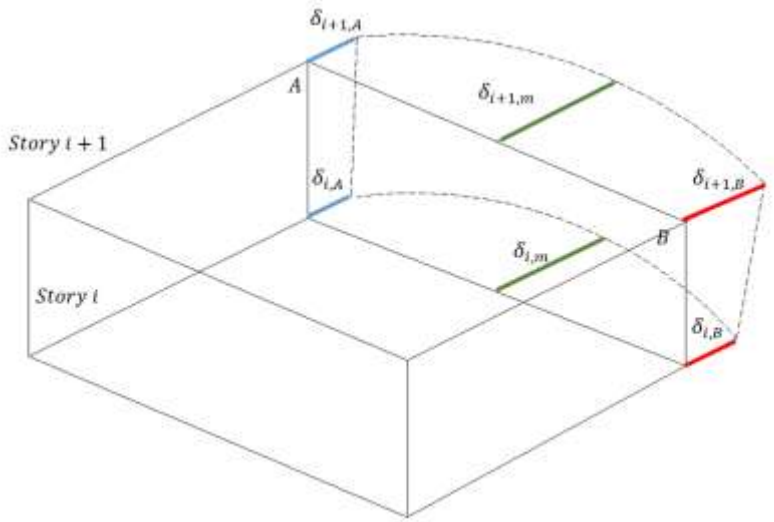
$$\delta_{MDD} = \delta_{i+1.m} - \left(\frac{\delta_{i+1.A} + \delta_{i+1.B}}{2} \right) \qquad \text{(پ۳-۱)}$$

$$\Delta_A = \delta_{i+1.A} - \delta_{i.A} \qquad \text{(پ۳-۲)}$$

$$\Delta_B = \delta_{i+1.B} - \delta_{i.B} \qquad \text{(پ۳-۳)}$$

$$\Delta_{ADVE} = \frac{\Delta_A}{2} + \frac{\Delta_B}{2} \qquad \text{(پ۳-۴)}$$

پارامترهای جابجایی δ که در روابط (پ۳-۱) تا (پ۳-۳) مورد استفاده قرار گرفته‌اند، در شکل (پ۳-۲) نمایش داده شده اند.



شکل پ۳-۲ پارامترهای جابجایی مورد نیاز برای بررسی صلبیت دیافراگم

دیافراگم نرم، دارای سختی داخل صفحهٔ ناچیزی بوده و نیروهای جانبی آن تقریباً بر اساس سطح بارگیر جرمی هر یک از عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای میان آنها توزیع می‌شود. در دیافراگم نیمه‌صلب، این توزیع بر اساس سختی نسبی دیافراگم، سختی نسبی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای و فاصلهٔ هر یک از عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای تا مرکز سختی دیافراگم انجام می‌شود. در دیافراگم صلب، نیروی جانبی دیافراگم صرفاً بر اساس سختی نسبی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای و فاصلهٔ هر یک از آنها تا مرکز سختی دیافراگم، بین آنها توزیع می‌گردد. مطابق بند ۳-۱۳-۱-۱، تعیین میزان صلبیت دیافراگم به کمک روش تحلیلی اجزاء محدود نیز امکان‌پذیر است. برای این منظور، دیافراگم و اجزاء آن باید به روش اجزاء محدود، مدل‌سازی و در دو حالت صلب و نیمه‌صلب، تحت بارهای قائم و جانبی وارد بر دیافراگم، تحلیل شوند. در این دو حالت، سختی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای باید مطابق با ضوابط مباحث نهم و دهم مقررات ملی ساختمان منظور گردد. همچنین برای دیافراگم‌های نیمه‌صلب باید سختی دیافراگم در مدل تحلیلی در نظر گرفته شود. برای این منظور می‌توان برای لحاظ نمودن اثرات ترک‌خوردگی داخل صفحهٔ دیافراگم‌ها از ضریب اصلاح سختی ۰/۵ یا هر عدد دیگری که برگرفته از مراجع معتبر باشد استفاده نمود. مقایسهٔ مقادیر تغییرشکل‌های لبه‌های دیافراگم مطابق ضابطه بند ۳-۱۳-۱-۱، وضعیت صلبیت دیافراگم را مشخص خواهد نمود.

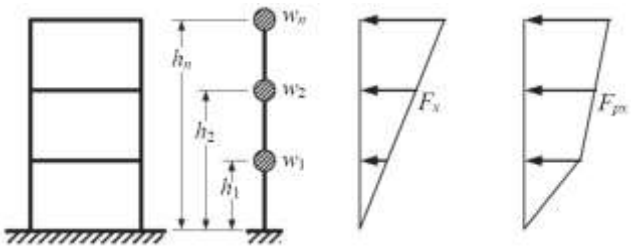
پ۳-۴ نیروهای ایجادشده در دیافراگم‌ها تحت بارهای وارده

در اثر وارد شدن نیروهای جانبی زلزله بر ساختمان، دو گروه نیرو برای طراحی اعضای سازه تعیین می‌شوند که به شرح زیر می‌باشند (شکل پ۳-۳).

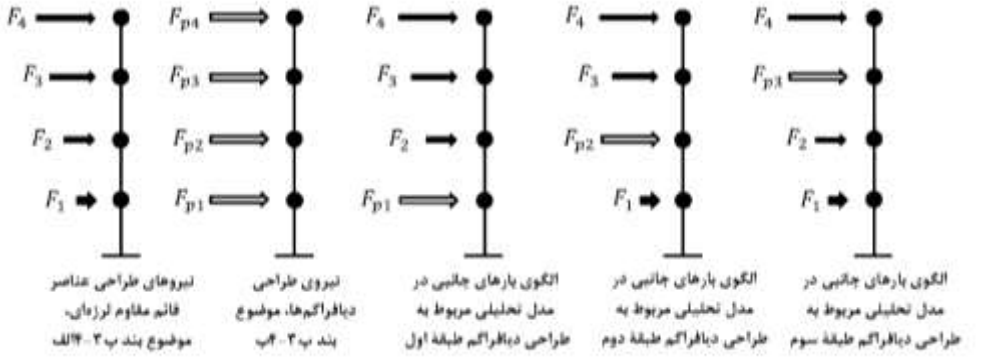
الف- نیروهای F_x، حاصل از توزیع برش پایهٔ استاتیکی مطابق ضوابط بند ۳-۹، یا حاصل از تحلیل‌های دینامیکی مطابق ضوابط بند ۳-۱۰، که برای طراحی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای ساختمان، مورد استفاده قرار می‌گیرند؛

ب- نیروهای F_{px} که مطابق ضوابط بند ۳-۱۳-۳ یا ضوابط بند پ۳-۵ این پیوست، صرفاً برای طراحی دیافراگم‌ها استفاده می‌شوند.

به‌منظور طراحی دیافراگم هر طبقه، نیروی جانبی آن طبقه بر مبنای بند "ب" فوق و نیروی زلزلهٔ سایر طبقات بر مبنای بند "الف" فوق تعیین و این نیروها بصورت هم‌زمان به سازه اعمال می‌گردند (شکل پ۳-۴). به‌منظور طراحی دیافراگم هر طبقه و محاسبه مقادیر نیروهایی که در هریک از کف‌ها در نظر گرفته می‌شود لازم است از تحلیل مستقلی استفاده شود. در این خصوص لازم است ضوابط بند پ۳-۴-۱ نیز رعایت شود. قابل ذکر است به‌طور معمول، نیروهای F_x در طبقات زیرین دیافراگم طبقهٔ موردنظر، تأثیر چندانی در نتایج تحلیل و طراحی آن دیافراگم ندارند. همچنین دیافراگم‌ها باید قادر به تحمل نیروهای ایجاد شده در حد فاصل عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای باشند. به‌عنوان مثال، قاب‌ها و دیوارها که در یک سیستم مقاوم لرزه‌ای به‌صورت مستقل عمل می‌کنند دارای تغییر مکان‌های جانبی متفاوتی هستند و درصورتی‌که این اعضا توسط دیافراگم به یکدیگر متصل شوند، به‌دلیل سازگاری تغییرشکل‌ها ناشی از عملکرد دیافراگم، موجب تشکیل نیروهای داخلی در دیافراگم می‌شوند که دیافراگم و اجزاء آن باید قادر به تحمل این نیروها باشند. جزئیات محاسبهٔ این نیروها در بند پ۳-۴-۱ ارائه شده است.



شکل پ۳-۳ دو گروه نیروهای جانبی در طبقات و دیافراگم‌ها



شکل پ۳-۴ الگوی ترکیب نیروی دیافراگم هر طبقه و نیروهای سایر طبقات، برای طراحی دیافراگم طبقهٔ موردنظر

پ۳-۴-۱ ترکیب نیروهای دیافراگم و نیروهای انتقالی

مطابق ضوابط بند ۳-۱۳-۳، تمامی دیافراگم‌ها باید برای نیروی جانبی حاصل از روابط ۳-۲۲، ۳-۲۳ و ۳-۲۴ طراحی شوند. در صورت وجود نیروهای انتقالی وارد بر دیافراگم، مطابق ضوابط بند ۳-۱۳-۴، اثر آنها باید در ضریب نامعینی (ρ) ضرب و هم‌زمان با نیروهای فوق الذکر، در طراحی دیافراگم مد نظر قرار گیرند.

در ساختمان‌های دارای نامنظمی پلانی از نوع "جابجایی خارج از صفحه"، مطابق ضوابط بند ۳-۱۳-۴، نیروهای انتقالی بین عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای که در امتداد افقی جابجا شده‌اند باید ابتدا در ضریب اضافه مقاومت (Ω_o)، مطابق جدول (۳-۱)، ضرب و سپس به نیروهای زلزلهٔ طراحی دیافراگم، اضافه شوند.

استثناء: در ساختمان‌های مسکونی یک و دو طبقه، متشکل از قاب‌های سبک فولادی سردنورد می‌توان ضریب Ω_o را برابر ۱/۰ در نظر گرفت.

به منظور طراحی جمع‌کننده‌ها و اتصالات آنها به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای، نیروی دیافراگم طبقه‌ای که طراحی اجزاء دیافراگم آن مد نظر است و نیز نیروی سایر طبقات باید با رعایت ضوابط بندهای ۳-۱۳-۵ و ۳-۱۳-۶ تعیین و با یکدیگر ترکیب شوند.

پ۳-۵ روش جایگزین برای طراحی دیافراگم‌ها

به منظور طراحی دیافراگم‌های با بتن درجا، عرشه فولادی بدون بتن و عرشه فولادی پُرشده با بتن، بجای استفاده از بندهای ۳-۱۳-۳ تا ۳-۱۳-۵ می‌توان از روش مشروح در این بند نیز استفاده نمود؛ اگرچه، طراحی دیافراگم‌های پیش‌ساختهٔ بتنی صرفاً باید بر اساس روش جایگزین انجام شود.

دیافراگم‌ها شامل جمع‌کننده‌ها، اجزاء لبه و اتصالات آن‌ها به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای باید در هر دو امتداد متعامد ساختمان، تحت اثر نیروی داخل صفحهٔ حاصل از رابطهٔ (پ۳-۵) و با منظور نمودن ضوابط بند ۳-۱۳-۴ طراحی شوند.

$$F_{pux} = \frac{C_{px}}{R_s} W_{px} \qquad \text{(پ۳-۵)}$$

در رابطهٔ فوق، F_{pux}، نیروی جانبی زلزله برای طراحی دیافراگم تراز x است.

نیروی F_{pux} حاصل از رابطهٔ (پ۳-۵)، نباید کمتر از مقدار حاصل از رابطهٔ (پ۳-۶) در نظر گرفته شود.

$$F_{pux} = 0.2\, I_e\, S_{DS}\, W_{px} \qquad \text{(پ۳-۶)}$$

در روابط فوق:

W_{px}: وزن مؤثر لرزه‌ای دیافراگم تراز x است و در محاسبه آن می‌توان از وزن دیوارهای سازه‌ای موازی با امتداد نیروی زلزله صرف‌نظر نمود؛ یا به‌طور محافظه‌کارانه آن را برابر W_i در نظر گرفت که W_i، وزن مؤثر لرزه‌ای طبقهٔ i مطابق تعاریف بند ۳-۷-۴ است.

I_e: ضریب اهمیت ساختمان؛

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

R_s: ضریب کاهش نیروی طراحی دیافراگم است که بر مبنای جدول (پ۳-۱) تعیین می‌شود.

جدول پ۳-۱ ضریب کاهش نیروی دیافراگم؛ R_s

سیستم دیافراگم	ضابطهٔ طراحی	R_s
دیافراگم با بتن درجا	-	۱/۵
تیرچه بلوک	-	۱/۵
دیافراگم پیش‌ساختهٔ بتنی	طرح الاستیک	۰/۷
	طرح با شکل‌پذیری حداقل	۱/۰
	طرح شکل‌پذیر	۱/۴
عرشه فولادی بدون بتن	با جزئیات لرزه‌ای	۲/۵
	موارد دیگر	۱/۰
عرشه فولادی پُرشده با بتن	-	۲/۰

C_{px}: ضریب شتاب طراحی دیافراگم در تراز x است که مطابق روابط (پ۳-۷) تا (پ۳-۹) محاسبه می‌شود.

$$C_{px} = C_{p0} + \left(C_{pn} - C_{p0}\right)\left(\frac{h_x}{H}\right) \qquad N \le 2 \qquad \text{(پ۳-۷)}$$

$$C_{px} = C_{p0} + 1.25\left(C_{pi} - C_{p0}\right)\left(\frac{h_x}{H}\right) \qquad N \ge 3 \text{ و } \left(\frac{h_x}{H}\right) \le 0.8 \qquad \text{(پ۳-۸)}$$

$$C_{px} = C_{pi} + 5\left(C_{pn} - C_{pi}\right)\left(\frac{h_x}{H} - 0.8\right) \qquad N \ge 3 \text{ و } \left(\frac{h_x}{H}\right) > 0.8 \qquad \text{(پ۳-۹)}$$

در روابط فوق:

N: تعداد طبقات بالاتر از تراز پایه؛

h_x: ارتفاع تراز سقف طبقهٔ x از تراز پایه؛

H: ارتفاع ساختمان، مطابق تعریفی که در بخش تعاریف ارائه شده است؛

C_{p0}: ضریب شتاب طراحی دیافراگم در تراز پایه ساختمان که از طریق رابطهٔ (پ۳-۱۰) محاسبه می‌شود.

$$C_{p0} = 0.4\, I_e\, S_{DS} \qquad \text{(پ۳-۱۰)}$$

C_{pn}: ضریب شتاب طراحی دیافراگم در ارتفاع ساختمان، H، است که از طریق رابطهٔ (پ۳-۱۱) محاسبه می‌شود.

$$C_{pn} = \sqrt{\left(\Gamma_{m1}\Omega_0 C\right)^2 + \left(\Gamma_{m2} C_{s2}\right)^2} \geq C_{pi} \qquad (پ۳-۱۱)$$

C: ضریب زلزله مطابق رابطهٔ (۳-۲)؛

C_{pi}: ضریب شتاب طراحی دیافراگم در تراز ۸۰ درصد ارتفاع سازه در بالای تراز پایه، که برابر با بیشترین مقدار حاصل از روابط (پ۳-۱۲) و (پ۳-۱۳) است.

$$C_{pi} = 0.8 C_{p0} \qquad (پ۳-۱۲)$$

$$C_{pi} = 0.9 \Gamma_{m1} \Omega_0 C \qquad (پ۳-۱۳)$$

Ω_o: ضریب اضافه مقاومت؛

C_{s2}: ضریب پاسخ لرزه‌ای مودهای بالاتر که برابر با کوچکترین مقدار حاصل از روابط (پ۳-۱۴) تا (پ۳-۱۷) در نظر گرفته می‌شود:

$$C_{s2} = \left(0.15N + 0.25\right).I.S_{DS} \qquad (پ۳-۱۴)$$

$$C_{s2} = I.S_{DS} \qquad (پ۳-۱۵)$$

$$C_{s2} = \frac{I.S_{D1}}{0.03(N-1)} \qquad (پ۳-۱۶) \text{ درصورتی‌که } N>1 \text{ باشد}$$

$$C_{s2} = 0 \qquad (پ۳-۱۷) \text{ درصورتی‌که } N=1 \text{ باشد}$$

S_{D1} : پارامتر شتاب طیفی زلزله در زمان تناوب ۱ ثانیه، مطابق بند ۲-۴؛

Γ_{m1} و Γ_{m2}: ضرایب مشارکت مودی مودهای اول و بالاتر که از روابط (پ۳-۱۸) و (پ۳-۱۹) محاسبه می‌شوند.

$$\Gamma_{m1} = 1 + \frac{Z_s}{2}\left(1 - \frac{1}{N}\right) \qquad (پ۳-۱۸)$$

$$\Gamma_{m2} = 0.9 Z_s \left(1 - \frac{1}{N}\right)^2 \qquad (پ۳-۱۹)$$

در روابط فوق، Z_s، ضریب شکل مود است که مقدار آن به شرح زیر در نظر گرفته می‌شود:

۰/۳ برای ساختمان‌های دارای سیستم قاب ساختمانی با مهاربند کمانش‌تاب در جدول (۳-۱)؛

۰/۷ برای ساختمان‌های دارای سیستم قاب خمشی در جدول (۳-۱)؛

۰/۸۵ برای ساختمان‌های دارای سیستم دوگانه در جدول (۳-۱)؛

۱/۰ برای ساختمان‌های دارای سایر سیستم‌های سازه‌ای در جدول (۳-۱).

پ۳-۵-۱ نیروهای انتقالی در دیافراگم

برای سازه‌هایی که دارای نامنظمی در پلان از نوع جابجایی خارج از صفحه هستند باید نیروهای انتقالی بین عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای که در امتداد افقی جابجا شده‌اند از طریق ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) افزایش داده شده و به نیروی جانبی زلزلهٔ طراحی دیافراگم حاصل از روابط (پ۳-۵) و (پ۳-۶) اضافه شوند.

برای سازه‌هایی که در پلان یا ارتفاع، دارای نامنظمی‌های مذکور در بند ۳-۱۳-۶ هستند باید الزامات آن بند نیز رعایت گردد.

استثناء: در ساختمان‌های یک و دو طبقه سبک فولادی سردنورد می‌توان Ω_0 را برابر ۱٫۰ در نظر گرفت.

پ۳-۶ تحلیل دیافراگم‌ها

پ۳-۶-۱ روش‌های تحلیل

به منظور تحلیل دیافراگم‌ها می‌توان از روش اجزاء محدود، مدل تیر معادل و روش خرپایی (روش بست و بند) استفاده نمود. جامع‌ترین روش تحلیلی برای تعیین نیروهای داخلی دیافراگم‌ها و توزیع مناسب نیروهای جانبی بین عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای ساختمان، مدل نمودن دیافراگم به روش اجزاء محدود، همراه با اجزاء تیر، ستون، مهاربندها و دیوارهای برشی، در یک مدل سه‌بعدی کامل است. استفاده از این روش برای تعیین مسیر نیروها در دیافراگم‌های دارای نامنظمی یا دارای بازشوهای بزرگ، تحلیل دیافراگم‌های متصل به رمپ‌های پارکینگ‌ها و تعیین نیروهای انتقالی لرزه‌ای در حد فاصل عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای (به‌ویژه در مواردی که ساختمان دارای عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای غیر مشابه، در سطح پلان باشد) ضروری است. لیکن به منظور صرفه‌جویی در زمان، در دیافراگم‌های متعارفی که فاقد بازشوهای بزرگ و نزدیک به‌هم بوده و دارای پلان منظمی باشند (که در آنها عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای مشابه، در سطح پلان توزیع شده‌اند) می‌توان از روش‌های ساده‌شده نیز استفاده نمود. درهر صورت در هریک از این روشها، اصول کلی تحلیل (تعادل و شرایط مرزی) باید به‌طور صحیح رعایت شود تا در تعیین نیروهای داخلی، به‌ویژه در

اجزائی که در مسیرهای انتقال نیرو قرار دارند دقت کافی لحاظ شده و در طراحی اجزاء، مقاومت کافی تأمین گردد.

پ۳-۶-۱-۱ روش اجزاء محدود

در این روش، سختی دیافراگم بر اساس مشخصات آن در مدل‌سازی و تحلیل سازه در نظر گرفته می‌شود. تحلیل به روش اجزاء محدود، حتی برای دیافراگم‌هایی که مطابق ضابطهٔ بند ۳-۱۳-۱-۱، صلب محسوب می‌شوند نیز قابل استفاده است.

به‌منظور انجام تحلیل اجزاء محدود دیافراگم‌ها، اجزائی با ابعادی در حدود یک‌پنجم تا یک‌سوم طول دهانه‌ها (یا مقادیر کوچکتر، بسته به شرایط حاکم بر طرح) برای مدل‌سازی مناسب انعطاف‌پذیری دیافراگم، موردنیاز است.

پ۳-۶-۱-۲ روش تیر معادل

در این روش، دیافراگم را می‌توان مشابه یک تیر معادل در نظر گرفت که بر روی تکیه‌گاه‌هایی که همان عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای (قاب‌ها و دیوارهای برشی) هستند، قرار گرفته است (شکل پ۳-۱الف). جان تیر معادل، همان صفحهٔ افقی دیافراگم و بال‌های آن، اجزاء لبهٔ دیافراگم می‌باشند. باید توجه داشت که به دلیل بزرگ بودن نسبت عرض دیافراگم‌ها (h) به دهانهٔ آنها (L1 یا L2)، این اجزاء به‌طور معمول به‌عنوان تیرهای عمیق محسوب شده و دیگر فرض مستوی ماندن مقاطع هنگام خمش در آنها صادق نیست. در تغییرشکل تیر عمیق باید علاوه بر آثار تغییرشکل‌های خمشی، آثار تغییرشکل‌های برشی نیز منظور گردد. همان‌طور که در شکل (پ۳-۱ب) نیز نمایش داده شده است، مؤلفه‌های کششی و فشاری ناشی از نیروی برشی در دیافراگم، توسط اجزاء جمع‌کننده تحمل و به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای منتقل می‌شوند. درصورت وجود انقطاع در سیستم مقاوم لرزه‌ای در تراز دیافراگم، باید نیروهای واکنش سیستم مربوطه در تراز انقطاع، حاصل از روش‌های تحلیل استاتیکی معادل یا تحلیل‌های دینامیکی، نیز در تحلیل دیافراگم با این روش منظور گردند.

پ۳-۶-۱-۳ روش خرپایی (بست و بند)

از روش خرپایی (که جزئیات آن در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ارائه شده است) می‌توان برای تعیین توزیع نیروها در دیافراگم استفاده نمود. همچنین از این روش می‌توان برای تعیین مسیر نیروها و آرایش آرماتورهای لازم در دال‌های بتن‌آرمه (به‌ویژه در مواردی که بازشوهای متعددی در دیافراگم وجود دارد) استفاده نمود.

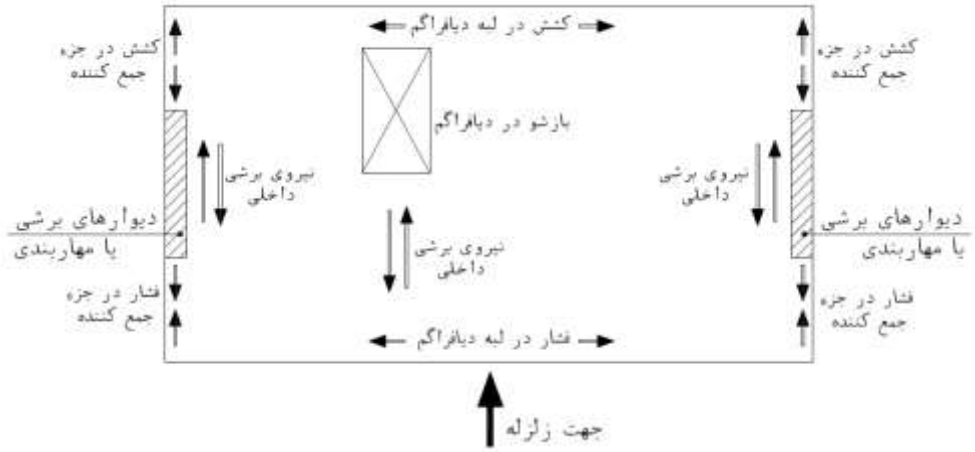
پ۳-۶-۲ نکاتی در مورد تحلیل دیافراگم‌ها و اجزاء آن

دیافراگم‌ها باید با توجه به فرضیات منظورشده در محاسبات کل سازه، دارای سختی مناسب و مقاومت کافی در برابر بارهای جانبی و نیروهای اینرسی افقی و قائم باشند و اتصال آنها به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای به‌گونه‌ای باشد که کل سازه در هنگام وقوع زلزله، یکپارچه عمل نماید.

برای تعیین تلاش‌های ایجاد شده در هر دیافراگم باید نیروها مطابق ضوابط بند پ۳-۴، در نظر گرفته شوند. توزیع نیرو بین تکیه‌گاه‌های دیافراگم (عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای) باید با رعایت ضوابط بند ۳-۹-۴-۱ صورت گیرد. این تلاش‌ها، در داخل دیافراگم و مسیرهای انتقال نیرو و نیز در نواحی اتصال دیافراگم به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای باید به نحو صحیح، تحمل یا منتقل شوند (شکل پ۳-۵). درصورتی که دیافراگم، ملزم به انتقال نیروهای زلزله از عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای در بالای دیافراگم به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای دیگر در زیر دیافراگم باشد (به‌دلیل جابجایی در هندسه یا تفاوت در سختی نسبی جانبی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای) مقدار این نیروهای انتقالی باید به مقادیر نیروهای حاصل از بند ۳-۱۳-۳، اضافه شوند (مطابق روند ارائه شده در بند پ۳-۴-۱). منتجه نیروهای داخلی دیافراگم باید بر مبنای یکی از سه روش‌ارائه شده در بند پ۳-۶-۱ استخراج و در طراحی دیافراگم و اجزاء آن، مورد استفاده قرار گیرد.

در تحلیل دیافراگم‌های بتن‌آرمه لازم است اثر کاهش سختی داخل صفحه به دلیل ترک خوردگی منظور شود. مقدار ضریب اصلاح سختی ناشی از ترک‌خوردگی تحت نیروهای زلزلهٔ طرح، در محدودهٔ ۰٫۱۵ تا ۰٫۵ متغیر بوده و توصیه می‌شود در مواردی که نتایج تحلیل دیافراگم به مقدار این ضریب وابستگی زیادی دارد، تحلیل‌های جداگانه با منظور

نمودن هر دو مقدار انجام شود و نیروهای داخلی بزرگتر ناشی از این دو تحلیل، مبنای طراحی دیافراگم قرار گیرد.



شکل پ۳-۵ نمونه ای از رفتار دیافراگم تحت بار جانبی

پ۳-۷ نکاتی در مورد طراحی دیافراگم‌ها و اجزاء آن

یکی از اصول طراحی ساختمان‌های مقاوم در برابر زلزله، حفظ دیافراگم‌ها با سختی کافی و بدون ایجاد خسارت، هنگام وقوع زلزله است تا بدین ترتیب، یکپارچگی اتصال عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای به یکدیگر برقرار بماند. به عبارت دیگر، در طراحی لرزه‌ای دیافراگم‌ها، هدف، تأمین تغییرشکل‌های غیر ارتجاعی نبوده و پاسخ غیرخطی در برابر نیروهای زلزله، عمدتاً محدود به اعضای سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان می‌شود. برای دستیابی به این هدف، در طراحی لرزه‌ای دیافراگم باید مسیر انتقال نیرو به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای به وضوح مشخص شده و مقاومت حداقلی، برابر با حداکثر نیرویی که می‌تواند توسط عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای در این مسیر نیرو ایجاد شود، تأمین گردد.

حداقل ضخامت دیافراگم‌های بتنی یا بتن رویهٔ دیافراگم‌های ساخته‌شده از ورق یا قطعات پیش‌ساخته نباید کمتر از ۵ سانتی‌متر باشد. کنترل کفایت ضخامت باید با توجه به تلاش‌های ایجادشده در دیافراگم، الزامات بهره‌برداری و الزامات مربوط به حفظ یکپارچگی، مطابق ضوابط مباحث هشتم و نهم مقررات ملی ساختمان انجام شود. این کنترل، به‌ویژه باید در کنار بازشوهای نسبتاً بزرگ با دقت خاص انجام پذیرد. در صورت عدم کفایت بتن

دیافراگم می‌توان آن را با سیستم مهاربندی فولادی مناسب نیز تقویت نمود. توصیه می‌گردد که ابعاد و تعداد بازشوها در دیافراگم‌ها به حداقلِ ممکن محدود گردد. همچنین در حد امکان از تعبیهٔ بازشو در دیافراگم، در مجاورت عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای اجتناب شود تا در مسیر انتقال نیرو، اختلالی ایجاد نگردد. کلیه اجزاء متصل به دیافراگم (سازه‌ای و غیرسازه‌ای) باید قادر به تحمل تغییرشکل دیافراگم در محل اتصال باشند.

اتصالات دیافراگم به دیوارهای برشی و قاب‌های خمشی (تیرها و ستون‌ها) حائز اهمیت فراوان بوده و باید به نحوی طراحی شوند که قادر به انتقال کامل نیروهای وارده باشند.

برای تأمین مهار جانبی ستون‌ها توسط دیافراگم، اتصال دال به ستون باید قادر به انتقال نیرویی در حدود ۲ تا ۴ درصد بار محوری ستون باشد. اتصال دیافراگم به ستون‌های مایل نیز باید برای مولفهٔ افقی نیروهای محوری ستون طراحی شود و دیافراگم و اجزاء آن قادر به انتقال این نیرو به سایر عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای باشند.

در ساختمان‌های بتن‌آرمه در مواردی که موقعیت اجزاء لبه و اجزاء جمع‌کنندهٔ دیافراگم، در تیرها یا دال مجاور تیرها قرار می‌گیرد، در صورت نیاز به تعبیهٔ آرماتورهای اضافی باید تا حد امکان، آرماتورهای لازم برای این اجزا در میانهٔ ارتفاع تیر قرار داده شود و اضافه ظرفیت خمشی تیرها در طراحی قاب‌های بتن‌آرمه مد نظر قرار گیرد. در طراحی اعضای قاب نیز باید تأثیر نیروهای رسیده از دیافراگم (نیروی محوری در اجزاء لبه و جمع‌کننده‌ها دارای اهمیت بیشتری است)، به‌ویژه در تعیین ظرفیت باربری و طراحی تیرها مد نظر قرار گیرد. در ساختمان‌های فولادی نیز رعایت ملاحظات مذکور، به‌ویژه منظور نمودن تأثیر نیروهای رسیده از دیافراگم، در طراحی اعضای قاب و اتصالات مربوطه حائز اهمیت است.

پیوست (۴)

اندرکنش خاک و سازه

پ۴-۱ کلیات

هنگام وقوع زلزله، حرکات زمین از طریق پی به سازهٔ ساختمان منتقل می‌شود و پاسخ سازه متأثر از اندرکنش بین سازه، پی و لایه‌های زمین زیر و اطراف آن است. در تحلیل سازه در برابر زلزله عموماً فرض می‌شود تکیه‌گاه سازه، شامل سازهٔ پی و خاک زیر آن صلب بوده و از انعطاف‌پذیری اجزاء پی در این تحلیل صرف‌نظر می‌شود. تحلیل اندرکنش سازه و خاک به مفهوم لحاظ کردن اثرات انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه (سازهٔ پی و خاک بستر) در تغییر حرکت زمین و تعیین پاسخ سازه در برابر زلزله است.

مدل سازی برای تحلیل اندرکنش سازه و خاک می‌تواند به روش مستقیم یا روش زیرسازه انجام گردد. در روش مستقیم، علاوه بر سازه و پی، بخش قابل توجهی از خاک در محدوده زیر و اطراف سازه نیز مدل شده و در مرزهای مدل خاک، شرایط مرزی مناسبی تعریف می‌گردد و حرکات زمین به آنها اعمال می‌شود. در روش زیرسازه، تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر سازه از طریق فنرهایی معادل‌سازی شده و میرایی محیط خاک نیز با اصلاح میرایی سازهٔ متکی بر فنرها، یا با مدل‌سازی میراگرهایی در محل تکیه‌گاه در نظر گرفته می‌شود.

در بسیاری از موارد، استفاده از روش زیرسازه کافی می‌باشد. به همین دلیل، رویکرد مورد استفاده در تحلیل اندرکنش سازه و خاک در این پیوست، روش زیرسازه است. در مورد برخی از سازه‌ها ازجمله ساختمان‌هایی که به موجب حالت پ بند ۳-۱۵-۲ این آیین‌نامه در نظر گرفتن اثراندرکنش خاک و سازه ضروری باشد، ممکن است استفاده از روش مستقیم لازم باشد. درصورتی‌که تصمیم بر استفاده از روش مستقیم باشد می‌توان از مراجع معتبر استفاده نمود.

همان‌طور که اشاره شد، استفاده از روش زیرسازه شامل تعریف فنرهایی در پای سازه به‌منظور مدل‌سازی انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه و افزایش میرایی سیستم به‌دلیل استهلاک اضافی ناشی از میرایی پی و خاک تکیه‌گاهی است که به اندرکنش اینرسی موسوم است.

معمولاً اندرکنش اینرسی به‌دلیل افزایش همزمان زمان تناوب و نسبت میرایی سازه، منجر به کاهش برش پایه و افزایش تغییر مکان‌های جانبی سازه می‌شود. در روش‌های استاتیکی معادل، طیفی و استاتیکی غیرخطی، اثر این میرایی اضافی با محاسبه نسبت میرایی مؤثر سیستم و کاهش مقادیر طیف طرح نظیر با میرایی مذکور، لحاظ می‌گردد. در روش‌های تاریخچه زمانی، استفاده از نسبت میرایی مؤثر مجاز نبوده و باید میراگرهایی در محل هریک از پی‌ها مدل‌سازی شوند.

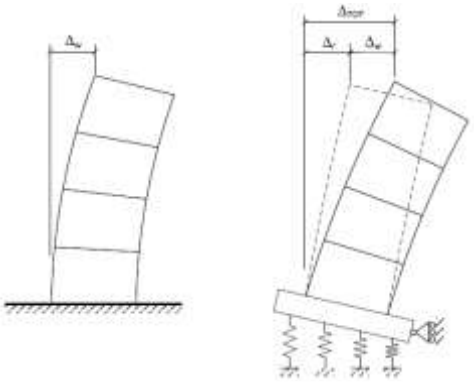
در سازه‌های با پی مدفون در عمق زمین، حرکت زمین در زلزله در محل کف پی می‌تواند به نحو قابل ملاحظه‌ای کمتر از سطح زمین باشد. همچنین با توجه به متغیر بودن حرکات سطح زمین در زلزله از نقطه‌ای به نقطه دیگر، پی‌های گستردهٔ بزرگ به دلیل واداشتن خاک به سازگاری تغییرشکل‌ها با خود، صرفاً برآیندی از این حرکات را به صورت انتقالی و خمشی یا گهواره‌ای تجربه می‌کنند. این اثرات، بخشی از مفهوم موسوم به اندرکنش سینماتیک بوده و با استفاده از ضرایب کاهش جداگانه‌ای بر طیف طرح اعمال می‌گردند. با این حال و در جهت اطمینان، در این پیوست اِعمال اثر اندرکنش سینماتیک فقط در روش تحلیل دینامیکی غیرخطی مجاز است.

انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه به‌دلیل تغییردادن شرایط مرزی سازه، می‌تواند به‌طور موضعی اغلب باعث کاهش و البته گاهی نیز افزایش قابل ملاحظهٔ تقاضاهای نیرویی و تغییر مکانی اعضای سازه شود. به‌طور مثال، در شکل (پ۴-۱الف) افزایش تغییر مکان‌های جانبی به‌دلیل حرکت گهواره‌ای تکیه‌گاه (که می‌تواند باعث افزایش اثرات P-Δ نیز شود)، در شکل (پ۴-۱ب) افزایش واکنش‌های تیرهای دهانه‌های مجاور مهاربندی و کاهش نیروی محوری در مهاربندهای ۷ و ۸ (شورن) به علت تأمین سازگاری تغییرشکل ناشی از حرکت گهواره‌ای دهانه مهاربندی، و در شکل (پ۴-۱پ) کاهش واکنش دیوار برشی هم‌زمان با افزایش واکنش تیرهای متصل به آن و ستون‌های دهانه مجاور به دلیل حرکت گهواره‌ای دیوار برشی نمایش داده شده است.

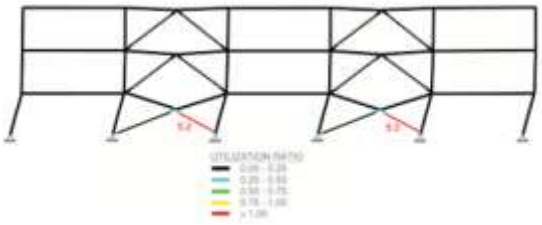
اگرچه تکیه‌گاه تمامی ساختمان‌ها تا اندازه‌ای انعطاف‌پذیری دارد، لیکن در بسیاری از موارد میزان این انعطاف‌پذیری در حدی نیست که تأثیر قابل‌توجهی بر واکنش سازه ایجاد نماید. درخصوص ساختمان‌های مذکور در بند ۳-۱۵-۲ این آیین‌نامه، اثرات انعطاف‌پذیری پی حائز اهمیت محسوب گشته و لازم است این اثرات در محاسبهٔ ساختمان در نظر گرفته

شود. تبصره این بند مؤید آن است که هرچه سازه سخت‌تر و خاک نرم‌تر باشد، اثرات اندرکنش می‌تواند تأثیر بیشتری بر تغییر تلاش‌های طراحی داشته باشد. همچنین نظر به آن‌که زمان تناوب سازه با تکیه‌گاه صلب تابعی از ارتفاع سازه است، نامساوی تبصرهٔ مذکور نشان می‌دهد در شرایط یکسان، اثر اندرکنش با افزایش ارتفاع سازه بیشتر می‌شود.

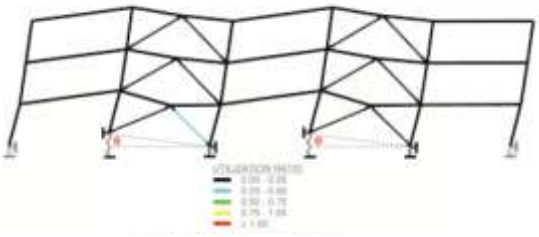
در بندهای بعدی این پیوست به ترتیب، ضوابط کلی روش‌های مختلف تحلیل به‌منظور لحاظ نمودن اثرات اندرکنش، نحوه محاسبهٔ ضریب ارتجاعی برشی مؤثر خاک، سختی فنرهای تکیه‌گاهی، زمان تناوب مؤثر، نسبت میرایی مؤثر، ضرایب میرایی میراگرها و اصلاح طیف طرح، ارائه شده است. لازم به ذکر است در روش‌های تحلیل خطی می‌توان به‌طور محافظه‌کارانه از افزایش نسبت میرایی سیستم و کاهش طیف طرح ناشی از اثر میرایی افزایش‌یافته و نیز اندرکنش سینماتیک صرف‌نظر نمود و صرفاً انعطاف‌پذیری پی را مدل کرد، لیکن در این حالت انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه ممکن است در برخی از اعضا منجر به افزایش موضعی پاسخ بیش از حد واقعی گردد.



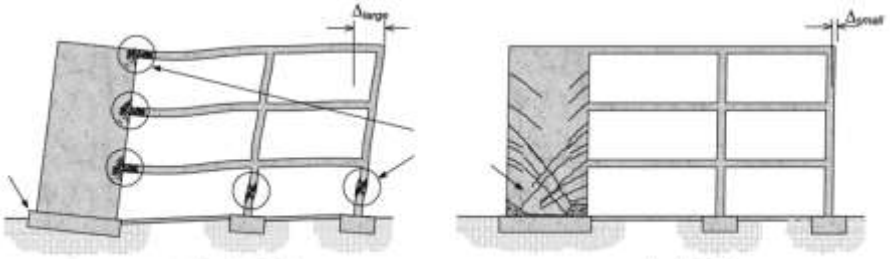
(الف)



تکیه‌گاه صلب



تکیه‌گاه انعطاف پذیر (ب)



(پ)

شکل پ۴-۱ نمونه‌هایی از مواردی که اثر اندرکنش سازه و خاک می‌تواند بر واکنش‌های موضعی سازه، مؤثــر باشد

پ۴-۲ ضوابط تحلیل

ضوابط استفاده از این پیوست برای هر یک از روش‌های تحلیل سازه، به شرح ذیل مقرر می‌گردد.

۱) روش تحلیل استاتیکی معادل: در این روش، سختی فنرهای تکیه‌گاهی از رابطهٔ (پ۴-۱۲)، زمان تناوب مؤثر، $\bar{T}$، از تحلیل سازهٔ متکی بر فنرها، و نسبت میرایی مؤثر، ξ ، از رابطهٔ (پ۴-۱۵) تعیین می‌شود. سپس با استفاده از روابط (پ۴-۳۲)، ضریب کاهش طیفی، R_D، با جایگزینی T با $\bar{T}$ محاسبه شده و از رابطهٔ (پ۴-۲۸-۱)، شتاب طیفی کاهش یافته با محاسبهٔ S_a به‌ازای زمان تناوب مؤثر، تعیین می‌گردد. در نهایت، با استفاده از ضرایب رفتار و اهمیت و نیز وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان، برش پایه ساختمان بر مبنای رابطهٔ (۳-۱) محاسبه و طبق رابطهٔ (۳-۱۲)، در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد. در این خصوص، باید برش پایهٔ حداقل، مطابق با ضوابط بندهای ۳-۹-۱-۲ و ۳-۱۲-۴ رعایت گردد. همچنین برش پایه در هیچ حالتی نباید از αV_u کمتر در نظر گرفته شود که V_u، برش پایهٔ ساختمان با فرض تکیه‌گاه‌های صلب است و از رابطهٔ (۳-۱) تعیین می‌شود و α ضریبی است که از روابط (پ۴-۱)، تعیین می‌گردد. سایر مراحل تحلیل و ضوابط تعیین نیروهای داخلی و تغییرشکل‌ها، مشابه فصل ۳ این آیین‌نامه خواهد بود.

$$\alpha = 0.7 \quad ; \quad R_u \le 3 \qquad \text{(پ۴-۱-۱)}$$

$$\alpha = 0.5 + \frac{R_u}{15} \quad ; \quad 3 < R_u < 6 \qquad \text{(پ۴-۱-۲)}$$

$$\alpha = 0.9 \quad ; \quad R_u \ge 6 \qquad \text{(پ۴-۱-۳)}$$

۲) روش تحلیل دینامیکی طیفی: در این روش، سختی فنرهای تکیه‌گاهی از رابطهٔ (پ۴-۱۲)، زمان تناوب و شکل هر یک از مودها از تحلیل سازهٔ متکی بر فنرها، نسبت میرایی مؤثر از رابطهٔ (پ۴-۱۵) و با استفاده از نسبت زمان تناوب‌های مودی با و بدون اندرکنش، ضریب کاهش طیفی R_D از رابطهٔ (پ۴-۳۲) با جایگزینی T با زمان تناوب مودی با اندرکنش، و مقدار شتاب طیفی کاهش یافته با محاسبهٔ S_a به ازای زمان تناوب هر مود با اندرکنش از رابطهٔ (پ۴-۲۸-۱) تعیین می‌شود. سپس برش پایهٔ هر مود، با استفاده از ضرایب رفتار و اهمیت و نیز جرم مؤثر لرزه‌ای مربوطه تعیین شده و برش پایهٔ تحلیل طیفی، بر مبنای ترکیب پاسخ مودها محاسبه می‌گردد. در نهایت باید اصلاح مقادیر

بازتاب‌ها مطابق با ضوابط بند ۳-۱۰-۱-۴ انجام شود که در این حالت، برش پایهٔ تحلیل طیفی و برش پایهٔ استاتیکی معادل که هر دو با احتساب اثرات اندرکنش تعیین شده‌اند، مبنای کار قرار می‌گیرند. در تعیین برش پایه استاتیکی معادل مذکور باید ضوابط برش پایهٔ حداقل بر مبنای بندهای ۳-۹-۱-۲ و ۳-۱۲-۴ رعایت گردد. همچنین برش پایه استاتیکی معادل مذکور در هیچ حالتی نباید از αV_u کمتر در نظر گرفته شود که V_u، برش پایهٔ ساختمان با فرض تکیه‌گاه‌های صلب است و از رابطهٔ (۳-۱) تعیین می‌شود و α ضریبی است که از روابط (پ۴-۱)، تعیین می‌گردد. سایر مراحل تحلیل و ضوابط تعیین نیروهای داخلی و تغییرشکل‌ها، مشابه ضوابط فصل ۳ خواهد بود.

۳) روش تحلیل استاتیکی غیرخطی: در این روش نیز مشابه روش تحلیل طیفی، ابتدا سختی فنرهای تکیه‌گاهی، زمان تناوب و شکل مود اصلی نوسان سازهٔ متکی بر فنرها، نسبت میرایی مؤثر و ضریب کاهش طیفی محاسبه می‌شود. سپس، تغییر مکان هدف بر مبنای زمان تناوب اصلی مذکور و طیف کاهش‌یافته تعیین می‌گردد. همچنین توزیع نیروهای جانبی نظیر با شکل مود اصلی نوسان سازه متکی بر فنرها تعیین می‌شود.

۴) روش دینامیکی غیرخطی: در این روش، سختی فنرهای تکیه‌گاهی، زمان تناوب مودهای سازهٔ متکی بر فنرها، ضرایب میرایی میراگرها طبق رابطهٔ (پ۴-۲۵)، ضریب کاهش طیف ناشی از هم‌سازی بر مبنای رابطهٔ (پ۴-۲۹)، ضریب کاهش طیف ناشی از مدفون بودن پی بر مبنای رابطهٔ (پ۴-۳۳)، و طیف کاهش‌یافته از رابطهٔ (پ۴-۲۸-۲) تعیین می‌گردد. سپس، شتاب‌نگاشت‌های منتخب بر اساس طیف کاهش یافته، مقیاس شده و در تحلیل سازه به کار گرفته می‌شوند.

پ۴-۳ تعیین ضریب ارتجاعی برشی موثر خاک

ضریب ارتجاعی برشی مؤثر خاک، G، با در نظر گرفتن اثر توأم وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان و کرنش‌های بزرگ خاک در حین زلزله طرح، طبق ضوابط این بند محاسبه می‌گردد.

پ۴-۳-۱ اثر وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان

در اثر وزن ساختمان، مدول برشی خاک در مجاورت کف سازهٔ پی افزایش می‌یابد. ضریب افزایش مدول برشی خاک در اثر وزن ساختمان، f_g ، از رابطهٔ (پ۴-۲) محاسبه می‌شود.

$$f_g = \left(\frac{\sum_1^5 t_i / V_{s0i}}{\sum_1^5 t_i / V_{sgi}} \right)^2 \quad ; \quad \sum_1^5 t_i = t_g \qquad \text{(پ۴-۲)}$$

در رابطهٔ فوق، t_g، عمق مؤثر خاک است که از کف سازهٔ پی سطحی به پایین اندازه‌گیری شده و برابر با میانگین $\sqrt[4]{B^3 L}/2$ و $\sqrt[4]{BL^3}/2$ در نظر گرفته می‌شود. L، طول سازهٔ پی (بعد بزرگ‌تر) و B، عرض آن (بعد کوچک‌تر) می‌باشد. به منظور لحاظ نمودن اثر تغییرات تنش قائم ناشی از وزن ساختمان با عمق، در رابطهٔ (پ۴-۲) لازم است عمق مؤثر خاک، حداقل به پنج قسمت، هر یک به ضخامت t_i، تقسیم گردد. V_{s0i} و V_{sgi} به ترتیب، سرعت موج برشی در شرایط آزاد (بدون وجود سازه) و سرعت موج برشی افزایش یافته به علت اثر وزن ساختمان در مرکز قسمت i می‌باشند. V_{s0i} بر مبنای گزارش ژئوتکنیک و V_{sgi} از رابطهٔ (پ۴-۳) محاسبه می‌شود.

$$V_{sgi} = V_{s0i} \left(\frac{\sigma'_i + \Delta\sigma'_i}{\sigma'_i} \right)^{n/2} \qquad \text{(پ۴-۳)}$$

در رابطهٔ فوق، عدد n برای خاک‌های ماسه‌ای برابر با ۰/۵ و برای خاک‌های رسی برابر ۱/۰ است. همچنین σ'_i تنش مؤثر قائم در مرکز قسمت i ناشی از وزن خاک (در شرایط آزاد، بدون حضور سازه) و $\Delta\sigma'_i$، تنش مؤثر قائم در مرکز قسمت i ناشی از اثر وزن ساختمان می‌باشند که از روابط (پ۴-۴) و (پ۴-۵) تعیین می‌شوند.

$$\sigma'_i = \sum \gamma_j h_j - u_i \qquad \text{(پ۴-۴)}$$

$$\Delta\sigma'_i = \Delta\sigma = \frac{1}{6}\left(0.52 - 0.04\frac{L}{B}\right)\frac{P}{A} \qquad \text{(پ۴-۵)}$$

در رابطهٔ (پ۴-۴)، γ_j ، وزن حجمی کل قسمت j ام خاک و h_j ضخامت آن قسمت است ($j \le i$) و u_i، فشار آب حفره‌ای در مرکز قسمت i ام است که می‌توان آن را از حاصل‌ضرب وزن حجمی آب در ارتفاع ستون آب بر روی مرکز قسمت i در نظر گرفت. ارتفاع ستون آب باید برابر با بالاترین حد محتمل برای آن در طول عمر مفید ساختمان در نظر گرفته شود. درصورت نامعلوم بودن این مقدار، f_g برابر ۱/۰ منظور می‌گردد. همچنین در رابطهٔ (پ۴-۵)، L و B به ترتیب، طول و عرض سازهٔ پی، A، مساحت سازهٔ پی و P، نیروی محوری وارد بر پی ناشی از بارهای ثقلی است.

پ۴-۳-۲ اثر کرنش‌های بزرگ خاک

هنگام وقوع زلزله، مدول برشی خاک به دلیل اثر کرنش‌های بزرگ در آن کاهش می‌یابد. ضریب کاهش مدول برشی خاک در اثر زلزله، f_e ، از جدول (پ۴-۱) تعیین می‌شود. درصورتی‌که مقدار ضریب کاهش، کوچکتر از ۰/۱ باشد، توصیه می‌شود از روش‌های دقیق‌تر برای تحلیل اندرکنش سازه و خاک استفاده شود، یا خاک مورد بهسازی قرار گیرد.

جدول پ۴-۱ ضریب کاهش مدول برشی خاک در اثر زلزله، f_e

طبقه‌بندی نوع زمین	$S_{DS}/2.5$ (برحسب g) [1]		
	۰/۱	۰/۴	۰/۸
I	۱/۰	۰/۹۵	۰/۹
II	۰/۹۵	۰/۷۵	۰/۶
III	۰/۹	۰/۵	۰/۱
IV	۰/۶	۰/۰۵	–[2]

(۱) برای مقادیر بینابینی SDS/2.5 از درون‌یابی خطی استفاده شود.

(۲) در این حالت، انجام مطالعه ویژه خاک ساختگاه الزامی است.

پ۴-۳-۳ مدول برشی مؤثر

مدول برشی مؤثر خاک در محاسبات اندرکنش سازه و خاک، G، از رابطهٔ (پ۴-۶) تعیین می‌شود.

$$G = f_g f_e G_0 \qquad \text{(پ۴-۶)}$$

در رابطهٔ فوق، G_0، مدول برشی خاک در شرایط آزاد (کرنش کوچک، بدون وجود سازه و زلزله) است که بر مبنای آزمایش‌های ژئوتکنیک یا درصورت در دسترس بودن مقادیر سرعت موج برشی، از رابطهٔ (پ۴-۷) تعیین می‌شود.

$$G_0 = \rho V_{s0}^2 \qquad \text{(پ۴-۷)}$$

در رابطهٔ فوق، ρ، جرم مخصوص خاک در شرایط آزاد و V_{s0}، متوسط سرعت موج برشی در شرایط آزاد، در محدوده عمق مؤثر خاک است که از رابطهٔ (پ۴-۸) محاسبه می‌گردد.

$$V_{s0} = \frac{t_g}{\sum\left(t_i / V_{s0i}\right)} \qquad \text{(پ۴-۸)}$$

در رابطهٔ پ۴-۸، t_i ضخامت و V_{s0i} سرعت موج برشی هر یک از لایه‌های خاک در شرایط آزاد است. محاسبه برای لایه‌های طبیعی خاک موجود در محدودهٔ عمق مؤثر خاک انجام می‌گردد. برای تعیین G_0 و V_{s0} می‌توان از سایر روابط معتبر مکانیک خاک نیز استفاده نمود.

سرعت موج برشی در خاک، V_s، از رابطهٔ (پ۴-۹) تعیین می‌شود.

$$V_s = \sqrt{G/\rho} \qquad \text{(پ۴-۹)}$$

پ۴-۴ سختی پی سطحی

به منظور تعیین سختی پی‌های سطحی در امتداد هر یک از درجات آزادی، ابتدا لازم است وضعیت صلبیت سازهٔ پی نسبت به خاک بستر، مطابق بندهای پ۴-۴-۱ و پ۴-۴-۲ تعیین و سپس مشخصات فنرهای معادل در امتداد هر یک از درجات آزادی پی، طبق بند پ۴-۴-۳ تعیین شود.

پ۴-۴-۱ کنترل صلبیت سازهٔ پی منفرد یا گسترده

در صورت برقراری رابطهٔ (پ۴-۱۰-۱)، سازهٔ پی منفرد یا گسترده نسبت به خاک پی، صلب فرض می‌شود.

$$4k_{sv}\sum_{m=1}^{5}\sum_{n=1}^{5}\frac{\sin^2\left[\frac{m\pi}{2}\right]\sin^2\left[\frac{n\pi}{2}\right]}{\pi^4 D_f\left[\frac{m^2}{L^2}+\frac{n^2}{B^2}\right]^2+k_{sv}} < 0.03 \qquad \text{(پ۴-۱۰-۱)}$$

$$D_f = \frac{E_f t^3}{12(1-\nu_f)^2} \quad , \quad k_{sv} = \frac{1.3G}{B(1-\nu)} \qquad \text{(پ۴-۱۰-۲)}$$

در روابط فوق، E_f و ν_f به ترتیب، مدول ارتجاعی و ضریب پواسون مصالح سازهٔ پی (بتن)، t ضخامت سازهٔ پی و ν ضریب پواسون خاک است. B و L، ابعاد پی منفرد با فرض مستطیلی بودن است. اگر پی گسترده باشد، B و L برای قسمتی از پی در زیر هر ستون به طور مجزا و به‌صورت ابعاد سطح سهم آن ستون از پی (نصف تا نصف فاصله از هر طرف) محاسبه می‌شوند. در بررسی فوق، اگر تمامی قسمت‌های سازهٔ پی، صلب محسوب شوند آن پی، گستردهٔ صلب و در غیر این‌صورت انعطاف‌پذیر محسوب می‌گردد. در مورد پی‌های

غیرمستطیلی، برای تعیین ابعاد سطح سهم یک ستون از پی، از مستطیل معادل هم سطح با حفظ تناسب کلی پی استفاده شود.

در محاسبات فوق، برای ستون بتنی، ستون فولادی پر شده با بتن و نیز در صورت وجود ستون پایه (پدستال) یا دیوار، باید بعد ستون یا ستون پایه یا ضخامت دیوار را از بعد پی به موازات آن کم نمود و عدد حاصل را در کنترل صلبیت در نظر گرفت.

پ۴-۴-۲ کنترل صلبیت سازهٔ پی نواری

صلبیت سازهٔ پی نواری باید در محدودهٔ سهم هر ستون کنترل شود. در صورت برقراری رابطهٔ (پ۴-۱۱)، سازهٔ پی نواری نسبت به خاک پی، صلب فرض می‌شود.

$$\frac{E_f I_f}{{L_f}^4} > \frac{2}{3} k_{sv} B \qquad \text{(پ۴-۱۱)}$$

در رابطهٔ فوق، I_f، لنگر اینرسی مقطع کل (ترک‌نخورده) سازهٔ پی، حول محور عمود بر امتداد مورد بررسی و L_f، طول پیِ سهم هر ستون می‌باشند.

مشابه با پی‌های منفرد یا گسترده، برای ستون بتنی، ستون فولادی پر شده با بتن و نیز در صورت وجود ستون پایه یا در مواردی‌که دیواری عمود بر پی موردنظر وجود داشته باشد، باید بعد ستون یا ستون پایه یا ضخامت دیوار را از طول پی کم نمود و عدد حاصل را در کنترل صلبیت در نظر گرفت.

پ۴-۴-۳ ضریب سختی فنر در تحلیل‌های خطی

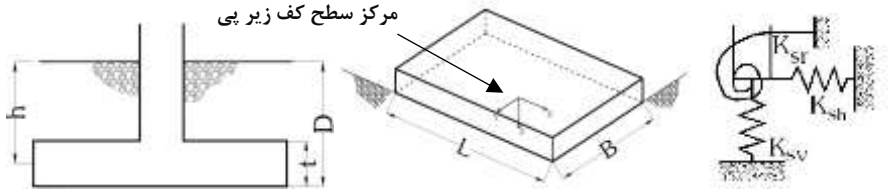
به منظور تعیین ضرایب سختی فنرها در تحلیل‌های خطی باید در حالتی که سازهٔ پی نسبت به خاک، صلب است از روش بندهای پ۴-۴-۳-۱ یا پ۴-۴-۳-۲ و اگر انعطاف‌پذیر است از روش بند پ۴-۴-۳-۳ استفاده شود. روش بند پ۴-۴-۳-۱ به روش مجزا موسوم بوده و زمانی از آن استفاده می‌شود که سازهٔ پی، همراه با سازهٔ ساختمان در یک نرم‌افزار واحد مدل نمی‌شود. در هنگام استفاده از روش بندهای پ۴-۴-۳-۲ و پ۴-۴-۳-۳ موسوم به روش توأم، سازهٔ پی و سازهٔ ساختمان، همراه با هم مدل می‌شوند.

پ۴-۴-۳-۱ سازهٔ پی نسبت به خاک صلب است (روش مجزا)

در این حالت، سازهٔ پی در مدل سازهٔ ساختمان در نظر گرفته نمی‌شود؛ لیکن در مرکز سطح پای ستون یا دیوار و در راستای هر درجه آزادی، فنرهایی مطابق شکل (پ۴-۲الف) با جایگزینی اندیس مناسب برای هر امتداد، قرار داده می‌شوند. در شکل (پ۴-۲ب)، برای هر پی، محور محلی موازی با طول پی (بعد بلندتر پی، L)، محور x می‌باشد. ضریب سختی فنر در امتداد درجه آزادی j ، با احتساب مدفون شدگی پی در عمق D، $K_{j,emb}$، از رابطهٔ (پ۴-۱۲) تعیین می‌شود.

$$K_{j,emb} = K_{j,sur}\beta_j \qquad \text{(پ۴-۱۲)}$$

در رابطهٔ فوق، j= x,y,z برای درجات آزادی انتقالی و j= xx,yy,zz برای درجات آزادی چرخشی در نظر گرفته می‌شود. $K_{j,sur}$، ضریب سختی فنر برای پی سطحی و β_j ، ضریب اصلاح سختی برای مدفون شدگی پی است که از روابط (پ۴-۱۳) و (پ۴-۱۴) تعیین می‌شوند. در این روابط، سه معادله اول، مربوط به سختی انتقالی و سه معادله بعدی، مربوط به سختی دورانی است. همچنین باید برای تعیین سختی فنرها در راستای محورهای اصلی سازه، به معیار نام‌گذاری محورهای محلی در شکل (پ۴-۲) توجه شود.



(پ) (ب) $L \geq B$ (الف)

شکل پ۴-۲ کمیت‌های روابط (پ۴-۱۳) و (پ۴-۱۴)

در شکل (پ۴-۲)، d برابر با t و در صورت وجود دیوار حائل، حداکثر برابر با D است.

$$K_{x,sur} = \frac{GB}{2-\nu}\left[3.4\left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 1.2\right] \qquad \text{(پ۴-۱۳-۱)}$$

$$K_{y,sur} = \frac{GB}{2-\nu}\left[3.4\left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 0.4\frac{L}{B} + 0.8\right] \qquad \text{(پ۴-۱۳-۲)}$$

$$K_{z,sur} = \frac{GB}{1-\nu}\left[1.55\left(\frac{L}{B}\right)^{0.75} + 0.8\right] \quad \text{(پ۴-۱۳-۳)}$$

$$K_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu}\left[0.4\frac{L}{B} + 0.1\right] \quad \text{(پ۴-۱۳-۴)}$$

$$K_{yy,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu}\left[0.47\left(\frac{L}{B}\right)^{2.4} + 0.034\right] \quad \text{(پ۴-۱۳-۵)}$$

$$K_{zz,sur} = GB^3\left[0.53\left(\frac{L}{B}\right)^{2.45} + 0.51\right] \quad \text{(پ۴-۱۳-۶)}$$

$$\beta_x = \left[1+0.21\sqrt{\frac{D}{B}}\right]\left[1+1.6\left(\frac{hd(B+L)}{BL^2}\right)^{0.4}\right] \quad \text{(پ۴-۱۴-۱)}$$

$$\beta_y = \left[1+0.21\sqrt{\frac{D}{L}}\right]\left[1+1.6\left(\frac{hd(B+L)}{LB^2}\right)^{0.4}\right] \quad \text{(پ۴-۱۴-۲)}$$

$$\beta_z = \left[1+\frac{1}{21}\frac{D}{B}\left(2+2.6\frac{B}{L}\right)\right]\left[1+0.32\left(\frac{d(B+L)}{BL}\right)^{2/3}\right] \quad \text{(پ۴-۱۴-۳)}$$

$$\beta_{xx} = 1+2.5\frac{d}{B}\left[1+\frac{2d}{B}\left(\frac{d}{D}\right)^{-0.2}\sqrt{\frac{B}{L}}\right] \quad \text{(پ۴-۱۴-۴)}$$

$$\beta_{yy} = 1+1.4\left(\frac{d}{L}\right)^{0.6}\left[1.5+3.7\left(\frac{d}{L}\right)^{1.9}\left(\frac{d}{D}\right)^{-0.6}\right] \quad \text{(پ۴-۱۴-۵)}$$

$$\beta_{zz} = 1+2.6\left(1+\frac{B}{L}\right)\left(\frac{d}{B}\right)^{0.9} \quad \text{(پ۴-۱۴-۶)}$$

در روابط (پ۴-۱۳) و (پ۴-۱۴):

D: فاصله کف سازهٔ پی تا سطح زمین؛

h: فاصله قائم مرکز سطح وجه جانبی سازهٔ پی در تماس مؤثر با خاک، تا سطح زمین؛

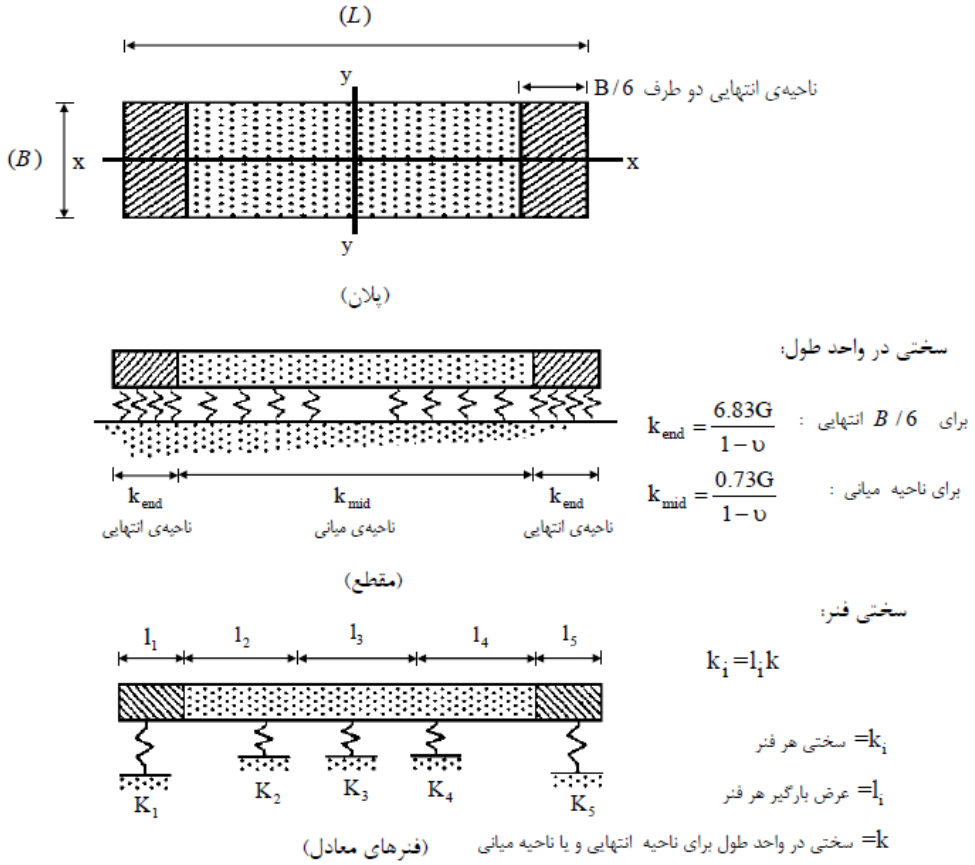
d: ارتفاع مفید وجه جانبی سازهٔ پی (و دیوار حائل متصل به پی، در صورت وجود) در تماس با خاک است. این مقدار بسته به شرایط ممکن است کمتر از ارتفاع کل وجه جانبی سازهٔ پی در نظر گرفته شود.

پ۴-۴-۳-۲ سازهٔ پی نسبت به خاک صلب است (روش توأم)

استفاده از این روش مربوط به حالتی است که سازهٔ پی نسبت به خاک، صلب محسوب گشته و به مدل سازهٔ ساختمان اضافه می‌شود و همراه با یکدیگر در قالب یک مدل واحد تحلیل می‌شوند. در این روش، سازهٔ پی هم باید المان‌بندی شده و در محل هر گرهٔ آن، دو فنر افقی متعامد و یک فنر قائم تعریف شود. سختی فنرهای افقی از حاصل‌ضرب سختی افقی طبق رابطهٔ (پ۴-۱۲)، در نسبت سطح سهم آن گره به سطح کل سازهٔ پی تعیین می‌شود. برای تنظیم سختی فنرهای قائم، به‌گونه‌ای‌که هم‌زمان هر دو سختی قائم و چرخشی پی مطابق رابطهٔ (پ۴-۱۲) در نظر گرفته شوند، در دو انتهای طولی پی در نواری به عرض یک ششم پهنای پی، سختی فنرهای قائم مطابق شکل (پ۴-۳) افزایش داده شود. در زمین‌های نوع I تا III می‌توان پی را در جهت افقی، مقید فرض نمود و از تعریف فنر در دو راستای افقی صرف‌نظر کرد.

پ۴-۴-۳-۳ سازهٔ پی نسبت به خاک انعطاف پذیر است

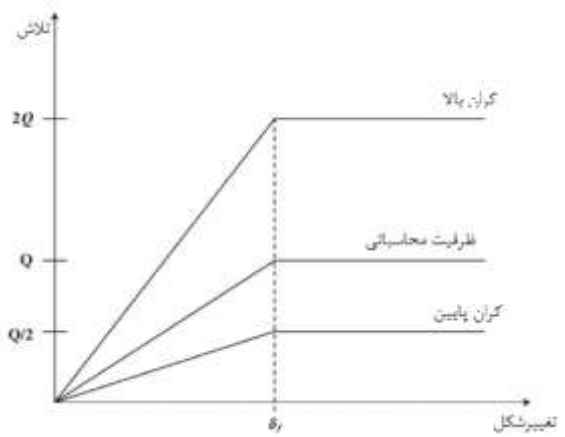
درصورتی‌که سازهٔ پی نسبت به خاک، انعطاف‌پذیر باشد باید به مدل سازهٔ ساختمان اضافه شده و همراه با آن در قالب یک مدل واحد تحلیل شوند. در این حالت باید سازهٔ پی نیز المان‌بندی شده و در محل هر گره، دو فنر افقی متعامد و یک فنر قائم تعریف شود. سختی فنرهای افقی از حاصل‌ضرب سختی افقی مطابق رابطهٔ (پ۴-۱۲) در نسبت سطح سهم آن گره به سطح کل سازهٔ پی تعیین می‌شود. سختی فنرهای قائم نیز از حاصل‌ضرب سطح سهم هرگره در ضریب عکس‌العمل بستر، k_{sv}، تعیین می‌شود. ضریب عکس‌العمل بستر از گزارش ژئوتکنیک یا رابطهٔ (پ۴-۱۰-۲) قابل تعیین است. در این حالت، نواحی میانی و انتهایی مانند روش قبل وجود نخواهند داشت. در زمین‌های نوع I تا III، می‌توان پی را در جهت افقی مقید فرض نمود و از تعریف فنر در دو راستای افقی صرف‌نظر کرد.



شکل پ۴-۳ توزیع فنــرهای قائــم در حالتی‌که سازهٔ پی نسبت به خاک، صلب است (روش بند پ۴-۴-۳-۲)

پ۴-۴-۴ ضریب سختی فنر در تحلیل‌های غیرخطی

در تحلیل‌های غیرخطی لازم است از منحنی‌های رفتاری غیرخطی فنرهای معرف خاک بر اساس اصول ژئوتکنیک لرزه‌ای استفاده گردد. در این تحلیل‌ها می‌توان رفتار فنرها را به‌صورت دو خطی با شیب شاخه دوم برابر صفر فرض نمود. در تحلیل دینامیکی غیرخطی باید رفتار دو خطی مذکور در سه حالت مختلف در نظر گرفته شود؛ بدین صورت که تنش فشاری خاک در انتهای شاخه اول، یک بار برابر با ظرفیت باربری خاک، یک بار برابر با نصف ظرفیت باربری خاک و یک بار هم دو برابر ظرفیت باربری خاک منظور گردد (شکل پ۴-۴).



شکل پ۴-۴ رفتار دوخطی معادل با رفتار غیرخطی فنرهای پی

پ۴-۵ سختی پی عمیق

برای تعیین سختی پی عمیق نیز مشابه با پی سطحی، درصورتی‌که سازهٔ گروه شمع نسبت به خاک پی، صلب محسوب گردد می‌توان در محل هر سرشمع، سازه را متکی بر سه فنر انتقالی و سه فنر چرخشی در نظر گرفت. در مواردی که سازهٔ گروه شمع نسبت به خاک پی، انعطاف‌پذیر محسوب گردد می‌توان به دو روش عمل نمود. یک روش آن است که مجموعهٔ سازهٔ پی و سطح اتکای آن بر خاک با استفاده از مدل فنر وینکلر مدل‌سازی شود. روش دیگر، استفاده از روش مستقیم (مدل‌سازی توأم سازه و تکیه‌گاه، شامل سازه و خاک پی) است. برای تفصیل بیشتر به فصل ششم و پیوست (۹) این آیین‌نامه مراجعه شود.

پ۴-۶ زمان تناوب مؤثر

زمان تناوب مؤثر در راستای افقی موردنظر، $\bar{T}$، همان زمان تناوب اصلی سازه با تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر است (سازهٔ متکی بر فنرهای تعریف شده در بندهای پ۴-۴ یا پ۴-۵ در روش زیرسازه، یا سیستم متشکل از سازه و پی در روش مستقیم) که از تحلیل نرم‌افزاری مدل‌های مربوطه تعیین می‌شود. با توجه به انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه، همواره $\bar{T}$ از زمان تناوب اصلی تحلیلی سازه با تکیه‌گاه صلب، T، بزرگتر خواهد بود. این پیوست، محدودیتی درخصوص مقدار تعیین شده برای T و نیز نسبت $\bar{T}$ به T مقرر نمی‌دارد. در تحلیل

استاتیکی غیرخطی، زمان تناوب مؤثر با استفاده از مدل‌های سازه‌ای متکی بر فنر و با توجه به ضوابط پیوست (۲) این آیین‌نامه تعیین می‌شود.

پ۴-۷ نسبت میرایی مؤثر

نسبت میرایی مؤثر برای کاهش مقادیر طیف طرح به دلیل میرایی اضافی پی، مورد استفاده قرار می‌گیرد. در روش‌های تاریخچه‌زمانی، استفاده از نسبت میرایی مؤثر مجاز نبوده و باید مطابق بند پ۴-۸ در محل هر پی، میراگرهایی مدل شوند. همچنین استفاده از روابط این پیوست برای پی‌هایی که شامل اجزاء جداگانه و غیرمتصل به هم با فاصلهٔ کمتر از بعد افقی سیستم مقاوم لرزه‌ای در جهت مورد بررسی یا پی عمیق باشند، مجاز نمی‌باشد. نسبت میرایی مؤثر، $\bar{\xi}_i$، از رابطهٔ (پ۴-۱۵) محاسبه می‌شود و باید برای هریک از دو امتداد اصلی افقی ساختمان بصورت جداگانه تعیین گردد.

تبصره: در تحلیل دینامیکی طیفی باید از میانگین نسبت‌های میرایی مؤثر در دو امتداد اصلی افقی ساختمان استفاده نمود.

$$\bar{\xi}_i = \xi_f + \frac{\xi}{1+\frac{\Omega_0}{R_u}\left[\left(\frac{\bar{T}}{T}\right)^2 - 1\right]} \qquad 0.05 \le \bar{\xi}_i \le 0.2 \qquad \text{(پ۴-۱۵)}$$

در رابطهٔ فوق:

Ω_0: ضریب اضافه مقاومت سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان در امتداد موردنظر؛

R_u: ضریب رفتار سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان در امتداد موردنظر؛

ξ : نسبت میرایی سازه که برابر ۰٫۰۵ در نظر گرفته می‌شود؛

ξ_f : نسبت میرایی پی که از رابطهٔ (پ۴-۱۶) محاسبه می‌شود.

$$\xi_f = \left[1-\left(T/\bar{T}\right)^2\right]\xi_s + R_L\xi_r \qquad \text{(پ۴-۱۶)}$$

در رابطهٔ فوق:

R_L : ضریب کاهش میرایی هندسی به دلیل لایه‌بندی زمین است. در مواردی‌که خاک زیر پی، متشکل از یک لایهٔ نرم با ضخامت تقریباً ثابت و متکی بر خاک سخت یا سنگ سالم (سنگ خُرد نشده و غیر هوازده) با ضخامت بسیار زیاد باشد و رابطهٔ $4h_s/V_s\bar{T}<1$ نیز برقرار باشد، R_L، برابر با $\left(4h_s/V_s\bar{T}\right)^4$ و در غیر این صورت برابر با ۱٫۰ در نظر گرفته شود.

در این رابطه، h_s، ضخامت لایه خاک نرم و V_s، میانگین سرعت موج برشی در لایه خاک نرم در کرنش‌های بزرگ است که از رابطهٔ (پ۴-۹) و با فرض f_g برابر با ۱/۰ محاسبه می‌شود.

ξ_s: نسبت میرایی مصالح (یا میرایی هیسترتیک) خاک است که از جدول (پ۴-۲) تعیین می‌شود.

جدول پ۴-۲ نسبت میرایی مصالح (یا میرایی هیسترتیک) خاک، ξ_s

طبقه‌بندی نوع زمین (۳)	$S_{DS}/2.5$ (برحسب g) (۱)		
	۰/۱ و کمتر	۰/۴	۰/۸ و بیشتر
II	۰/۰۱	۰/۰۳	۰/۰۵
III	۰/۰۲	۰/۰۷	۰/۱۵
IV	۰/۰۵	۰/۲	– (۲)

(۱) برای مقادیر بینابینی SDS/2.5 از درون‌یابی خطی استفاده شود.

(۲) در این حالت، انجام مطالعه ویژه خاک ساختگاه الزامی است.

(۳) در زمین‌های نوع I، نسبت میرایی مصالح، صفر در نظر گرفته می‌شود.

ξ_r: نسبت میرایی هندسی (تشعشعی) پی است که از رابطهٔ (پ۴-۱۷) تعیین می‌شود. از اثر نسبت میرایی هندسی می‌توان در تمامی روش‌های تحلیل، غیر از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی صرف‌نظر نمود.

$$\xi_r = \left(T_h / \overline{T}\right)^2 \xi_h + \left(T_\theta / \overline{T}\right)^2 \xi_\theta \qquad \text{(پ۴-۱۷)}$$

در رابطهٔ (پ۴-۱۷)، T_h و ξ_h به‌ترتیب زمان تناوب و نسبت میرایی ارتعاش جانبی یکپارچهٔ سازه و پی، و T_θ و ξ_θ به‌ترتیب، زمان تناوب و نسبت میرایی مربوط به ارتعاش گهواره‌ای هستند.

مقدار T_h از رابطهٔ (پ۴-۱۸) محاسبه می‌گردد.

$$T_h = 2\pi\sqrt{a_1 W / \left(K_h\, g\right)} \qquad \text{(پ۴-۱۸)}$$

در رابطهٔ (پ۴-۱۸)، a_1، ضریب مشارکت جرمی مود اول ارتعاش در راستای مورد نظر با فرض تکیه‌گاه صلب بوده و W وزن موثر لرزه‌ای ساختمان مطابق ضوابط فصل ۳ است. در روش استاتیکی معادل می‌توان a_1 را برابر با ۱/۰ در نظر گرفت. K_h، سختی جانبی کل پی

ساختمان است که از رابطهٔ (پ۴-۱۲) محاسبه می‌شود. به منظور محاسبه K_h از رابطهٔ (پ۴-۱۲)، باید B_e و L_e را جایگزین B و L در رابطهٔ مذکور نمود. کمیت‌های B_e و L_e، عرض و طول معادل کل پی ساختمان هستند. در حالت خاصی که سازه، متکی بر یک پی گسترده مستطیلی باشد، B_e و L_e، برابر با طول و عرض همان پی در نظر گرفته شوند. در سایر حالات، درصورتی‌که پی سازه، غیرمستطیلی یا غیرگسترده، ولی متشکل از یک شبکهٔ به هم پیوسته باشد (مانند پی‌های منفرد متصل با شناژ یا پی‌های نواری)، B_e و L_e، برابر عرض و طول یک پی مستطیلی معادل با پی سازه فرض شود که مساحت این پی معادل باید برابر با مساحت کل پی سازه (پس از کسر مساحت تمامی فضاهای خالی) و نسبت طول و عرض آن هماهنگ با تناسبات کلی پی سازه باشد. همچنین در رابطهٔ (پ۴-۱۲)، $K_h=K_{j.emb}$ است که اندیس h بیانگر امتداد نیروهای زلزلهٔ موردنظر و j بیانگر آن محور محلی از پی معادل به ابعاد B_e و L_e است که موازی امتداد نیروهای زلزلهٔ موردنظر می‌باشد (شکل پ۴-۲).

مقدار T_θ از رابطهٔ (پ۴-۱۹) محاسبه می‌گردد.

$$T_\theta = 2\pi\sqrt{a_1 W h^2 / \left(a_\theta K_\theta g\right)} \qquad \text{(پ۴-۱۹)}$$

در رابطهٔ (پ۴-۱۹)، h، ارتفاع مرکز جرم سازه از تراز پایه است که اگر به‌طور دقیق قابل تعیین نباشد می‌توان آن را برای سازه‌های یک طبقه، برابر با ارتفاع سازه و در دیگر حالات، برابر با دو سوم ارتفاع کل سازه از تراز پایه در نظر گرفت. همچنین K_θ از رابطهٔ (پ۴-۱۲) و با فرض $K_\theta = K_{j.emb}$ و جایگزینی B_e و L_e به‌جای B و L تعیین می‌شود. θ و j بستگی به امتداد نیروهای زلزله داشته و معادل xx یا yy هستند که x یا y، محور محلی پی معادل عمود بر امتداد نیروهای زلزله است. a_θ نیز بسته به مورد از روابط (پ۴-۲۰) محاسبه می‌شود.

$$a_{xx} = 1 - \frac{0.55 + 0.01\sqrt{\left(L_e / B_e\right) - 1}}{2.4 - \dfrac{0.4}{\left(L_e / B_e\right)^3} + a_0^2} \cdot a_0^2 \qquad \text{(پ۴-۲۰-۱)}$$

$$a_{yy} = 1 - \frac{0.55 a_0^2}{0.6 + \dfrac{1.4}{\left(L_e / B_e\right)^3} + a_0^2} \qquad \text{(پ۴-۲۰-۲)}$$

در روابط فوق، مقدار a_0 از رابطهٔ (پ۴-۲۱) تعیین می‌شود.

$$a_0 = \frac{\pi B_e}{\bar{T} V_S} \qquad \text{(پ۴-۲۱)}$$

ξ_h و ξ_θ با توجه به توضیحات ذیل روابط (پ۴-۱۸) و (پ۴-۱۹) در مورد اندیس‌ها، از روابط پ۴-۲۲ و پ۴-۲۳ محاسبه می‌شوند.

$$\xi_x = \left[\frac{L_e}{B_e} + \left(\frac{2D}{B_e}\right)\left(\psi + \frac{L_e}{B_e}\right)\right]\left(\frac{GB_e}{K_{x,emb}}\right).a_0 \qquad \text{(پ۴-۲۲-۱)}$$

$$\xi_y = \left[\frac{L_e}{B_e} + \left(\frac{2D}{B_e}\right)\left(1 + \psi\frac{L_e}{B_e}\right)\right]\left(\frac{GB_e}{K_{y,emb}}\right).a_0 \qquad \text{(پ۴-۲۲-۲)}$$

$$\xi_{xx} = \frac{\psi\left(L_e / B_e\right)}{2.2 - \dfrac{0.4}{\left(L_e / B_e\right)^3} + a_0^2}\left(\frac{GB_e^3}{K_{xx,sur}}\right)\frac{a_0^3}{12a_{xx}} \qquad \text{(پ۴-۲۳-۱)}$$

$$\xi_{yy} = \frac{\psi\left(L_e / B_e\right)^3}{\dfrac{1.8}{1 + 1.75\left(L_e / B_e - 1\right)} + a_0^2}\left(\frac{GB_e^3}{K_{yy,sur}}\right)\frac{a_0^3}{12a_{yy}} \qquad \text{(پ۴-۲۳-۲)}$$

در روابط فوق، K های با اندیس‌های مختلف، ذیل روابط (پ۴-۱۸) و (پ۴-۱۹) معرفی شده‌اند و Ψ از رابطهٔ (پ۴-۲۴) تعیین می‌شود.

$$\psi = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)} \le 2.5 \qquad \text{(پ۴-۲۴)}$$

پ۴-۸ ضرایب میرایی میراگرها در محل پی

به منظور مدل‌سازی اثر میرایی پی در روش‌های تاریخچه زمانی لازم است میراگرها در محل هر پی معرفی شوند. در این آیین‌نامه، استفاده از میراگرهای نظیر درجات آزادی انتقالی، کافی تلقی گشته و نیازی به تعریف میراگرهای دورانی نیست؛ لیکن درصورتی‌که قصد تعریف میراگرهای دورانی وجود دارد، می‌توان برای تعیین روابط آنها به مراجع معتبر مراجعه نمود. ماتریس میرایی سازه در این روش‌ها باید با استفاده از نسبت میرایی سازه، برابر با ۵ درصد و نیز فرکانس دو مود اصلی ارتعاشی سازه با تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر ساخته شود؛ چراکه میرایی پی از طریق مدل‌سازی میراگرها لحاظ می‌شود.

ضریب میرایی C_j، مربوط به میراگر متمرکز در مرکز سطح هر پی در درجه آزادی j (j معرف محورهای محلی x، y و z، در شکل پ۴-۲)، از رابطهٔ (پ۴-۲۵) تعیین می‌شود:

$$C_j = \frac{K_{j,emb}\,\xi_f\,T_j}{\pi} \qquad \text{(پ۴-۲۵)}$$

در رابطهٔ فوق:

$K_{j,emb}$: سختی فنر متناظر با درجهٔ آزادی j مطابق رابطهٔ (پ۴-۱۲) و بر مبنای ابعاد پی موردنظر؛

T_j: زمان تناوب ارتعاش یکپارچه سازه و پی در راستای j حاصل از رابطهٔ (پ۴-۱۸) و با جایگزین نمودن j به‌جای h؛

ξ_f: نسبت میرایی پی، حاصل از رابطهٔ (پ۴-۱۶) و با جایگزین نمودن ξ_h به‌جای ξ_r، که مقدار ξ_h از روابط (پ۴-۲۶) تعیین می‌شود.

$$\xi_x = \left[\frac{L}{B} + \left(\frac{2D}{B}\right)\left(\psi + \frac{L}{B}\right)\right]\left(\frac{GB}{K_{x,emb}}\right)a_0 \qquad \text{(پ۴-۲۶-۱)}$$

$$\xi_y = \left[\frac{L}{B} + \left(\frac{2D}{B}\right)\left(1 + \psi\,\frac{L}{B}\right)\right]\left(\frac{GB}{K_{y,emb}}\right)a_0 \qquad \text{(پ۴-۲۶-۲)}$$

$$\xi_z = \left[\psi\left(\frac{L}{B}\right) + \left(\frac{2D}{B}\right)\left(1 + \frac{L}{B}\right)\right]\left(\frac{GB}{K_{z,emb}}\right)\left(\frac{a_0}{a_z}\right) \qquad \text{(پ۴-۲۶-۳)}$$

در روابط فوق، a_0 از رابطهٔ (پ۴-۲۱) و با جایگزین نمودن B به جای B_e تعیین می‌شود. همچنین ψ از رابطهٔ (پ۴-۲۴) و a_z از رابطهٔ (پ۴-۲۷) تعیین می‌شوند.

$$a_z = 1.0 - \frac{(0.4 + \frac{0.2}{L/B})a_0^2}{\frac{10}{1 + 3(L/B - 1)} + a_0^2} \qquad \text{(پ۴-۲۷)}$$

پ۴-۹ اصلاح طیف طرح

در اثر اندرکنش سازه و خاک، مقادیر طیف طرح می‌تواند به‌دلیل میرایی اضافی ناشی از پی (اثر میرایی پی)، همسازی تغییرشکل‌های سازهٔ پی و خاک (اثر همسازی) و نیز مدفون بودن سازهٔ پی در خاک (اثر پی مدفون) دچار کاهش شود. اثرات همسازی و پی مدفون، در زمرهٔ اثرات سینماتیک اندرکنش قرار می‌گیرند. در این آیین‌نامه، اعمال اثرات

سینماتیک با هدف کاهش طیف طرح فقط در روش تحلیل دینامیکی غیرخطی مجاز است. نظر به آنکه در روش‌های تاریخچه زمانی (خطی و غیرخطی)، اثر میرایی پی با مدل‌سازی میراگرها در تکیه‌گاه سازه منظور می‌گردد، استفاده از اثر میرایی پی برای کاهش طیف طرح در این روش‌ها مجاز نیست.

بر این اساس، اصلاح طیف طرح در روش‌های تحلیل استاتیکی معادل، طیفی و استاتیکی غیرخطی از رابطهٔ (پ۴-۲۸-۱) و در روش دینامیکی غیرخطی، مطابق رابطهٔ (پ۴-۲۸-۲) انجام می‌شود. اصلاح طیف طرح در روش تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی خطی مجاز نیست؛ زیرا در این روش، اثر میرایی بر کاهش پاسخ‌ها از طریق مدل‌سازی میراگرها منظور گشته، همچنین استفاده از اثر سینماتیک هم در روش مزبور مجاز نیست.

$$S_{ar} = S_a R_D \qquad \text{(پ۴-۲۸-۱)}$$

$$S_{ar} = S_a R_C R_E \geq 0.7 S_a \qquad \text{(پ۴-۲۸-۲)}$$

در روابط فوق:

S_a: طیف طرح بدون اثرات اندرکنش؛

S_{ar}: طیف طرح کاهش یافته به‌دلیل اثرات اندرکنش؛

R_C، R_D و R_E: به ترتیب، ضرایب کاهش طیف در اثر همسازی، میرایی پی، و مدفون بودن پی.

ضریب کاهش طیف در اثر همسازی، R_C، از رابطهٔ (پ۴-۲۹) تعیین می‌شود.

$$R_C = 0.25 + \frac{0.75\sqrt{1 - B_0\, exp\left(-2b_0^2\right)}}{b_o} \qquad \text{(پ۴-۲۹)}$$

در رابطهٔ (پ۴-۲۹)، مقدار b_0 از رابطهٔ (پ۴-۳۰) محاسبه می‌شود.

$$b_0 = \frac{0.0023\sqrt{A_b}}{T} \leq \frac{0.184}{T} \qquad \text{(پ۴-۳۰)}$$

در رابطهٔ (پ۴-۳۰)، A_b، مساحت سطح کلی دربردارنده سیستم پی ساختمان (حفره‌های موجود در پلان پی کسر نمی‌شوند) و T، زمان تناوب موردنظر است. لازم است R_C به‌ازای زمان تناوب‌های مختلف محاسبه شود و شکل کاهش یافتهٔ طیف در محدودهٔ پریودی موردنظر تعیین گردد. مقدار R_C باید به‌ازای زمان تناوب‌های کوچکتر از ۰٫۲ ثانیه، به‌طور ثابت با فرض T برابر با ۰٫۲ ثانیه محاسبه گردد.

همچنین B_0 در رابطهٔ (پ۴-۲۹)، از روابط (پ۴-۳۱) تعیین می‌شود.

$$B_0 = 1 + b_0^2 + b_0^4 + \frac{b_0^6}{2} + \frac{b_0^8}{4} + \frac{b_0^{10}}{12} \qquad ; b_0 \le 1 \qquad \text{(پ۴-۳۱-۱)}$$

$$B_0 = \frac{\left(1 - \frac{1}{16 b_0^2}\right) exp\left(2 b_0^2\right)}{b_0 \sqrt{\pi}} \qquad ; b_0 > 1 \qquad \text{(پ۴-۳۱-۲)}$$

ضریب کاهش طیف در اثر میرایی پی، R_D، از روابط (پ۴-۳۲) تعیین می‌شود.

$$R_D = 1 + \left(T / T_0\right)\left[0.4 - 0.25\ ln\left(100\bar{\xi}\right)\right] \qquad ; T < T_0 \qquad \text{(پ۴-۳۲-۱)}$$

$$R_D = 1.4 - 0.25\ ln\left(100\bar{\xi}\right) \qquad ; T \ge T_0 \qquad \text{(پ۴-۳۲-۲)}$$

در روابط فوق، $\bar{\xi}$ نسبت میرایی مؤثر است که از رابطهٔ (پ۴-۱۵) محاسبه می‌شود.

ضریب کاهش طیف در اثر مدفون بودن پی، R_E، از رابطهٔ (پ۴-۳۳) تعیین می‌شود.

$$R_E = 0.25 + 0.75 cos\left(2\pi e / T V_s\right) \qquad \text{(پ۴-۳۳)}$$

در رابطهٔ فوق، e عمق کف پی نسبت به سطح زمین است که نباید بیش از ۶ متر منظور گردد. در مورد پی‌های پله‌ای، e را می‌توان از میانگین‌گیری اعماق مختلف پی به نسبت سطح واقع در هر عمق تعیین نمود. در زمین‌های شیبدار باید کمترین عمق پی در نظر گرفته شود. همچنین، V_s، متوسط سرعت موج برشی مؤثر در محدودهٔ عمق مدفون است که از روابط (پ۴-۶) و (پ۴-۹) و با فرض f_g برابر با ۱/۰ تعیین می‌شود که البته نباید کوچکتر از ۲۰۰ متر بر ثانیه در نظر گرفته شود. همچنین، T، زمان تناوب در محدودهٔ مقادیر موردنظر است که به ازای آنها مقادیر R_E محاسبه شده و شکل کاهش‌یافتهٔ طیف ناشی از این اثر تعیین می‌گردد. مقدار R_E باید به‌ازای زمان تناوب‌های کوچکتر از ۰/۲ ثانیه، به‌طور ثابت با فرض T برابر با ۰/۲ ثانیه محاسبه گردد.

پیوست (۵)

اثر میانقاب در تحلیل و طراحی سازه‌های ساختمانی

پ۵-۱ کلیات

میانقاب به دیواری اطلاق می‌شود که به طور کامل، یک دهانهٔ سازه را پوشانده و توسط تیرها و ستون‌ها یا دیوارهای برشی احاطه شده باشد. قاب میان‌پر شامل میانقاب و قاب پیرامونی آن می‌باشد.

در اکثر موارد میانقاب‌ها از نوع مصالح بنایی هستند، ولی استفاده از برخی مصالح دیگر نیز در میانقاب‌ها با رعایت ضوابط ممکن است. اثر میانقاب‌ها در تحلیل و طراحی سازه‌های ساختمانی را باید با رعایت ضوابط این پیوست در نظر گرفت. در صورت رعایت این ضوابط، در نقشه‌های سازهٔ این ساختمان‌ها میانقاب‌ها باید به‌عنوان اجزاء سازه‌ای معرفی شوند و در مدارک نگهداری ساختمان، قید گردد که جابجایی یا تخریب آنها بدون انجام تحلیل و ارزیابی‌های مجدد، مجاز نیست.

پ۵-۲ شرایط ساختمان برای استفاده از میانقاب

استفاده از میانقاب به‌عنوان جزء سازه‌ای، فقط در ساختمان‌هایی که دارای کلیه شرایط زیر باشند مجاز است:

الف- ساختمان در گروه ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد یا گروه طراحی لرزه‌ای ۳ نباشد؛

ب- ساختمان، دارای یکی از سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای مندرج در بندهای الف، ب ، پ یا ت جدول (۳-۱) این آیین‌نامه باشد؛

پ- سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان، به تنهایی و بدون در نظر گرفتن مقاومت میانقاب‌ها قادر به تحمل کل بارهای ثقلی در ترکیب با ۵۰ درصد نیروهای جانبی زلزله که بر اساس پارامترهای لرزه‌ای همان سیستم مقاوم لرزه‌ای محاسبه شده است، باشد. همچنین تغییر

مکان جانبی نسبی طبقات در این حالت، از مقادیر مجاز ارائه شده در بند ۳-۱۲ بیشتر نباشد؛

ت- اثر مقاومت میانقاب‌ها در وقوع نامنظمی در سازه، مطابق ضوابط بند ۳-۳ بررسی و در محاسبهٔ سازه در نظر گرفته شود. همچنین در نظرگرفتن مقاومت میانقاب‌ها نباید موجب وقوع نامنظمی سختی جانبی از نوع "طبقه خیلی نرم" یا نامنظمی مقاومت جانبی از نوع "طبقه خیلی ضعیف" شود؛

ث- تعداد طبقات ساختمان بر روی تراز پایه از چهار طبقه و ارتفاع آن از تراز پایه از ۱۵ متر بیشتر نباشد. همچنین تعداد طبقات و ارتفاع ساختمان بر روی تراز پایه از حداکثر مقادیر مجاز سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان، مطابق جدول (۳-۱) بیشتر نباشد؛

ج- دیافراگم تمامی طبقات ساختمان، صلب باشد.

پ۵-۳ شرایط میانقاب

میانقاب‌های مشمول این پیوست از نوع مصالح بنایی شامل دیوارهای آجری توپر و سوراخ‌دار یا ساخته‌شده از بلوک سیمانی یا سایر مصالح بنایی با حداقل مقاومت فشاری مشخصه مصالح میانقاب (f'_m) برابر با ۲٫۵ مگاپاسکال بوده و شامل دیوارهای ساخته‌شده از آجر مجوف، بلوک سفالی مجوف، سنگ و شیشه نمی‌شود. همچنین میانقاب باید دارای کلیه شرایط زیر باشد:

الف- ارتفاع آن از ۴ متر و طول آن از ۶ متر بیشتر نباشد؛

ب- نسبت ارتفاع دیوار به ضخامت آن کمتر از ۲۰ باشد؛

ج- نسبت طول به ارتفاع دیوار، برابر یا بیشتر از ۱٫۰ باشد.

تبصره: دیوار موجود در دهانهٔ مهاربندی شده را نمی‌توان به‌عنوان میانقاب در نظر گرفت.

پ۵-۴ تحلیل سازهٔ دارای میانقاب

در تحلیل خطی سازهٔ دارای میانقاب، هر میانقاب به صورت یک عضو قطری فشاری، مطابق با ضوابط بند پ۵-۵ مدل می‌شود. با توجه به طبیعت زلزله، نیروی جانبی زلزله باید یک‌بار در جهت رفت و یک‌بار در جهت برگشت به سازه اعمال گردد و هر بار، عضو معادل میانقاب

در قطری که به‌صورت فشاری عمل می‌کند مدل‌سازی و سازه تحلیل شود. مقاومت قاب و میانقاب باید با استفاده از نتایج تحلیل و بر اساس ضوابط بند پ۵-۶ کنترل شود.

تبصره: در سازهٔ دارای میانقاب، ستون‌های پیرامون میانقاب حتی در قاب‌های دارای اتصال مفصلی تیر به ستون، عضو مقاوم لرزه‌ای ساختمان محسوب می‌شوند و باید در محاسبات ساختمان، ضوابط بند ۳-۶-۲ درخصوص اعمال هم‌زمان نیروهای زلزله دو امتداد متعامد برای ستون‌های مذکور رعایت شود.

پ۵-۴-۱ پارامترهای لرزه‌ای

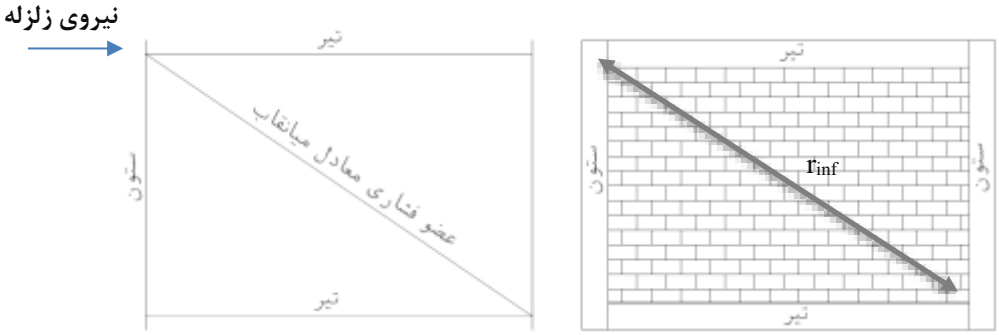
پارامترهای لرزه‌ای سازهٔ دارای میانقاب، شامل R_u، C_d و Ω_0، به ترتیب برابر ۳٫۵، ۲٫۵ و ۲٫۵ در نظر گرفته می‌شود؛ لیکن در صورتی که ضریب رفتار سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان از ۳٫۵ کوچکتر باشد، پارامترهای لرزه‌ای سیستم مقاوم لرزه‌ای، مبنای تحلیل قرار می‌گیرد.

پ۵-۴-۲ کنترل تغییر مکان جانبی

در طراحی سازهٔ دارای میانقاب، تغییر مکان جانبی نسبی مجاز طبقات، Δ_a، باید برابر با نصف مقادیر جدول (۳-۵) در نظر گرفته شود.

پ۵-۵ سختی درون‌صفحه میانقاب مصالح بنایی

به‌منظور مدل‌سازی اثر میانقاب مصالح بنایی در عملکرد درون‌صفحه، می‌توان از مدل عضو قطری فشاری معادل استفاده نمود. مطابق شکل (پ۵-۱)، این عضو قطری معادل باید به‌گونه‌ای مدل شود که تنها در فشار عمل نماید.



الف) دیوار با عملکرد میانقابی ب) مدل قاب دارای میانقاب

شکل پ۵-۱ عضو معادل میانقاب

سختی ارتجاعی درون‌صفحهٔ یک دهانه از میانقاب مصالح بنایی غیرمسلح را می‌توان با به‌کارگیری عضو قطری فشاری معادل به عرض a مدل‌سازی نمود. ضخامت و ضریب ارتجاعی این عضو به ترتیب با ضخامت میانقاب (t_{inf}) و ضریب ارتجاعی میانقاب (E_m) یکسان می‌باشد. عرض a (بر حسب میلی‌متر) از رابطهٔ (پ۵-۱) تعیین می‌شود.

$$a = 0.175\left(\lambda_1 \times h_{col}\right)^{-0.4} r_{inf} \qquad (پ۵-۱)$$

در رابطهٔ فوق:

h_{col}: ارتفاع ستون (فاصله مرکز تا مرکز تیر)، برحسب میلی‌متر؛

r_{inf}: طول قطری دهانهٔ میانقاب، برحسب میلی‌متر (شکل پ۵-۱)؛

λ_1: ضریبی که برای محاسبه عرض معادل عضو فشاری میانقاب به‌کار می‌رود و مقدار آن از رابطهٔ (پ۵-۲) محاسبه می‌شود.

$$\lambda_1 = \left[\frac{E_m \times t_{inf} \times \sin 2\theta}{4 \times E_f \times I_{col} \times h_{inf}}\right]^{0.25} \qquad (پ۵-۲)$$

در رابطهٔ فوق:

E_m: ضریب ارتجاعی مصالح میانقاب، برحسب مگاپاسکال است. این کمیت برای دیوار آجری با ملاتِ دارای مقاومت فشاری مشخصه از ۲/۷ تا ۸ مگاپاسکال، معادل ۴۰۰ برابر مقدار مقاومت فشاری مشخصه مصالح میانقاب (f'_m) و با ملات دارای مقاومت مشخصه برابر یا بزرگتر از ۱۲ مگاپاسکال، معادل ۵۵۰ برابر مقدار مقاومت فشاری مشخصه آن در نظر گرفته می‌شود. برای ملات های با مقاومت مشخصه از ۸ تا ۱۲ مگاپاسکال، به‌صورت

متناسب از درون یابی خطی استفاده می‌شود. برای سایر مصالح نیز باید به آیین‌نامه‌های معتبر مراجعه شود. f'_m، مقاومت فشاری مشخصه مصالح میانقاب برحسب مگاپاسکال است که مطابق ضوابط مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان تعیین می‌شود؛

t_{inf}: ضخامت آن قسمت از دیوار که در تماس مستقیم و کامل با اعضای قاب باشد، برحسب میلی‌متر؛

θ: زاویه‌ای که تانژانت آن برابر با نسبت ارتفاع به طول میانقاب است، برحسب درجه؛

E_f: ضریب ارتجاعی مصالح قاب، برحسب مگاپاسکال؛

I_{col}: لنگر اینرسی ستون، برحسب mm^4؛ درصورتی‌که ستون‌های پیرامونی یک میانقاب، متفاوت باشند می‌توان از متوسط لنگر اینرسی آن‌ها برای این کمیت استفاده نمود؛

h_{inf}: ارتفاع میانقاب برحسب میلی‌متر.

تبصره: درخصوص میانقاب‌هایی که اثر آن‌ها در محاسبات سختی و مقاومت در نظر گرفته می‌شود، باید تمهیدات لازم در هر یک از کنج‌ها (در محدوده‌ای به عرض حداقل ۱٫۵ برابر عرض معادل محاسبه‌شده از طریق رابطهٔ (پ۵-۱) برای تماس مستقیم کل ضخامت دیوار با اعضای سازه‌ای پیرامونی فراهم شده باشد؛ در غیر این صورت، در محاسبهٔ سختی و مقاومت میانقاب، موضوع بندهای پ۵-۵ و پ۵-۶-۱، تنها قسمتی از ضخامت دیوار که در تماس مستقیم با اعضای قاب است منظور می‌گردد؛ لیکن در کنترل اعضای مجاور میانقاب، موضوع بندهای پ۵-۶-۲ تا پ۵-۶-۴، باید بیشترین ضخامت دیوار در نظر گرفته شود. برای دیوارهایی که ضخامت آنها در بخش‌های مختلف، متفاوت است (مانند دیوارهایی که بخش تحتانی آن‌ها سنگ‌کاری شده است)، به‌منظور محاسبهٔ مقاومت میانقاب، کمترین ضخامت و برای کنترل اعضای قاب پیرامونی، میانگین ضخامت دیوار، مبنای کار قرار می‌گیرد.

پ۵-۶ کنترل مقاومت درون‌صفحهٔ میانقاب و قاب پیرامونی آن

میانقاب، اعضا و اتصالات قاب محیطی یک میانقاب باید برای اثرات اندرکنش قاب و میانقاب کفایت داشته باشند. برای کنترل اعضای قاب و اتصالات لازم است اثر هم‌زمان میانقاب‌های موجود در ساختمان در نظر گرفته شود. در صورتی‌که برای قاب دارای دیوار، هر یک از شرایط ذیل این بند تأمین نگردد، آن دیوار را نمی‌توان به عنوان میانقاب در نظر

گرفت. در این حالت، لازم است دیوار به‌صورت جداسازی شده، مطابق ضوابط پیوست (۶)، اجرا شود.

پ۵-۶-۱ کنترل مقاومت میانقاب

در طراحی سازه به روش ضرایب بار و مقاومت، نیروی عضو قطری فشاری میانقاب که از ترکیب بارهای شامل نیروهای زلزله محاسبه می‌شود، نباید از ظرفیت آن که برابر $0.5F_u$ در نظر گرفته شده بیشتر گردد. مقدار F_u از رابطهٔ (پ۵-۳) تعیین می‌شود.

$$F_u = a\ t_{inf}\ f'_{me} \qquad (۳-۵پ)$$

در رابطهٔ فوق، f'_{me}، مقاومت فشاری مورد انتظار مصالح میانقاب برحسب مگاپاسکال است که مقدار آن را می‌توان بر اساس مراجع رسمی یا ۱٫۳ برابر مقاومت فشاری مشخصه واحد بنایی (f'_m) که در مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان ارائه شده است در نظر گرفت. مقدار a، از رابطهٔ (پ۵-۱) تعیین می‌شود و t_{inf}، ذیل رابطهٔ (پ۵-۲) تعریف شده است.

پ۵-۶-۲ کنترل مقاومت ستون‌های مجاور میانقاب

مقاومت برشی ستون‌های مجاور میانقاب باید برای تحمل اثر نیروی افقی برابر با $0.5F_uCos\theta$، در فاصله L_{ceff}، که از بالا و پایین میانقاب مطابق شکل (پ۵-۲) به ستون اعمال می‌شود، در ترکیب با بارهای ثقلی، کافی باشد. در محاسبهٔ مقاومت برشی ستون، اثر نیروی محوری ستون نیز منظور گردد. θ، زاویهٔ قطر میانقاب نسبت به امتداد افق است. همچنین، F_u، از رابطهٔ (پ۵-۳) و L_{ceff}، از رابطهٔ (پ۵-۴) محاسبه می‌شود.

$$L_{ceff} = \frac{a}{\cos\theta_c} \qquad (۴-۵پ)$$

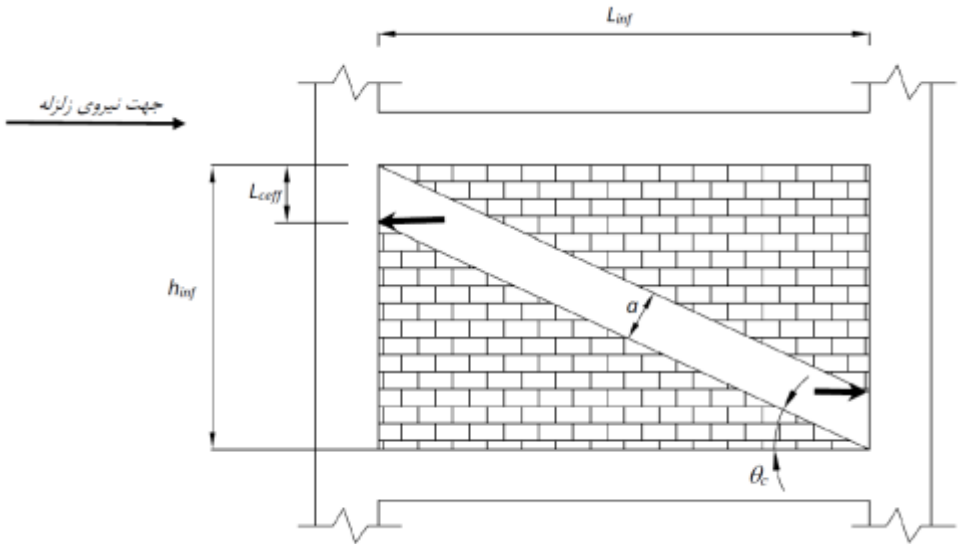
در رابطهٔ فوق:

a: عرض عضو فشاری معادل میانقاب که از رابطهٔ (پ۵-۱) تعیین می‌شود؛

θ_c: زاویه‌ای که از رابطهٔ (پ۵-۵) بر حسب درجه محاسبه می‌شود.

$$\theta_c = \theta - sin^{-1}\left(\frac{a\times\cos\theta}{L_{inf}}\right) \qquad (۵-۵پ)$$

در رابطهٔ فوق، L_{inf}، طول میانقاب برحسب میلی‌متر است.



شکل پ۵-۲ نیروی وارد به ستون از طرف میانقاب

پ۵-۶-۳ کنترل مقاومت تیرهای مجاور دهانهٔ میانقاب

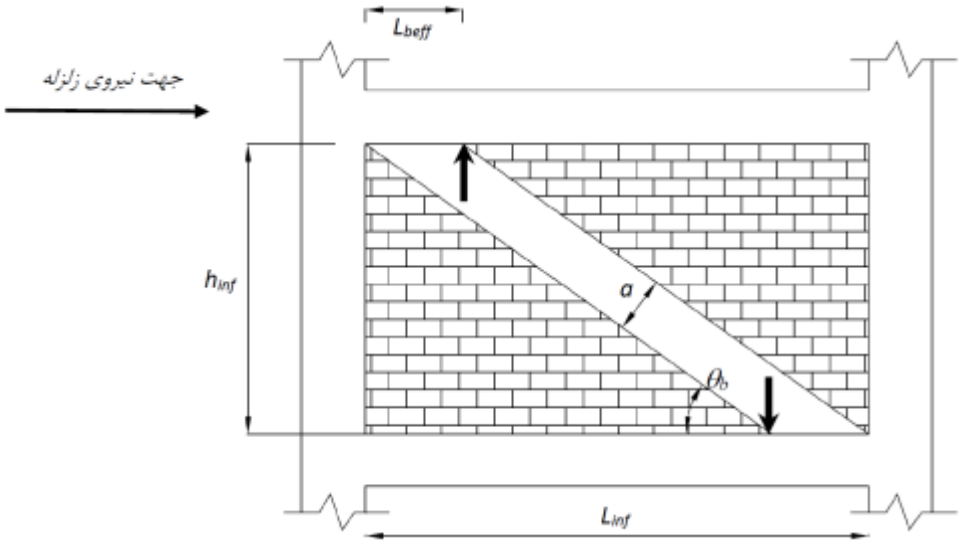
مقاومت برشی تیر مجاور میانقاب، در طبقه‌ای که دهانه فوقانی یا تحتانی آن فاقد میانقاب باشد، باید برای تحمل اثر نیروی قائم برابر $0.5F_u\ Sin\theta$ که در فاصله L_{beff}، مطابق شکل (پ۵-۳) به تیر اعمال می‌شود کافی باشد. در بررسی کفایت مقاومت برشی تیر، اثر بارهای ثقلی نیز منظور شود. در رابطهٔ فوق، F_u از رابطهٔ (پ۵-۳) و L_{beff} از رابطهٔ (پ۵-۶) محاسبه می‌شود.

$$L_{beff} = \frac{a}{\sin\theta_b} \qquad \text{(پ۵-۶)}$$

a: عرض عضو فشاری معادل میانقاب که از رابطهٔ (پ۵-۱) تعیین می‌شود؛

θ_b: زاویه‌ای که از رابطهٔ (پ۵-۷) برحسب درجه محاسبه می‌شود.

$$\theta_b = \theta + \sin^{-1}\left(\frac{a\times\cos\theta}{L_{inf}}\right) \qquad \text{(پ۵-۷)}$$



شکل پ۵-۳ نیروی وارد به تیر از طرف میانقاب

پ۵-۶-۴ کنترل ظرفیت اتصالات

اتصال تیرهای فوقانی و تحتانی میانقاب به ستون قاب باید قادر به تحمل نیروی برشی $0.5F_u \, Sin\theta$، در ترکیب با سایر بارهای موجود در سازه باشد؛ لیکن لازم نیست مقدار این نیرو بیش از ظرفیت برشی تیر منظور شود.

پ۵-۷ کنترل مقاومت خارج از صفحه میانقاب

میانقاب و اتصالات آن به اعضای پیرامونی باید برای تحمل نیروهای عمود بر صفحهٔ خود، شامل بارهای باد و زلزله، دارای مقاومت کافی باشند. نیروی زلزلهٔ وارد بر میانقاب در جهت عمود بر صفحه باید مشابه با دیوارهای غیرسازه‌ای، بر اساس فصل ۴ محاسبه شود.

به منظور تأمین مقاومت میانقاب در جهت عمود بر صفحه، می‌توان از لایهٔ پوشش بتن‌آرمه (شاتکریت) استفاده نمود که در این صورت باید اثر لایهٔ پوشش در سختی و مقاومت دیوار نیز لحاظ شود. روش دیگر برای تأمین مقاومت در جهت عمود بر صفحهٔ میانقاب، استفاده از روش‌هایی است که در پیوست (۶) این آیین‌نامه درخصوص دیوارهای جداسازی شده ارائه شده است. باید توجه نمود که اجزاء اضافه‌شده به میانقاب نباید مانع تماس دیوار با

اعضای قاب پیرامونی شوند و لازم است میانقاب، برخلاف دیوارهای جداسازی شده، در تمامی وجوه پیرامونی خود، در تماس با قاب پیرامونی باشد.
درصورتی‌که از وادار فولادی به منظور تأمین مقاومت در جهت عمود بر صفحهٔ میانقاب استفاده می‌شود می‌توان وادارها را از بالا و پایین به اعضای قاب جوش نمود.

پ۵-۸ میانقاب دارای بازشو

دیوارهای دارای بازشو درصورتی می‌توانند به‌عنوان میانقاب در محاسبات در نظر گرفته شوند که علاوه بر تأمین شرایط بند پ۵-۳، دارای کلیه خصوصیات زیر نیز باشند:

الف- طول بازشو از ۳۳ درصد طول دیوار و ارتفاع آن از ۴۰ درصد ارتفاع دیوار، کمتر باشد.

ب- فاصله افقی و قائم بازشو از تیرها و ستون‌های مجاور در قاب پیرامونی به ترتیب از ۲۰ درصد طول و ۲۰ درصد ارتفاع دیوار، بیشتر باشد.

در این حالت لازم است عرض عضو قطری فشاری معادل که بر اساس رابطهٔ (پ۵-۱) محاسبه می‌گردد به مقدار ۲۰ درصد، کاهش یابد.

تبصره: درصورتی‌که دیوار دارای دو بازشو باشد، مستطیلی که همهٔ بازشوها را در بر می‌گیرد به عنوان ابعاد بازشوی معادل در نظر گرفته می‌شود.

پ۵-۹ انواع دیگر میانقاب‌های مشمول این پیوست

پ۵-۹-۱ میانقاب مصالح بنایی دارای لایهٔ بتن پاششی (شاتکریت)

میانقاب مصالح بنایی که در یک یا دو وجه خود دارای حداقل ۳۰ میلی‌متر لایهٔ بتن پاششی و مش فولادی باشد نیز مشمول این پیوست می‌شود. در این حالت باید شرایط بند ۷-۱-۱ نشریهٔ ۳۹۸ سازمان برنامه و بودجه کشور، به‌خصوص در مورد نحوهٔ اجرای بتن پاششی، شرایط فولاد مورد استفاده در لایهٔ بتنی و آرماتور دوخت، رعایت شود.
در چنین میانقابی، مقدار مدول الاستیسیته (E_m) و مقاومت فشاری مورد انتظار (f'_{me}) به ترتیب از متوسط وزنی کمیت‌های مشابه لایه‌های تشکیل‌دهنده، مطابق روابط (پ۵-۸) و (پ۵-۹) محاسبه می‌شوند.

$$E_m = \frac{\sum E_i \times t_i}{t_{inf}} \qquad (پ۵-۸)$$

$$f'_{me} = \frac{\sum f_i' \times t_i}{t_{inf}} \qquad (پ۵-۹)$$

در روابط فوق، E_i، f_i' و t_i، به‌ترتیب، ضریب ارتجاعی، مقاومت فشاری مورد انتظار و ضخامت لایه i ام هستند.

پ۵-۹-۲ سایر میانقاب‌ها

انواع جدید میانقاب که در داخل صفحهٔ خود، رفتاری شکل‌پذیر و در جهت عمود بر صفحه، پایداری کامل داشته باشد را می‌توان برای باربری جانبی استفاده نمود. برای استفاده از این نوع میانقاب‌ها در ساختمان‌هایی که شرایط بند پ۵-۲ را تأمین می‌نمایند باید به منظور تعیین روش مدل‌سازی، کنترل کفایت اعضا و اتصالات قاب پیرامونی و همچنین تعیین مقدار مقاومت طراحی و سایر کمیات موردنیاز، به ضوابطی که توسط مراجع رسمی ارائه شده‌اند مراجعه نمود.

پ۵-۱۰ کنترل کیفیت اجرای میانقاب‌ها

میانقاب‌هایی که بر اساس ضوابط این پیوست، به منظور مشارکت در باربری سازه در مقابل نیروهای زلزله طراحی می‌شوند، عضو سازه‌ای محسوب گشته و لازم است کنترل‌های کیفی لازم، مشابه با سایر اجزاء سازه‌ای، در هنگام اجرای سازه درخصوص آنها صورت گیرد.

میانقاب‌های مصالح بنایی باید مطابق با ضوابط بند ۸-۵-۵-۳-۵ مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان اجرا شوند و این شرایط اجرا باید در نقشه های اجرایی درج و هنگام اجرا رعایت گردد. همچنین نباید درزی بین دیوار و اعضای قاب پیرامونی وجود داشته باشد و دیوار باید به‌طور کامل در تماس با تیر و ستون‌های پیرامونی باشد. درز بین دیوار و تیر فوقانی آن را می‌توان با ملات ُپر کرد. درصورتی‌که برای پر کردن درز فوقانی از آجرهایی که در رج آخر به صورت مایل چیده می‌شوند استفاده می‌شود، باید تمام فضاهای خالی باقی‌مانده، به‌خصوص فضای خالی بین آجر مورب و کنج قاب، با بتن یا مصالحی که مقاومت فشاری آن مساوی یا بیشتر از آجر است پر شود.

مقدار مقاومت فشاری مورد انتظار فرض‌شده برای مصالح بنایی میانقاب (f'_{me}) باید در اجرا کنترل شود. مقدار مقاومت فشاری تعیین‌شده پس از اجرای میانقاب نباید از ۰٫۸ مقدار مفروض در مرحله طراحی کمتر و از ۱٫۴ برابر آن بیشتر باشد. مقاومت فشاری مورد انتظار مصالح بنایی میانقاب را می‌توان ۱٫۳ برابر مقاومت مشخصه مصالح بنایی (f'_m) در نظر گرفت که نحوه تعیین آن در مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان و مراجع معتبر ارائه شده است.

پیوست (۶)

طراحی لرزه‌ای اجزاء غیرسازه‌ای معماری

پ ۶-۱ کلیات

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

پ ۶-۲ انواع اجزاء غیرسازه‌ای معماری

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

پ ۶-۳ بارها و اثرات ناشی از زلزله

بارهای لرزه‌ای وارد به اجزاء غیرسازه‌ای معماری همراه با محدودیت‌هایی که در تغییر مکان‌های جانبی آنها باید رعایت شود در بند ۴-۲ این آیین‌نامه ارائه شده است. این نیرو باید همراه با سایر بارها در ترکیب بارهای تعریف شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان به عضو غیرسازه‌ای اعمال شده و به صورتی باشد که بیشترین نیاز را در تکیه‌گاه‌ها و مهارهای آنها ایجاد کند. در صورت رعایت فواصل جداسازی ذکر شده در بند پ۶-۴ برای دیوارهای غیرسازه ای، نیازی به طراحی و کنترل آنها برای تغییر مکان های جانبی نمی‌باشد.

تبصره: در طراحی دیوار باید اثر قطعات الحاقی مانند کابینت، کمد و امثال آن و سایر تاسیسات مکانیکی و الکتریکی که از دیوار مهار می‌گیرند، علاوه بر وزن دیوار و پوشش‌های

واقع بر روی دیوار لحاظ شود. در صورت مشخص نبودن اجزاء الحاقی، بار ثقلی ۵۰ کیلوگرم بر مترمربع بر روی دیوار لحاظ شود.

پ ۶-۴ نحوه جداسازی لرزه‌ای

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

الف- حداقل فاصله جداسازی دیوار از ستون‌ها برابر با کمترین دو مقدار ۰٫۰۱ ارتفاع آزاد دیوار و ۳۰ میلی متر باشد و هیچگاه کمتر از ۱۵ میلی‌متر نباشد.

ب- حداقل فاصله جداسازی دیوار از سقف (دال یا تیر) برابر با بیشترین دو مقدار ۲۵ میلی‌متر و حداکثر خیز دراز مدت عضو افقی باشد.

پ- طول آزاد و ارتفاع آزاد دیوار بر اساس مبانی محاسباتی ارائه شده در فصل چهارم این آیین‌نامه تعیین می‌شود. طول آزاد دیوارهای بلوکی غیرمسلح در پلان نباید از ۴ متر و ارتفاع آزاد آن نباید از ۳٫۵ متر بیشتر در نظر گرفته شود. در دیوارهای پانلی کارخانه‌ای و دیوارهای مسلح شده به شبکه الیاف، ارتفاع دیوار می‌تواند تا حدی که برش و خمش عمود بر صفحه ناشی از نیروهای بند ۴-۲ پاسخگو باشد، در نظر گرفته شود. مهار خارج از صفحه دیوار در طول و ارتفاع محاسباتی، الزامی است.

تبصره: در شرایطی که دیوار غیرسازه‌ای داخلی یا خارجی به عنوان یک دیوار آتش بند (مطابق مبحث سوم مقررات ملی ساختمان) و یا دیوار صدابند (مطابق مبحث هجدهم مقررات ملی ساختمان) نیز مورد استفاده قرار خواهد گرفت، الزامات اجرایی سازه، حریق

و آکوستیک باید سازگار با یکدیگر بوده و مانع از اخلال در عملکرد مورد انتظار نشود. در صورت عدم رعایت الزامات جداسازی لرزه‌ای، اثر این دیوارها باید در مدل سازه‌ای منظور شود.

پ ۶-۵ دیوارهای خارجی

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

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

دیوارهای خارجی باید برای بارهای اینرسی ایجاد شده در آن ها، در جهت داخل صفحه و در جهت عمود بر صفحه طراحی شوند. این دیوارها باید قادر به پذیرش جابجایی‌های نسبی ناشی از زلزله و حرکت های ناشی از تغییرات درجه حرارت باشند و به وسیله اتصال مکانیکی با شرایط زیر مهار شوند:

الف- اتصالات و درز بین دیوار و سازه باید به گونه‌ای باشد که امکان جابجایی تجمعی معادل با مجموع مقادیر جداسازی بند پ۶-۴-الف در دو سمت دیوار را فراهم نماید.

ب- اتصالات باید از نوع قطعات لغزشی فولادی یا سایر انواع اتصالات معرفی شده در این پیوست باشد و قابلیت تحمل جابجایی نسبی بین سازه و دیوار را داشته باشند.

پ- اتصالات باید شکل پذیری و ظرفیت کافی برای جلوگیری از خرد شدگی در بتن یا شکست ترد را دارا باشند.

ت- تمام اجزاء اتصال شامل بولت‌ها، جوش‌ها و رول پلاک‌ها و بدنه قطعه اتصال باید برای نیروی F مشخص شده در بند ۴-۳ که در مرکز جرم جسم وارد می شود و بر اساس ضرایب ارائه شده برای a_p، R_p و Ω_{op} مشخص شده در جدول (۴-۱) طراحی شوند. سیستم

اتصالات شامل اتصالات بین قاب سازه‌ای و دیوار بلوکی یا پانلی و اتصالات بین پانل‌ها یا بلوک‌ها می‌شود.

ث- هنگامیکه اجزاء مهار دیوار به صفحات کارگذاشته در بتن یا مصالح بنایی متصل می‌شوند، این صفحات باید به نحو مناسبی برای ممانعت از وقوع مود خرابی بیرون کشیدگی از بتن یا مصالح بنایی با استفاده از جوش یا میلگرد خمیده با میلگردهای مسلح کننده طولی بتن یا مصالح بنایی متصل شوند.

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

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

پ ۶-۶ دیوارهای داخلی (تیغه‌ها)

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

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

پ ۶-۷ الزامات اجرایی

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

پ۶-۷-۱ دیوارهای پانلی

دیوار پانلی به صورت یکپارچه فاصله بین دو تکیه‌گاه را پوشش می‌دهد و باید به نحو مناسبی مسلح باشد. ساختار پانل باید به گونه‌ای باشد که قابلیت تحمل بارهای لرزه‌ای، باد و ضربه را با عملکرد و رفتار یک طرفه در راستای طول پانل داشته باشد. پانل‌ها به دو دسته عمده تقسیم می‌شوند: پانل‌های پیش‌ساخته و پانل‌های نیمه پیش‌ساخته.

در پانل‌های پیش‌ساخته، قطعه پانل به طور کامل در کارخانه ساخته شده و به محل حمل می‌شود. در این حالت، پانل دارای تسلیحی می‌باشد که باید بسته به طول پانل و با توجه به راستای اجرای افقی یا قائم پانل طراحی شده باشد. این نوع پانل‌ها انواع مختلفی دارند و دیوارهای ساخته شده از آنها عموماً به صورت دال یک طرفه عمل می کند. دیوار پانلی باید با استفاده از نبشی یا المان مشابه در جهت خارج از صفحه در تراز سقف و به نحو مطلوب در کف مهار شود. در این حالت باید اتصال پانل دیوار در تراز سقف با نبشی به صورت کشویی باشد تا دیوار مانع جابجایی داخل صفحه سازه نشود. در این نوع دیوارها، نیازی به اجرای وادار و تیرک نمی‌باشد. در صورتی‌که ارتفاع دیوار و میزان بار وارده، از مشخصات فنی پانل تجاوز نماید، باید دیوار با استفاده از تیرک برای تحمل بار خمشی وارده تقویت شود.

در پانل‌های نیمه پیش‌ساخته، اسکلت پانل در کارخانه ساخته می‌شود و پوشش در کارگاه بر روی آن اجرا می‌شود. در این حالت، در صورتی که برای پایین پانل در کف ریشه اجرا شده باشد یا لبه تحتانی پانل به نحو مناسب مهار شده باشد، نیازی به اجرای نبشی در پایین پانل نیست، ولی مهار دیوار در تراز سقف می تواند با نبشی باشد و اجرای میلگرد در تراز سقف یا در مجاورت ستون‌ها مجاز نیست. در این حالت، نبشی‌های مهار به سقف که پس از اجرای دیوار نصب می‌شود باید به سمت خارج دیوار باشد و سایر جزییات نیز می‌تواند مشابه دیوارهای بلوکی اجرا شود. این دیوارها تنها در شرایطی به عنوان جزء غیرسازه‌ای منظور می‌شوند که ضمن رعایت فواصل جداسازی مندرج در بند پ۶-۴ و پس از اجرای لایه‌های درجا، مانعی برای حرکت جانبی مجموعه دیوار ایجاد نشود. در غیر اینصورت، لازم است اثرات این دیوارها در مدل سازه ای منظور شود.

پ۶-۷-۲ دیوارهای ساخته شده از مقاطع فولادی سردنورد

دیوارهای ساخته شده از قطعات افقی (تیرک) و قائم (وادار) فولادی سردنورد که به صورت قاب‌های فولادی سردنورد سرهمبندی می‌شوند، در دو دسته درای وال‌ها و دیوارهای پانلی سردنورد دسته بندی می‌شوند. در اجرای درای وال‌ها، وادارهای قائم در رانر تحتانی مهار می شوند و قرارگیری آنها در تیرک فوقانی به نحوی است که امکان حرکت آزادانه جانبی در تیرک برای وادارها فراهم باشد. در دیوارهای پانلی سبک سردنورد، وادارهای قائم در رانرهای تحتانی و فوقانی مهار می‌شوند و یک قاب کامل تشکیل می‌شود. در این شرایط، اتصال مستقیم تیرک فوقانی پانل به سقف (دال یا تیر) مجاز نبوده و لازم است حرکت آزادانه جانبی برای لبه فوقانی پانل فراهم شود. در این شرایط، می‌توان از تیرک تغییرشکل‌دهنده (دو تیرک قرار گرفته در درون هم که تیرک بالا به سقف متصل بوده و تیرک پایین به قاب سرد نورد متصل است و به صورت کشویی امکان جابجایی دارند) استفاده نمود.

این دیوارها تنها در شرایطی به عنوان جزء غیرسازه‌ای منظور می‌شوند که ضمن رعایت فواصل جداسازی مندرج در بند پ۶-۴ و پس از نصب قطعات پرکننده میانی و صفحات روکش، مانعی برای حرکت جانبی مجموعه دیوار ایجاد نشود. در غیر اینصورت، لازم است بر اساس الزامات بند ۳-۷-۲ و پیوست (۵) این استاندارد، اثرات میانقابی این دیوارها مد نظر قرار گیرد.

پ۶-۷-۳ دیوارهای بلوکی

در اجرای دیوارهای ساخته شده از بلوک، باید جداسازی در جهت داخل صفحه و مهار در جهت خارج از صفحه طبق بند پ۶-۴ مد نظر قرار گیرد. این دیوارها تحت اثر بارهای خارج از صفحه، بسته به شرایط تکیه گاهی و ابعاد بلوک، مشابه با یک دال یک یا دو طرفه رفتار می کنند. به این ترتیب، تامین مقاومت خمشی خارج از صفحه مورد نیاز این دیوارها، باید با رعایت ضوابط بند ۴-۴-۳ این آیین‌نامه و با استفاده از وادار، تیرک، شبکه مش الیاف و المانهای مسلح کننده افقی بر اساس الزامات این بند مورد توجه قرار گیرد.

- **تسلیح افقی:** دیوارهای بلوکی اجرا شده با ملات سیمانی می‌تواند با استفاده از میلگرد بستر خرپایی یا نردبانی و دیوارهای بلوکی اجرا شده با چسب یا ملات بستر نازک (ضخامت

ملات کمتر از ۳ میلی‌متر)، می‌تواند با استفاده از بست‌های نازک فولادی منقطع یا پیوسته مسلح شود. میلگردها و بست‌های مورد استفاده باید به نحو مناسبی در برابر خوردگی محافظت شوند و در صورتیکه میلگردها به صورت خرپایی یا نردبانی باشند، با توجه به اینکه انتقال نیرو بین ملات و میلگرد طولی توسط میلگردهای مورب یا عمود انجام می‌شود، نیازی به آج‌دار بودن میلگرد بستر نیست. حداقل سطح مقطع قطعه مسلح کننده ۰/۰۰۰۳ سطح مقطع موثر دیوار در برش خارج از صفحه می‌باشد. حداکثر فاصله قائم قطعات مسلح کننده در ارتفاع دیوار ۱/۰ متر می‌باشد که باید قطعه بر اساس آن طراحی و محاسبه شود.

- **پایدارسازی در راستای خارج از صفحه با استفاده از وادار:** در صورتی‌که طول دیوار از مقادیر مجاز بر اساس طراحی بر اساس بند ۴-۴-۳ و موارد مندرج در بند پ۶-۴-پ بیشتر شود، از عضو قائم با مقطع فولادی یا بتنی (وادار) به عنوان تکیه‌گاه برای مهار خارج از صفحه دیوار و اجزاء مسلح کننده آن استفاده می‌شود. اجرای وادار در مجاورت ستون‌ها و دیوارهای برشی بتنی در تمام سیستم‌های سازه‌ای ممنوع است و حداقل فاصله وادار از ستون ۱/۰ متر می‌باشد.

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

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

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

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

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

- **اجرای تیرک ها:** ارتفاع آزاد دیوارهایی که ارتفاع آنها از مقادیر محاسباتی بر اساس بند ۴-۴-۳ و موارد مندرج در بند پ۶-۴-پ بیشتر باشد، باید با استفاده از عضو افقی با مقطع فولادی یا بتنی (تیرک) کاهش داده شود. در این حالت برای این‌که جداسازی دیوار از قاب سازه‌ای به نحو مناسب انجام شود، نحوه اجرای تیرک باید به صورتی باشد که تیرک به صورت کامل بر روی دیوار بنشیند تا بار ثقلی دیوار فوقانی به صورت خمشی به تیرک منتقل نشود. اتصال انتهای تیرک به ستون نیز باید به صورت نشیمن با قابلیت جابجایی در راستای دیوار باشد. در این حالت نیز حداقل فاصله وادار از ستون ۱٫۰ متر می‌باشد.

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

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

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

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

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

پ۶-۷-۴ مسلح‌کردن دیوار با شبکه الیاف

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

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

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

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

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

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

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

فاصله بین چشمه‌ها (یک نخ تا نخ مجاور) در ساختار شبکه‌ای بنا به طراحی می‌تواند متفاوت باشد، اما این فاصله نباید از ۵ میلی‌متر کمتر و از ۱۰ میلی متر بیشتر باشد. به عبارت دیگر، تعداد رشته الیاف در عرض ۵ سانتی‌متر باید ۱۰ عدد و کمتر باشد.

حداکثر اندازه سنگدانه مورد استفاده در ملاتی که برای نصب و اجرای شبکه مش الیاف مورد استفاده قرار می‌گیرد، نباید از حداقل دو مقدار نصف فاصله باز بین چشمه‌ها و ۲ میلی‌متر بیشتر باشد. در این حالت، مش راستای عمود باعث انتقال بار از طریق ملات به الیاف و عملکرد مناسب الیاف در ملات نازک می‌شود.

پ۶-۷-۵ جلوگیری از آسیب به سازه‌های بتنی درحین اجرای اتصالات مهار دیوارها

کلیه اتصالات به سازه‌های بتنی باید با استفاده از میخ و پیچ انجام شود و یا در هنگام اجرای اسکلت سازه بتنی صفحات دارای گل‌میخ یا میلگرد جوش شده دارای خم انتهایی در مکان‌ها و مقاطع مورد نظر جایگذاری شوند. محل میخ یا پیچ باید به فاصله‌ای از لبه

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

پ۶-۸ جان‌پناه‌ها

با توجه به ضوابط سازمان آتش‌نشانی حداقل ارتفاع جان‌پناه‌ها ۱٫۲ متر توصیه می‌شود. در این حالت می‌توان ستون‌های پیرامونی بام را تا ارتفاع ۱٫۳۵ متر بر روی بام ادامه داد. این ارتفاع برای مهار لرزه‌ای جان‌پناه می‌باشد. در فاصله بین ستون‌ها در فواصل محاسباتی بر اساس بند پ۶-۴-پ نیاز به اجرای وادار (فلزی یا بتنی) یا تقویت دیوار با ملات مسلح شده با مش الیاف به صورت تمام پوشش می‌باشد. دیوار جان‌پناه بین وادارها باید به نحو مناسبی با استفاده از میلگرد بستر یا تسمه، برای تأمین پایداری خارج از صفحه جان‌پناه، مسلح شود. توجه شود که با توجه به عدم وجود جابجایی نسبی در جان پناه نیازی به جداسازی دیوار از وال‌پست یا ادامه ستون نیست. همچنین، با توجه به طره بودن وادار در این حالت باید اتصال وال‌پست به کف به صورت گیردار اجرا شود.

در صورتی که امکان ادامه دادن ستون‌ها وجود نداشته باشد یا در صورت وجود پیش آمدگی در تراز بام، می‌توان دیوار جان پناه را با اجرای وادار در فواصل محاسباتی بر اساس بند پ۶-۴-پ و تسلیح دیوار در فواصل آن پایدار نمود.

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

پ ۶-۹ نما

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

پ ۶-۱۰ سقف کاذب

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

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

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

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

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

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

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

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

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

- در زیر بالکن‌های طره یا سایه‌بان‌هایی که دچار شتاب قائم بالایی به هنگام زلزله می‌شوند، لازم است که طول آویزهای سقف کاذب حتی الامکان کاهش یابد.
- ارائه جزئیات لرزه‌ای برای سقف‌های کاذب با مساحت کمتر از ۱۵ مترمربع که توسط دیوارها به صورت جانبی در سازه مهار شده‌اند لازم نیست.
- برای سقف‌های کاذب دسته (ت) سنگین، جزئیات لرزه‌ای خاص و تامین مهاربندی بیشتری مورد نیاز است. مهاربندی لرزه‌ای برای سقف‌های سنگین آویخته به صورت معمول

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

پ ۶-۱۱ راه‌پله‌ها

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

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

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

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

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

- اجرای تیر و اتصال دال راه پله در تراز پاگرد میان طبقه باعث ایجاد ستون کوتاه در ستون‌های مجاور راه پله می‌شود. برای جلوگیری از تشکیل ستون کوتاه می‌توان بجای اجرای تیر نیم طبقه، آن را در همان تراز طبقه اجرا نمود و بر روی آن دو ستونک اجرا کرد. سپس بر روی این ستونک‌ها تیری اجرا شود که به ستون‌های اطراف متصل نبوده و انتهای آن با ستون‌های اطراف فاصله‌ای حداقل به اندازه ۰/۰۱ ارتفاع طبقه دارد. نهایتاً، دال پله و پاگردها در تراز نیم طبقه به تیر قرار گرفته بر روی ستونک‌ها متصل شوند. لازم به ذکر است، تیر نشیمن قرار گرفته در تراز طبقه که ستونک‌ها بر روی آن قرار دارند بایستی تحت پیچش ایجاد شده ناشی از بارهای ثقلی و لرزه‌ای طراحی شود. به عنوان یک روش جایگزین می‌توان از ستون‌های فولادی یا بتنی به صورت آویز از سقف استفاده نمود.

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

راه پله و آسیب به دال راه پله به علت جذب نیروی جانبی توسط راه پله جلوگیری می‌شود. جزئیات جداسازی باید متناسب با مبانی محاسباتی و فرآیندهای اجرایی دنبال شوند.
- در پله‌های سبک، بهره گیری از اتصالاتی با سوراخ‌های لوبیایی برای جداسازی پله از کف‌های متصل و جلوگیری از خرابی ناشی از تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای مفید می‌باشند.

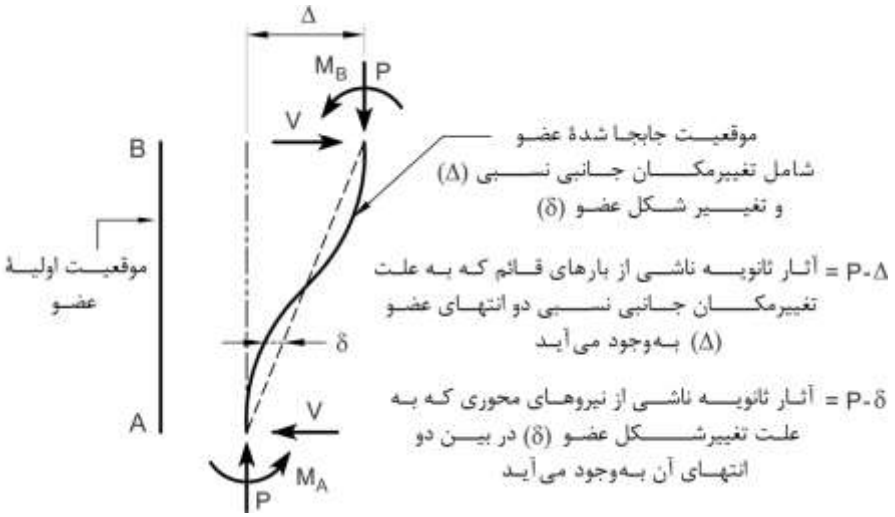
لازم به تاکید است، تأمین خروجی‌های ایمن عاملی بسیار مهم برای ایمنی راه‌پله‌ها در برابر زلزله است. اگر نرده پله‌ها با مصالح ترد مانند مصالح بنایی غیرمسلح، سفال کاری مجوف و ... ساخته شده باشد، می‌بایست دارای درزهای اجرایی لازم بوده تا از آوار و خطرات ناشی از سقوط مصالح در پله‌ها جلوگیری شود. لوله‌ها، چراغ‌ها،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

پیوست (۷)

آثار $P\text{-}\Delta$

پ۷-۱ کلیات

آثار ثانویهٔ ناشی از نیروهای محوری که به علت تغییرشکل عضو در بین دو انتهای آن به وجود می‌آید، آثار P-δ و آثار ثانویهٔ ناشی از بارهای قائم که به علت تغییر مکان جانبی نسبی دو انتهای عضو به وجود می‌آید، آثار P–Δ نامیده می‌شود. در این پیوست، صرفاً آثار P-Δ در یک ساختمان مورد بررسی قرار می‌گیرد.



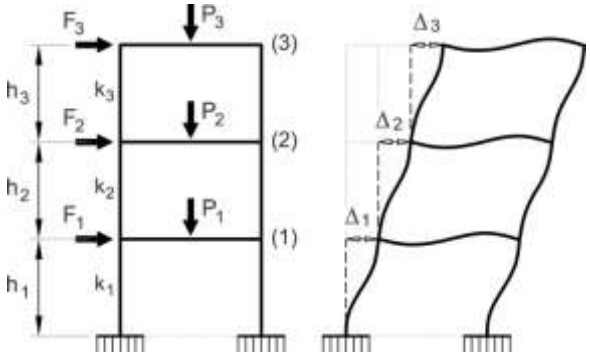
شکل پ۷-۱ آثار مرتبه دوم (آثار $\mathbf{P-\delta}$ و $\mathbf{P-\Delta}$)

امروزه برنامه‌های کامپیوتری متعددی وجود دارد که در آن‌ها آثار P-Δ بر مبنای روش‌های مختلف، قابل تعیین است. در هنگام استفاده از چنین برنامه‌هایی باید فرضیات و روش انجام تحلیل P-Δ برای کاربر مشخص باشد. در اغلب برنامه‌های کامپیوتری، برای انجام تحلیل الاستیک مرتبه دوم از روش‌هایی نظیر روش غیرخطی هندسی، روش تحلیل الاستیک مرتبه دوم مبتنی بر تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدیدیافته، روش اضافه‌کردن اعضایی با مشخصات هندسی و با مقادیر منفی در مدل و روش تقریبی مبتنی بر تکرار،

استفاده می‌شود. با توجه به سهولت روش تقریبی مبتنی بر تکرار، در ادامه به تشریح چگونگی انجام تحلیل مرتبه دوم بر اساس این روش پرداخته می‌شود. شایان ذکر است، نظر به آنکه تحلیل‌های مرتبه‌دوم (تحلیل‌های غیرخطی هندسی) دارای ماهیت غیرخطی بوده و برای در نظر گرفتن آثار این نوع تحلیل‌ها نمی‌توان از اصل جمع آثار قوا استفاده کرد، لذا در حالت کلی برای تعیین مقاومت‌های موردنیاز اعضا، آثار P-Δ باید به‌طور مجزا در هر یک از ترکیب‌های بارگذاری در نظر گرفته شود.

پ۷-۲ روش تقریبی مبتنی بر تکرار

مراحل انجام تحلیل الاستیک مرتبه‌دوم به‌کمک این روش تقریبی، در قالب یک قاب ساختمانی سه‌طبقه (شکل پ۷-۲) به شرح زیر است:



Δ_i: تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی طبقه iام

P_i و F_i: بارهای وارد بر قاب متناسب با ضرایب بار به‌کاررفته در ترکیب بارگذاری موردنظر

k_i: سختی طبقه iام

شکل پ۷-۲ قاب ساختمانی سه‌طبقه تحت بارهای قائم و جانبی

ابتدا بر اساس تحلیل الاستیک مرتبه‌اول، مقادیر برش طبقات و تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی آن‌ها مطابق روابط (پ۷-۱) تا (پ۷-۳) تعیین می‌شوند.

$$V_1^{(1)} = F_1 + F_2 + F_3 \quad \Rightarrow \quad \Delta_1^{(1)} = V_1/k_1 = \cdots \qquad \text{(پ۷-۱)}$$

$$V_2^{(1)} = F_2 + F_3 \quad \Rightarrow \quad \Delta_2^{(1)} = V_2/k_2 = \cdots \qquad \text{(پ۷-۲)}$$

$$V_3^{(1)} = F_3 \quad \Rightarrow \quad \Delta_3^{(1)} = V_3/k_3 = \cdots \qquad \text{(پ۷-۳)}$$

نیروهای برشی اضافی فرضی حاصل از روابط (پ۷-۴) تا (پ۷-۶)، به نیروهای برشی حاصل از روابط (پ۷-۱) تا (پ۷-۳) اضافه می‌شوند.

$$V_1^{(2)} = V_1^{(1)} + \frac{(P_1 + P_2 + P_3)\times\Delta_1^{(1)}}{h_1} = \cdots \quad \Rightarrow \quad \Delta_1^{(2)} = V_1{}^{(2)}/k_1 = \cdots \qquad \text{(پ۷-۴)}$$

$$V_2^{(2)} = V_2^{(1)} + \frac{(P_2 + P_3)\times\Delta_2^{(1)}}{h_2} = \cdots \qquad \Rightarrow \quad \Delta_2^{(2)} = {V_2}^{(2)}/k_2 = \cdots \qquad (پ۷-۵)$$

$$V_3^{(2)} = V_3^{(1)} + \frac{P_3\times\Delta_3^{(1)}}{h_3} = \cdots \qquad \Rightarrow \quad \Delta_3^{(2)} = {V_3}^{(2)}/k_3 = \cdots \qquad (پ۷-۶)$$

روند تکرار فوق تا حصول همگرایی موردنظر ادامه می‌یابد. پس از حصول همگرایی موردنظر (پس از m بار تکرار تحلیل الاستیک مرتبه اول)، بر اساس این روش، ضریب بزرگنمایی مقاومت‌های خمشی مورد نیاز و تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی طبقه i ام از رابطهٔ (پ۷-۷) تعیین می‌شود.

$$\mu_i = \frac{V_i^{(m)}}{V_i^{(1)}} = \frac{\Delta_i^{(m)}}{\Delta_i^{(1)}} \qquad (پ۷-۷)$$

در رابطهٔ فوق:

μ_i: ضریب بزرگنمایی مقاومت‌های خمشی موردنیاز و تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی طبقه iام ناشی از آثار P-Δ؛

$\Delta_i^{(1)}$: تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی طبقه iام ناشی از تحلیل الاستیک مرتبه‌اول؛

$V_i^{(1)}$: برش طبقهٔ iام ناشی از تحلیل الاستیک مرتبه‌اول؛

h_i : ارتفاع طبقه iام.

اگرچه بر اساس روند فوق، امکان در نظر گرفتن آثار P-Δ میسر است، لیکن بر اساس تعریف شاخص پایداری، روند تکرار فوق را می‌توان فقط در یک مرحله انجام داد. برای این منظور اگر نسبت لنگر خمشی اضافی ایجادشده در طبقه iام ناشی از آثار P-Δ به لنگر خمشی ناشی از تحلیل الاستیک مرتبه‌اول در طبقه iام، شاخص پایداری طبقه iام، θ_i، نامیده شود، مقدار آن از رابطهٔ (پ۷-۸) قابل تعیین است.

$$\theta_i = \frac{(\sum_{r=i}^{n} P_r)\Delta_i^{(1)}}{V_i^{(1)} h_i} = \frac{\Delta M_i^{(2)}}{M_i^{(1)}} \qquad (پ۷-۸)$$

$$M_i^{(2)} = M_i^{(1)} + \Delta M_i^{(2)} = M_i^{(1)}(1 + \theta_i) \qquad (پ۷-۹)$$

با توجه به آنکه لنگر خمشی اضافی $\Delta M_i^{(2)}$، خود سبب ایجاد یک تغییر مکان جانبی ارتجاعی اضافی در طبقه iام می‌شود و این تغییر مکان نیز به‌نوبهٔ خود، آثار P-Δ و لذا لنگر

اضافی جزئی‌تری را ایجاد می‌کند، لنگر طبقه iام در تکرار سوم، برابر با مقدار حاصل از رابطهٔ (پ۷-۱۰) خواهد بود.

$$M_i^{(3)} = M_i^{(2)} + \Delta M_i^{(3)} = M_i^{(1)}(1+\theta_i) + [M_i^{(1)}\theta_i]\theta_i \qquad \text{(پ۷-۱۰)}$$

در نهایت، لنگر خمشی طبقه iام در تکرار mام برابر با مقدار حاصل از رابطهٔ (پ۷-۱۱) خواهد بود.

$$M_i^{(m)} = M_i^{(1)}\left(1+\theta_i+{\theta_i}^2+{\theta_i}^3+\cdots\right) \qquad \text{(پ۷-۱۱)}$$

با توجه به حد سری‌ها، مقدار حد سری داخل پرانتز فوق، برابر $1 / (1-\theta_i)$ است. بنابراین می‌توان $M_i^{(m)}$ را مطابق رابطهٔ (پ۷-۱۲) بیان نمود.

$$M_i^{(m)} = M_i^{(1)}\left(\frac{1}{1-\theta_i}\right) \qquad \text{(پ۷-۱۲)}$$

نظر به آنکه بالانویس m، مبین آخرین گام تکرار است، لذا ضریب بزرگنمایی مقاومت‌های خمشی موردنیاز و تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی طبقه iام از رابطهٔ (پ۷-۱۳) تعیین می‌گردد.

$$\mu_i = \frac{M_i^{(m)}}{M_i^{(1)}} = \frac{1}{1-\theta_i} \qquad \text{(پ۷-۱۳)}$$

تبصره: تغییر مکان‌های جانبی محاسبه‌شده با استفاده از این روش، همان تغییر مکان‌های جانبی ارتجاعی ناشی از تحلیل مرتبه دوم هستند. پس از محاسبهٔ تغییر مکان‌های جانبی ارتجاعی، تغییر مکان‌های جانبی غیر ارتجاعی هر طبقه بر اساس ضوابط بند ۳-۱۲-۲ تعیین می‌شود.

پ۷-۳ ملاحظات ضرایب بارهای ثقلی برای در نظر گرفتن آثار P-Δ

الف) به‌منظور تعیین زمان تناوب اصلی نوسان سازه، به‌طور محافظه‌کارانه می‌توان از آثار مرتبه دوم صرف‌نظر نمود. در صورت لزوم می‌توان این آثار را در حضور صد درصد بارهای مرده، درصدی از بارهای زندهٔ طبقات و درصدی از بار برف بام، مطابق جدول (۳-۴) در نظر گرفت.

ب) به‌منظور تعیین مقاومت‌های موردنیاز اعضا تحت زلزلهٔ طرح، آثار مرتبه دوم می‌تواند به‌طور محافظه‌کارانه بر اساس بزرگ‌ترین ضرایب بارهای مرده و زندهٔ طبقات و نیز بار برف بام در ترکیب‌های بارگذاریِ شامل نیروی زلزلهٔ طرح، در نظر گرفته شود؛ لیکن برای تعیین تغییر مکان‌های جانبی و همچنین تعیین شاخص پایداری طبقات، ضرایب بار بر مبنای بارهای ثقلی قابل انتظار، مطابق بند ۳-۱۲-۱ در نظر گرفته شوند.

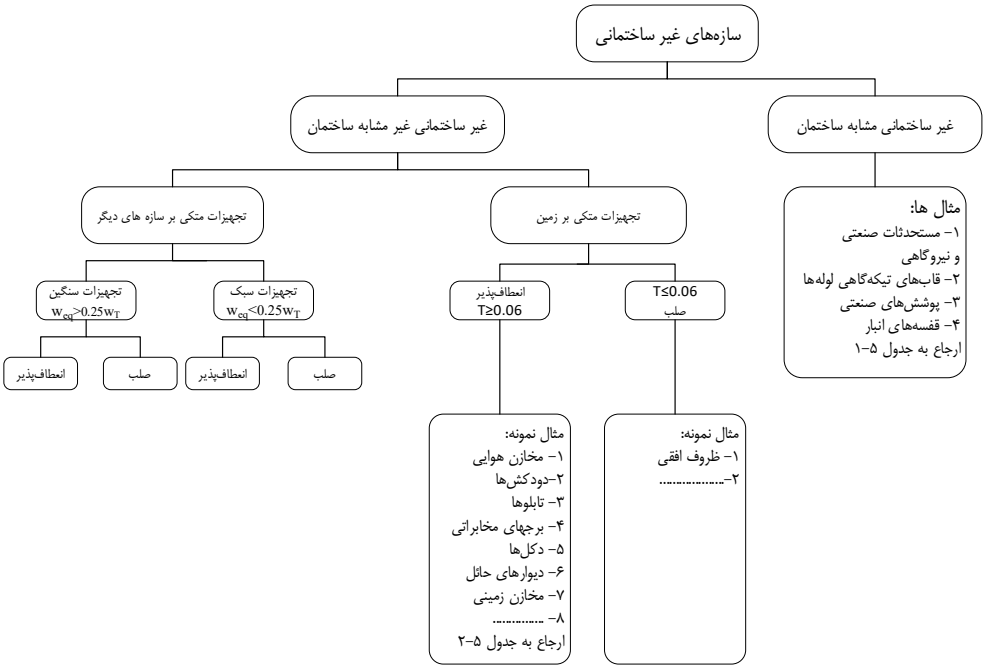
پ) به‌منظور تعیین تغییر مکان جانبی طبقات و مقاومت‌های موردنیاز اعضا تحت زلزلهٔ سطح بهره‌برداری، آثار مرتبه دوم می‌تواند به‌طور محافظه‌کارانه بر اساس بزرگترین ضرایب بارهای مرده و زندهٔ طبقات و نیز بار برف بام در ترکیب‌های بارگذاریِ شامل نیروی زلزلهٔ سطح بهره‌برداری، در نظر گرفته شود.

پیوست (۸)

زمان تناوب اصلی نوسان سازه‌های غیرساختمانی

پ۸-۱ کلیات

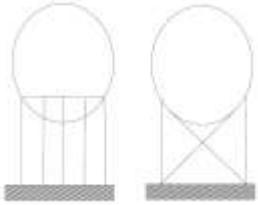
گروه و دسته‌بندی سازه‌های غیرساختمانی و نمونه‌هایی از این سازه‌ها به ترتیب در شکل‌های (پ۸-۱) و (پ۸-۲) ارائه شده‌اند.



شکل پ۸-۱ دسته‌بندی سازه‌های غیرساختمانی

قفسه فلزی خودایستا
R_u= 4

بونکر یا کندو روی
پایه ها با یا بدون
مهاربندی 3 =R_u یا 2



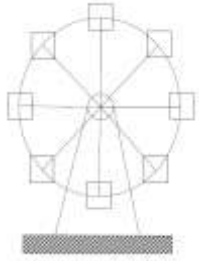
مخازن روی پایه با یا بدون
مهاربندی 3 =R_u یا 2

مخازن روی زمین
R_u= 3

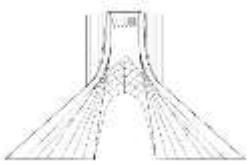
سازه طره‌ای با جرم گسترده
سیلو و دودکش و ظروف قائم روی
پدستال 3 =R_u یا 2

(دیواره پیوسته تا روی پی)
دودکش یا سیلوی بتنی درجا
R_u= 3

برج خرپایی طره‌ای 3 =R_u



سازه‌های تفریحی 2.5 =R_u

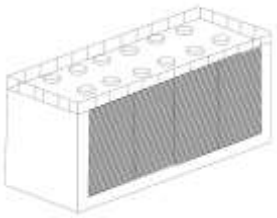


یادبودها 2.5 =R_u

تابلوها و علائم 3.5 =R_u

سازه‌هایی با رفتار مشابه پاندول
وارونه 2 =R_u

دودکش مهارشده با کابل
R_u= 3



برج خنک‌کن
R_u= 3.5

شکل پ۸-۲ نمونه‌هایی از سازه‌های غیرساختمانی

پ۸-۲ زمان تناوب اصلی نوسان جرم متمرکز واقع در انتهای طره لاغر:

پ۸-۲-۱ در صورتی که از جرم طره صرف نظر شود، زمان تناوب اصلی نوسان از رابطه (پ۸-۱) به دست می‌آید:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{p}{gk}} \qquad \text{(پ۸-۱)}$$

در رابطه فوق :

p= وزن جسم نوسان کننده برحسب نیوتن (N)

$k = \frac{1}{f}$ سختی طره برحسب نیوتن بر متر (N/m)

f= تغییر مکان انتهای طره ناشی از اعمال بار واحد در انتهای طره برحسب متر (m)

g= شتاب ثقل برحسب متر بر مجذور ثانیه (m/s^2)

پ۸-۲-۲ در صورتی که مقطع یکنواخت باشد و از جرم طره صرف نظر نشود، زمان تناوب اصلی نوسان از رابطه (پ۸-۲) به دست می‌آید:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{p'}{g} \times \frac{l^3}{3EI}} \qquad \text{(پ۸-۲)}$$

در رابطه فوق:

$$p' = p + \frac{33}{140}ql$$

p= وزن جرم متمرکز برحسب نیوتن (N)

q = وزن واحد طول طره برحسب نیوتن بر متر (N/m)

l= طول طره برحسب متر (m)

g = شتاب ثقل بر حسب متر بر مجذور ثانیه (m/s^2)

E = مدول ارتجاعی بر حسب نیوتن برمترمربع (Pa)

I= ممان اینرسی مقطع بر حسب متر به توان چهار (m^4)

پ۸-۳ زمان تناوب اصلی نوسان دودکش‌ها

پ۸-۳-۱ زمان تناوب دودکش‌هایی که جرم و مقطع آن در ارتفاع یکنواخت باشد، از رابطه (پ۸-۳) به دست می‌آید:

$$T = 1.79l^2\sqrt{\frac{q}{gEI}} \qquad (پ۸-۳)$$

در رابطه فوق:

l= ارتفاع دودکش بر حسب متر (m)

q= وزن واحد طول دودکش بر حسب نیوتن بر متر (N/m)

I= ممان اینرسی مقطع دودکش بر حسب متر به توان چهار (m^4)

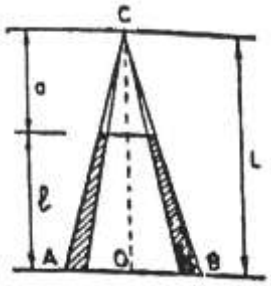
E= مدول ارتجاعی برحسب نیوتن بر مترمربع (Pa)

g= شتاب ثقل برحسب متر بر مجذور ثانیه (m/s^2)

پ۸-۳-۲ زمان تناوب دودکش‌هایی با مقطع متغیر به شکل مخروط ناقص از رابطه (پ۸-۴) به دست می‌آید:

$$T = kl^2\sqrt{\frac{q}{gEI}} \qquad (پ۸-۴)$$

در رابطه فوق:



L= فاصله راس تا تراز کف مخروط بر حسب متر (m)

a= فاصله راس تا تراز بالای مخروط بر حسب متر (m)

l= ارتفاع مخروط ناقص بر حسب متر (m)

q= وزن واحد طول در تراز کف مخروط (مقطع AB) بر حسب نیوتن بر متر (N/m)

I= ممان اینرسی در تراز کف مخروط برحسب متر به توان چهار (m^4)

k= ضریبی که مقدار آن به شرح زیر تعیین می‌گردد:

$\frac{a}{L}$	۰/۴	۰/۶	۰/۸	۱/۰
K	۱/۲۹	۱/۵	۱/۷	۱/۷۹

پ۸-۳-۳ زمان تناوب دودکش‌های فولادی قیفی شکل از رابطه (پ۸-۵) به دست می‌آید:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{0.08D}{g}} \qquad \text{(پ۸-۵)}$$

در رابطه فوق:

D= تغییر مکان جانبی انتهای فوقانی دودکش تحت اثر بار جانبی مساوی با وزن کل دودکش بر حسب متر (m)

g= شتاب ثقل برحسب متر بر مجذور ثانیه (m/s^2)

پ۸-۴ زمان تناوب اصلی نوسان سازه طره‌ای با مجموعه جرم‌های متمرکز در طول آن

زمان تناوب سازه‌های غیرساختمانی طره‌ای که جرم‌های متمرکز در ارتفاع آن قراردارند (مشابه سازه‌های طبقاتی)، از روابط تجربی ارائه شده برای قاب‌های ساختمانی در فصل سوم قابل محاسبه نیست. در این سازه‌ها می‌توان از رابطه (پ۸-۶) استفاده کرد.

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} w\delta_i^2}{g\sum_{i=1}^{n} F_i\delta_i}} \qquad \text{(پ۸-۶)}$$

در رابطه فوق:

F_i= نیروی جانبی وارد بر مرکز جرم قسمت i سازه بر حسب نیوتن (N)

δ_i= تغییر مکان کلی جانبی ارتجاعی مرکز جرم هر قسمت تحت اثر F_i، بر حسب متر (m)

w_i= سهم وزن موثر لرزه‌ای قسمت i برحسب نیوتن (N)

n= تعداد جرم‌های متمرکز در ارتفاع سازه

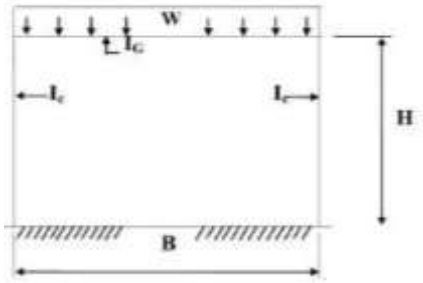
g= شتاب ثقل بر حسب متر بر مجذور ثانیه (m/s^2)

پ۸-۵ زمان تناوب اصلی نوسان قاب خمشی یک و دو درجه آزادی

زمان تناوب قاب‌های خمشی یک طبقه و دو طبقه، مشابه قاب‌های نگهدارنده لوله، به ترتیب از روابط (پ۸-۷) و (پ۸-۱۰) بدست می‌آید.

$$T = 1.814\sqrt{\frac{\alpha W H^3}{E I_c g}} \qquad \text{(پ۸-۷)}$$

در رابطه فوق:



W= کل بار وارده به کف یا عرشه بر حسب نیوتن (N)

I_G, I_C= به ترتیب ممان اینرسی ستون و تیر برحسب متر به توان چهار (m^4)

H = ارتفاع دودکش بر حسب متر (m)

E = مدول ارتجاعی بر حسب نیوتن بر مترمربع (Pa)

g= شتاب ثقل برحسب متر بر مجذور ثانیه (m/s^2)

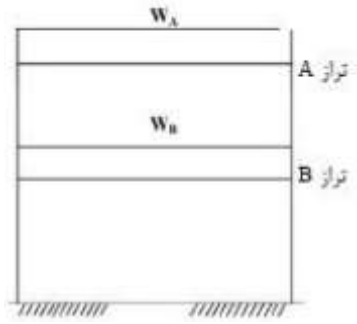
$$K = \left(\frac{I_G}{I_C}\right)\left(\frac{H}{B}\right) \qquad \text{(پ۸-۸)}$$

$$\alpha = \frac{2K+1}{K}$$ اگراتصال پای ستون مفصلی باشد :

$$\alpha = \frac{3K+2}{6K+1}$$ اگراتصال پای ستون گیردار باشد: (پ۸-۹)

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{W_A C_{aa} + W_B C_{bb} + \sqrt{(W_A C_{aa} - W_B C_{bb})^2 + 4W_A W_B C_{ab}^2}}{8900g}} \qquad \text{(پ۸-۱۰)}$$

در رابطه فوق:



C_{aa}= جابجایی تراز A در اثر بار واحد وارد بر تراز A بر حسب متر (m)

C_{bb}= جابجایی تراز B در اثر بار واحد وارد بر تراز B بر حسب متر (m)

C_{ab}= جابجایی تراز B در اثر بار واحد وارد بر تراز A بر حسب متر (m)

W_A و W_B= کل بار وارده به هر یک از کف‌ها بر حسب نیوتن (N)

g= شتاب ثقل برحسب متر بر مجذور ثانیه (m/s^2)

پیوست (۹)

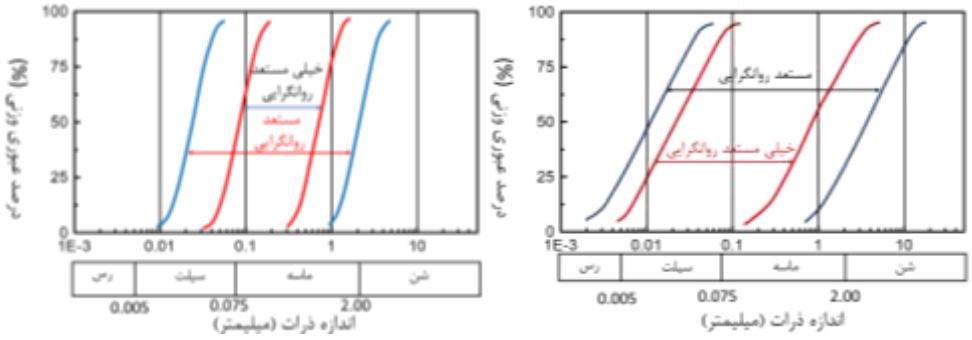
الزامات ژئوتکنیکی

پ۹-۱ روانگرایی

در این بند مطالب لازم برای استفاده در مباحث تعیین استعداد و ارزیابی وقوع روانگرایی و تعیین پتانسیل بروز اثرات سطحی ناشی از وقوع روانگرایی در زمین‌های مسطح و نیز گسترش جانبی ناشی از روانگرائی و تمهدات لازم برای مقابله با روانگرایی و گسترش جانبی ارائه می‌شود.

پ۹-۱-۱ تعیین استعداد روانگرایی

برای تعیین استعداد روانگرایی، نخستین تخمین بر اساس منحنی دانه بندی خاک‌ها و مقایسه آنها با محدوده‌های نشان داده شده در شکل (پ۹-۱) انجام می‌گیرد.



(ب) (الف)

الف) خاک‌های با ضریب یکنواختی مساوی یا بزرگتر از ۳٫۵(Cu≥3.5)

ب) خاک‌های با ضریب یکنواختی کوچکتر از ۳٫۵ (Cu<3.5)

شکل پ۹-۱ محدوده دانه بندی خاک‌های مستعد روانگرایی

پ۹-۱-۲ نحوه اصلاح تعداد ضربات نفوذ استاندارد، مقاومت نوک مخروط وسرعت موج برشی اندازه گیری شده در محل

برای تعیین استعداد و نیز ارزیابی وقوع روانگرایی از مقادیر اصلاح و نرمال شده $(N_1)_{60}$، $(q_{c1})_N$ و (V_{s1}) استفاده می‌شود. روابط زیر برای این منظور استفاده می‌شود:

- اصلاح عدد N (تعداد ضربات اندازه گیری شده آزمایش نفوذ استاندارد، SPT):

برای اصلاح تعداد ضربات آزمایش نفوذ استاندارد اندازه گیری شده در محل از رابطه زیر استفاده شود:

$$(N_1)_{60} = N.C_E.C_N \qquad (پ۹-۱)$$

ضریب C_E برای تبدیل N به N_{60} مورد استفاده قرار می‌گیرد و مقدار آن از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$C_E = \frac{E}{60} \qquad (پ۹-۲)$$

در این رابطه E مقدار بازدهی انرژی دستگاه مورد استفاده است.

مقدار C_N از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}\right)^{0.5} \leq 1.7 \qquad (پ۹-۳)$$

در این رابطه σ'_{v0} تنش موثر برجا (بر حسب کیلوپاسکال) در عمق آزمون استاندارد است. مقدار P_a معادل فشار اتمسفر و برابر ۱۰۰ کیلوپاسکال است.

- اصلاح مقاومت نوک مخروط(q_c) آزمایش نفوذ مخروط (CPT)

برای استفاده از نتایج آزمون نفوذ مخروط در ارزیابی وقوع روانگرایی باید مقدار مقاومت نوک مخروط (q_c) اندازه گیری شده در محل نسبت به تنش سربار اصلاح شود. برای این منظور از روابط زیر استفاده می‌شود:

$$q_{c1} = C_Q.\left(\frac{q_c}{P_a}\right) \qquad (پ۹-۴)$$

$$C_Q = \left(\frac{100}{\sigma'_{v0}}\right)^{n} \leq 1.7 \qquad (پ۹-۵)$$

در این روابط σ'_{v0} تنش موثر برجا (بر حسب کیلوپاسکال) در عمق اندازه گیری مقاومت نوک مخروط است. چنانچه مقدار q_c بر حسب کیلوپاسکال در نظر گرفته شود، مقدار P_a

باید برابر ۱۰۰ کیلوپاسکال منظور گردد. n بر حسب نوع خاک مقداری بین ۰/۵ و ۱/۰ خواهد داشت. برای ماسه تمیز، مقدار ۰/۵ و برای ماسه‌های سیلتی و سیلت مقادیر بین ۰/۵ و ۱/۰ می‌تواند مناسب باشد. برای تعیین دقیق عدد n، پیشنهاد می‌شود از روش آزمایش و خطا استفاده شود.

- اصلاح سرعت موج برشی اندازه گیری شده (V_s)

برای ارزیابی استعداد و وقوع روانگرایی، مقدار سرعت موج برشی اندازه گیری شده در هر عمق (V_s) باید با استفاده از رابطه زیر برای تنش موثر سربار در همان نقطه اصلاح گردد:

$$V_{s1} = V_s.\left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}\right)^{0.25}(\frac{0.5}{K'_0})^{0.125} \qquad (پ۹-۶)$$

V_s در این رابطه سرعت موج برشی اندازه گیری شده و σ'_{v0} تنش موثر اولیه برجا در عمق مورد نظر بر حسب کیلوپاسکال و P_a تنش مرجع است که باید برابر ۱۰۰ کیلوپاسکال در نظر گرفته شود. K'_0 ضریب فشار جانبی در حال سکون خاک است و می‌توان آن را از رابطه $K'_0 = (1\text{-}Sin\varphi')$ بدست آورد و بصورت تقریبی آن را برابر ۰/۵ فرض کرد.

پ۹-۱-۳ محاسبه نسبت تنش برشی تناوبی(CSR) ناشی از زلزله

برای محاسبه نسبت تنش تناوبی ناشی از زلزله از رابطه زیر استفاده می‌شود:

$$CSR = (\frac{\tau_{ave}}{\sigma'_{v_0}}) = \frac{0.65\tau_{\max}}{\sigma'_{v_0}} = 0.65(\frac{a_{\max}}{g}).(\frac{\sigma_{v_0}}{\sigma'_{v_0}})r_d \qquad (پ۹-۷)$$

برای محاسبه r_d از رابطه زیر استفاده می‌شود:

$$r_d = 1.0 - 0.00765\,Z \qquad 0 < Z \le 9.15m \qquad (پ۹-۸)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267Z \qquad 9.15m < Z \le 23m$$

پ۹-۱-۴ محاسبه نسبت مقاومت تناوبی خاک برای زلزله‌های با بزرگای ۷/۵ ($CRR_{7.5}$)

برای تخمین نسبت مقاومت تناوبی $CRR_{7.5}$ با استفاده از نتایج آزمون‌های نفوذ استاندارد SPT، نفوذ مخروط CPT و سرعت انتشار موج برشی V_s از روابط ارائه شده در این قسمت استفاده می‌شود.

- تعیین نسبت مقاومت تناوبی CRR7.5 با استفاده از N1(60)

برای تخمین نسبت تنش تناوبی برای ماسه‌های تمیز که دارای درصد ریز دانه (عبوری از الک شماره ۲۰۰) کمتر یا مساوی ۵٪ هستند از رابطه زیر استفاده شود. در این رابطه تعداد ضربات نفوذ اصلاح شده به عنوان $(N1)_{60cs}$ برای ماسه تمیز مورد استفاده قرار می‌گیرد.

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34-(N_1)_{60CS}} + \frac{(N_1)_{60CS}}{135} + \frac{50}{[10(N_1)_{60CS}+45]^2} - \frac{1}{200} \qquad (پ۹-۹)$$

چنانچه خاک حاوی بیش از ۵٪ ریزدانه باشد مقدار $(N_1)_{60cs}$ از رابطه زیر محاسبه و اصلاح می‌شود.

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \qquad (پ۹-۱۰)$$

$(N_1)_{60}$ در این رابطه تعداد ضربات اصلاح شده برای خاک مورد نظر بر اساس رابطه (پ۹-۱) است. مقادیر α و β بر حسب درصد ریزدانه خاک (FC) از روابط زیر تعیین می‌شوند:

$$\begin{cases} \alpha = 0 & (FC \le 5\%) \\ \alpha = \exp[1.76 - (\frac{190}{FC^2})] & (5\% < FC \le 35\%) \\ \alpha = 5.0 & (FC > 35\%) \end{cases} \qquad (پ۹-۱۱)$$

$$\begin{cases} \beta = 1.0 & (FC \le 5\%) \\ \beta = [0.99 + (\frac{FC^{1.5}}{1000})] & (5\% < FC \le 35\%) \\ \beta = 1.2 & (FC > 35\%) \end{cases} \qquad (پ۹-۱۲)$$

- تعیین نسبت مقاومت تناوبی $CRR_{7.5}$ با استفاده از q_{c1}

برای استفاده از نتایج آزمایش نفوذ مخروط برای ارزیابی وقوع روانگرایی و تعیین $CRR_{7.5}$ باید ملاحظات این قسمت مد نظر گیرد.

برای تعیین نوع رفتار خاک ابتدا باید با استفاده از مقاومت نوک مخروط نرمال شده (Q) و نسبت اصطکاک جداره نرمال شده (F) اندیس رفتار خاک (IC) محاسبه شود.

$$I_c = [(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5} \qquad (پ۹-۱۳)$$

$$Q = [(q_c - \sigma_{vo})/P_a][(P_a/\sigma'_{vo})^n] \quad (پ۹-۱۴)$$

$$F = [f_s/(q_c - \sigma_{vo})] \times 100\% \quad (پ۹-۱۵)$$

f_c اصطکاک جداره اندازه گیری شده در آزمایش نفوذ مخروط است. مقدار q_{c1} با استفاده از رابطه (پ۹-۴) محاسبه می‌شود. مقادیر Q و I_c با توجه به n که وابسته به نوع خاک است تعیین می‌شود.

برای ماسه تمیز (درصد ریز دانه کمتر یا مساوی ۵٪) از نماد $(q_{c1})_{CS}$ استفاده می‌شود. با استفاده از روابط زیر مقدار $CRR_{7.5}$ برای ماسه تمیز قابل تخمین خواهد بود:

$$if\ (q_{c1})_{cs} < 50 \quad CRR_{7.5} = 0.833[(q_{c1})_{cs}/1000] + 0.05$$

$$if\ 50 \le (q_{c1})_{cs} < 160 \quad CRR_{7.5} = 93[(q_{c1})_{cs}/1000]^3 + 0.08 \quad (پ۹-۱۶)$$

چنانچه خاک حاوی بیش از ۵٪ ریزدانه باشد، مقدار $(q_{c1})_{CS}$ به شرح زیر اصلاح می‌شود:

$$(q_{c1})_{cs} = K_c q_{c1} \quad (پ۹-۱۷)$$

K_c در این رابطه، ضریب اصلاح برای ریزدانه است که از روابط زیر قابل محاسبه است:

$$if\ I_c \le 1.64 \qquad K_c = 1.0 \quad (پ۹-۱۸)$$

$$if\ I_c > 1.64$$
$$K_c = -0.403I_c^4 + 5.581I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88$$

باید توجه شود که رابطه نوع رفتار خاک با I_c تقریبی است. بنابراین چنانچه $I_c>2.6$ باشد این خاک احتمالاً حاوی سیلت یا رس پلاستیک بوده و اخذ نمونه دست نخورده امکان پذیر خواهد بود. بنابراین توصیه می‌شود در این موارد برای ساختمان‌های بلند و ساختمان‌های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد، آزمایش تناوبی روی نمونه‌های دست نخورده انجام شود و برای ارزیابی وقوع روانگرایی اینگونه خاک‌ها، معیارهای مناسب مربوط به خاک‌های حاوی رس مورد استفاده قرار گیرد.

- تعیین نسبت مقاومت تناوبی CRR7.5 با استفاده از V_{s1}

با استفاده از رابطه زیر می‌توان $CRR_{7.5}$ را بر اساس سرعت برشی اصلاح شده V_{s1} تعیین کرد:

$$CRR_{7.5} = a\left(\frac{V_{s1}}{100}\right)^2 + b\left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*}\right) \quad (پ۹-۱۹)$$

در این رابطه V_{s1} مقدار سرعت انتشار موج برشی اصلاح شده (رابطه پ۹-۶) و V^*_{s1} حد بالای سرعت موج برشی محدود شده متناسب با مقدار ریزدانه است که مقدار آن از روابط زیر بدست می‌آید.

$$V_{s1}^* = \begin{cases} 215 & Fc \le 5\% \\ -0.75Fc + 218.75 & 5\% \le Fc < 35\% \\ 200 & 35\% \le Fc \end{cases}, \quad (پ۹-۲۰)$$

توجه شود که استفاده از رابطه (پ۹-۱۹) به تنهایی فقط برای ماسه تمیز با درصد ریزدانه کمتر یا مساوی ۵٪ مجاز است و برای مقادیر بیشر ریزدانه، باید از رابطه (پ۹-۲۰) نیز استفاده شود.

پ۹-۱-۵ تصحیح CRR برای سایر عوامل

$CRR_{7.5}$ بدست آمده از روابط فوق، برای زلزله‌های با بزرگای ۷٫۵ و در شرایط عدم حضور تنش برشی استاتیکی اولیه و نیز برای تنش سربار موثر ۱۰۰ کیلوپاسکال است. اگر تنش برشی استاتیکی اولیه وجود داشته باشد و تنش موثر در عمق مورد مطالعه نیز غیر از ۱۰۰ کیلو پاسکال باشد و یا بزرگای زلزله طرح غیر از ۷٫۵ باشد، باید اصلاحات به شرح زیر انجام شود.

$$CRR_{mod} = CRR.\ MSF.\ K_\sigma.K_\alpha \quad (پ۹-۲۱)$$

در این رابطه، MSF ضریب اصلاح بزرگا، K_σ ضریب اصلاح سربار موثر و K_α ضریب تاثیر تنش برشی استاتیکی اولیه است. برای تخمین MSF از رابطه زیر می‌توان استفاده کرد:

$$MSF = 10^{2.24}/M_w^{2.56} \quad (پ۹-۲۲)$$

در این رابطه، M_w بزرگای گشتاوری زلزله طرح است. ضریب MSF بطور ذاتی به فرم منحنی‌های CRR حاصل از آزمایش‌های تناوبی وابسته است و چون عواملی همانند نوع و تراکم نسبی خاک در آن موثرند، این ضریب به نوع و تراکم خاک نیز وابسته است.

برای تخمین K_σ می‌توان از رابطه زیر استفاده کرد:

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right)^{(f-1)} \quad (پ۹-۲۳)$$

در این رابطه، σ'_{v0} تنش موثر اولیه قائم و P_a تنش مرجع برابر با فشار اتمسفر است. مقدار f از مقادیر پیشنهادی زیر به ازای تراکم نسبی (D_R) مورد نظر بدست می آید:

$f = 0.7 - 0.8$ برای $40\% < D_R < 60\%$ (پ۹-۲۴)

$f = 0.6 - 0.7$ برای $60\% < D_R < 80\%$

مقدار D_R با هر روش مناسبی بر اساس نتایج آزمایش‌های نفوذ قابل محاسبه است.

پ۹-۱-۶ تعیین پتانسیل بروز اثرات سطحی ناشی از وقوع روانگرایی در زمین‌های مسطح

پس از تجزیه و تحلیل و بررسی وقوع و یا عدم وقوع روانگرایی در اعماق مختلف یک خاک قابل روانگرایی، می‌توان با استفاده از شاخص پتانسیل روانگرایی (P_L)، بروز یا عدم بروز آثار روانگرایی در سطح زمین را ارزیابی کرد. با توجه به نتایج حاصل از تحلیل گمانه‌ها و ضرایب اطمینان روانگرایی (F_L)، شاخص پتانسیل روانگرایی (P_L) بصورت زیر محاسبه می‌شود:

$$P_{L=} \int_0^{20} \frac{20 - Z}{Z} F_L \ (1 - F_L)\, dz \qquad \text{(پ۹-۲۵)}$$

دررابطه فوق، z عمق برحسب متر و F_L ضریب اطمینان روانگرایی لایه‌های مختلف ساختگاه در عمق z از سطح زمین تا عمق ۲۰ متری می‌باشد. عبارت ($1-F_L$) برای لایه‌های دارای ضریب اطمینان روانگرایی (F_L) بزرگتر از ۱٫۰، معادل ۱٫۰ و برای ضریب اطمینان های روانگرایی (F_L) بین ۱٫۰ تا ۰٫۵ معادل ۰٫۵ در نظرگرفته می‌شود و برای مقادیر (F_L) کمتر از ۰٫۵ مستقیماً محاسبه می‌شود.

پ۹-۱-۷ نشست ناشی از روانگرایی

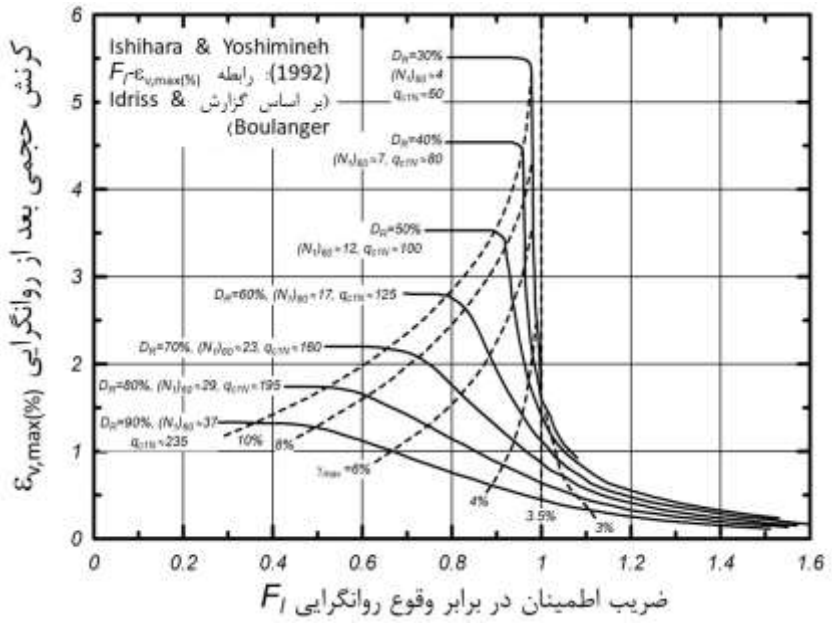
پ۹-۱-۷-۱ مقدمه

در خاک‌های ماسه‌ای اشباع سست، زلزله موجب افزایش فشار آب حفره‌ای و روانگرایی خاک می‌شود که ممکن است در خلال زلزله یا پس از آن منجر به جوشش ماسه و خروج آب حفره‌ای اضافی به وجود آمده شود که این موضوع خود موجب نشست ناشی از

روانگرایی خواهد شد. مقدار نشست ناشی از روانگرایی را می‌توان با محاسبه کرنش حجمی خاک بدست آورد.

پ۹-۱-۷-۲ محاسبه کرنش حجمی برای تعیین نشست ناشی از روانگرایی

برای محاسبه کرنش حجمی بعد از روانگرایی در ماسه‌های اشباع، می‌توان از نمودار شکل (پ۹-۲) برای تخمین ε_v در هر زیر لایه از کل لایه قابل روانگرایی که توسط یوشیمینه و ایشی هارا (۱۹۹۲) تهیه و توسط بولانژه و ادریس (۲۰۰۶) اصلاح شده استفاده کرد. با جمع حاصلضرب ε_v مربوط به هر زیر لایه در ضخامت آن، مقدار نشست کل لایه روانگرا شده بدست می‌آید.



شکل پ۹-۲ نمودار تعیین کرنش حجمی بر اساس مقادیر DR، $(N_1)_{60cs}$ یا q_{c1Ncs}

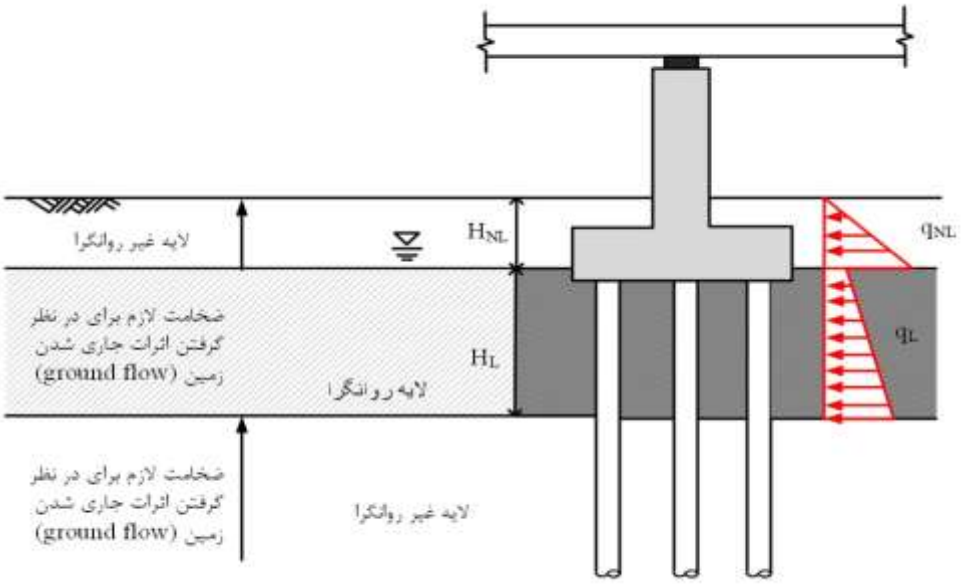
پ۹-۱-۸ گسترش جانبی

پ۹-۱-۸-۱ نیروهای جانبی ناشی از گسترش جانبی وارد بر پی عمیق

برای در نظرگرفتن تاثیر گسترش جانبی بر پی‌های عمیق، باید نیروهای وارد بر واحد سطح اعضا سازه‌ای در خاک قابل روانگرایی و غیرقابل روانگرایی مانند شکل (پ۹-۳) تعیین شوند. این نیروها از روابط (پ۹-۲۶) و (پ۹-۲۷) به دست می‌آیند:

$$q_{NL} = C_{NL} K_p \gamma_{NL} . x \qquad (0 \le x \le H_{NL}) \qquad \text{(پ۹-۲۶)}$$

$$q_L = C_L(\gamma_{NL} . H_{NL} + \gamma_L(x - H_{NL})) \quad (H_{NL} \le x \le H_{NL} + H_L) \qquad \text{(پ۹-۲۷)}$$



شکل پ۹-۳ نیروهای وارد بر سطوح اعضای سازه‌ای بر اثر گسترش جانبی

به عبارت دیگر، در لایه غیرقابل روانگرای سطحی، در ساختگاهی که دچار گسترش جانبی شود، فشار جانبی وارد بر شمع همان فشار مقاومی بوده که در ضریب C_{NL} ضرب می‌شود. این ضریب از جدول (پ۹-۱) بر حسب شاخص روانگرایی (I_L) بدست می‌آید. همچنین در لایه قابل روانگرایی در ساختگاهی که دچار گسترش جانبی شود، فشار جانبی ناشی از گسترش جانبی بر شمع از حاصلضرب اندازه فشار قائم در هر عمق در ضریب اصلاح C_L که برابر ۰٫۳ است، به‌دست می‌آید.

تعاریف مربوط به پارامترهای مختلف به شرح زیر است:

γ_{NL}: وزن مخصوص خاک در لایه غیر روانگرا

γ_L: وزن مخصوص خاک در لایه روانگرا

k_p: ضریب فشار مقاوم در لایه غیر روانگرا

q_{NL}: فشارخاک وارد بر شمع در هر عمق از لایه غیر روانگرا

q_L: فشارخاک وارد بر شمع در هر عمق از لایه روانگرا

C_{NL}: ضریب مرتبط با فشار مقاوم در لایه غیر روانگرا

C_L: ضریب مرتبط با فشار محرک در لایه روانگرا

H_{NL}: ضخامت لایه غیر روانگرا

H_L: ضخامت لایه روانگرا

x: فاصله از سطح زمین

F_L: ضریب اطمینان در برابر روانگرایی و $F_L = \frac{CRR}{CSR}$

شاخص روانگرایی نیز از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$I_L = \int_0^{20} (1 - F_L)(10 - x)dx \qquad (پ۹-۲۸)$$

جدول پ۹-۱ ضرایب C_{NL}

ضریب اصلاح C_{NL}	شاخص روانگرایی I_L (m^2)
0	$I_L \leq 5$
$(0.2\ I_L - 1)/3$	$5 \leq I_L \leq 20$
1	$20 < I_L$

پ۹-۱-۹ روش‌های کاهش خطرهای ناشی از روانگرایی و گسترش جانبی

برای کاهش خطرهای ناشی از روانگرایی و گسترش جانبی می‌توان سه راهکار را در نظر گرفت: الف) تمهیدات سازه‌ای، ب) تمهیدات ژئوتکنیکی و پ) تغییر محل ساختگاه.

پ۹-۱-۹-۱ تمهیدات سازه‌ای

مؤثرترین تمهید سازه‌ای برای کاهش خرابی ناشی از روانگرایی یا گسترش جانبی استفاده از پی عمیق است. در طراحی پی‌های عمیق برای جلوگیری از خسارات ناشی از روانگرایی باید در نظر داشت که طولی از شمع که در خاک روانگرا قرار می‌گیرد، فاقد مقاومت اصطکاکی و جانبی است و چنانچه نوک شمع نیز در لایه روانگرا قرار گیرد، فاقد ظرفیت باربری نوک می‌باشد. در نتیجه، این گونه شمع‌ها نباید در شرایط امکان وقوع روانگرایی یا گسترش جانبی مورد استفاده قرار گیرد. در صورتی که خاک محل در معرض روانگرایی

بوده و پتانسیل گسترش جانبی نیز داشته باشد، در طراحی پی عمیق باید نیروهای جانبی ناشی از گسترش جانبی وارد بر پی عمیق را نیز در نظر گرفت.
اگرچه استفاده از پی‌های گسترده می‌تواند از فروپاشی سازه متکی بر آن و وقوع تلفات جانی تا حد زیادی بکاهد، ولی ممکن است روانگرایی خاک پی موجب کج‌شدگی و واژگونی سازه شود و خسارات قابل توجهی را به سازه وارد نماید. در مکان‌های دارای استعداد روانگرایی و گسترش جانبی، استفاده از پی‌های تکی یا باسکولی (کلاف‌های لنگربر) به هیچ وجه توصیه نمی‌شود.

پ۹-۱-۹-۲ تمهیدات ژئوتکنیکی

به طور کلی روش‌های کاهش مخاطرات روانگرایی، برای ساختگاه‌های دارای پتانسیل گسترش جانبی نیز قابل استفاده است. تمهیدات ژئوتکنیکی برای جلوگیری از روانگرایی خاک‌های ناپایدار، می‌تواند شامل خاک‌برداری و جایگزین کردن خاک و یا تحکیم خاک در محل به کمک روش‌های مختلف تراکم دینامیکی، تراکم ضربه‌ای سریع، ویبراتورها، شمع‌کوبی، تزریق پرفشار، اختلاط عمیق، تسلیح خاک، تزریق شیمیایی، نصب زهکش، ستون‌های شنی و سنگی و سایر روش‌های موثر باشد. قبل از استفاده از هر یک از روش‌های پایدارسازی خاک، برنامه‌ریزی و طراحی دقیق توسط متخصص ژئوتکنیک لرزه‌ای آشنا به روشهای بهسازی خاک مورد نیاز است.
در صورت وجود ابنیه فنی و سازه در شرایطی که وقوع گسترش جانبی محتمل باشد، می‌توان دراطراف محدوده سازه مورد نظر از روش‌های مناسب نظیر تراکم دینامیکی، کوبیدن شمع‌های فداشونده و یا ستون‌های سنگی بهره گرفت تا موجب کاهش یا دفع اثرات مخرب گسترش جانبی بر پی‌های عمیق سازه مورد نظر گردد.

پ۹-۱-۹-۳ تغییر محل ساختگاه

در مرحله شناخت و تعیین محل ساختگاه، در صورتی‌که از نظر فنی و اقتصادی امکان تغییر محل سازه یا ساختمان وجود داشته باشد، می‌توان از این راه‌حل برای پرهیز از خطرهای ناشی از روانگرایی و گسترش جانبی استفاده نمود.

پ۹-۲ پایداری شیروانیها

پ۹-۲-۱ تغییر مکان ماندگار شیروانی‌هایی که در تحلیل شبه استاتیکی ناپایدار بوده و دارای توده لغزشی با جرم نسبتاً کم تا متوسط (ارتفاع حداکثر ۷ متر) و نیز بافت همگن و خشک و یا با رطوبت کم (فاقد فشارآب حفره‌ای) باشند، بر اساس تحلیل بلوک لغزشی نیومارک از رابطه زیر قابل تخمین است.

$$\log d = 0.9 + \log\left[\left(1 - \frac{a_y}{a_{max}}\right)^{2.53}\left(\frac{a_y}{a_{max}}\right)^{-1.09}\right] \qquad \text{(پ۹-۲۹)}$$

دررابطه فوق:

d= تغییر مکان ماندگار در امتداد شیروانی در پایان زلزله بر حسب سانتیمتر

a_{max}= شتاب بیشینه افقی زلزله در سطح زمین، و

a_y= شتاب بحرانی گسیختگی شیروانی است.

شتاب بحرانی گسیختگی شیروانی که تابع خواص ژئوتکنیکی مصالح و هندسه شیروانی است، شتابی است که اگر به شیروانی اعمال گردد ضریب اطمینان شیروانی در مقابل لغزش بر اساس روش شبه استاتیکی برابر ۱٫۰ خواهد گردید.

پ۹-۲-۲ چنانچه شیروانی اشباع و یا نزدیک اشباع باشد، به دلیل افزایش فشار آب حفره‌ای درخلال زلزله ممکن است روانگرایی و یا پدیده‌های مرتبط با روانگرایی رخ دهد. در این شرایط، استفاده از رابطه فوق برای تخمین تغییرشکل ماندگار شیروانی مجاز نخواهد بود.

پ۹-۲-۳ برای تعیین تغییرشکل ماندگار شیروانی‌های مذکور در بند پ۹-۲-۱، ابتدا باید پتانسیل وقوع روانگرایی بر اساس شتاب حداکثر زلزله طرح ارزیابی شود و پس از تعیین لایه‌های قابل روانگرایی، ضریب اطمینان کلی شیروانی در مقابل ناپایداری محاسبه گردد.

پ۹-۲-۴ برای تعیین ضریب اطمینان کلی شیروانی در مقابل ناپایداری در شرایط مذکور در بند پ۹-۲-۳، مقاومت برشی لایه‌های روانگرا باید بر اساس مقاومت برشی باقیمانده آنها در زمان روانگرایی به کمک روش‌های تجربی و یا آزمایشگاهی معتبر محاسبه شده و مقاومت برشی لایه‌های غیر روانگرا بر اساس مقاومت برشی زهکشی نشده آنها در نظر گرفته شود.

پ۹-۲-۵ چنانچه ضریب اطمینان کلی شیروانی‌های موضوع بند پ۹-۲-۳، که باتوجه به نکات مورد اشاره محاسبه می‌گردد، کمتر از ۱٫۰ شود، شیروانی در اثر زلزله دچار ناپایداری

از نوع گسیختگی جریانی و جابجائی‌های بزرگ خواهد شد. در محاسبه تغییر مکان ماندگار شیروانی در این حالت، باید از راهکارهای مناسب و معتبر تجربی که برای این شرایط تدوین یافته و یا تحلیل‌های دینامیکی کامل استفاده شود.

پ۹-۳ پی‌های عمیق - جزئیات فنی و اجرایی شمع، کلاهک و تیرهای اتصالی

برای انجام طراحی بدنه شمع، شامل بتن، میلگردگذاری و اتصال شمع به کلاهک و غیره، ضوابط مندرج در بند ۹-۲۰-۹ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان باید رعایت گردد. با توجه به اینکه در بندهای ۹-۲۰-۹-۶-۱ و ۹-۲۰-۹-۶-۲ پیشنهاد جزئیات مناسب به طراح واگذار گردیده است، در این بند به مواردی که از نظر ژئوتکنیکی و یا اندرکنش شمع، کلاهک و خاک اهمیت دارند، با جزئیات بیشتری اشاره شده است.

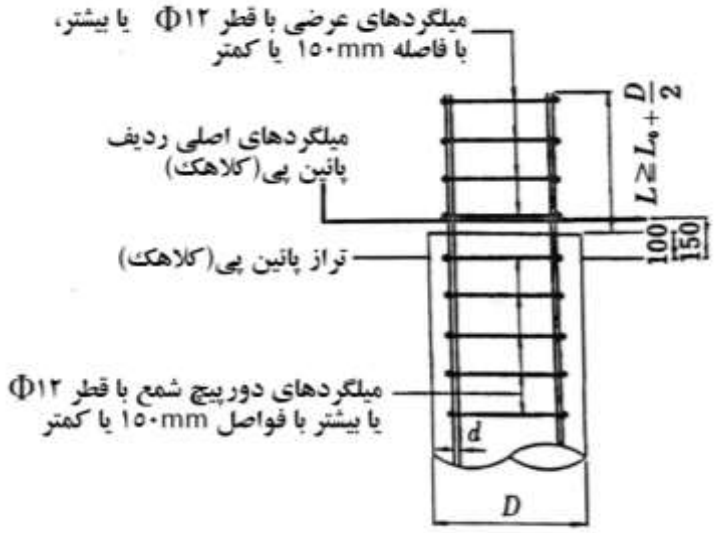
پ۹-۳-۱ فاصله حداقل مابین شمع‌ها

فاصله بین مرکز تا مرکز شمع‌های مجاور هم نباید کمتر از ۲٫۵ برابر قطر شمع‌ها باشد. در صورتیکه به اجبار فاصله شمع‌ها کمتر از این مقدار باشد، تأثیر اندرکنش شمع‌ها در گروه افزایش یافته و بنابر این، بار محوری تک شمع و همچنین عکس‌العمل افقی خاک برای هر شمع کاهش می‌یابد. علاوه بر آن، باید توجه نمود که اثر گروه شمع در طراحی نیز برای انتقال نیروها به زمین کاهش می‌یابد. در استفاده از گروه شمع، فاصله مرکز شمع تا لبه کناری سازه کلاهک برای شمع‌های کوبشی را می‌توان ۱٫۲۵ برابر قطر شمع و برای شمع‌های درجا ریز برابر قطر شمع در نظر گرفت. در صورتیکه فاصله شمع‌های کناری از لبه بیرونی کلاهک کمتر از این مقدار انتخاب شود، لازم است تمام قطر شمع شامل میلگردها و بتن پوششی آن در محدوده داخل میلگردهای کلاهک قرار گیرد.

پ۹-۳-۲ اتصال بین شمع و کلاهک

برای تأمین گیرداری اتصال شمع و کلاهک، باید نفوذ شمع به داخل کلاهک تا حد امکان طوری اجرا گردد که بتواند لنگر خمشی ایجاد شده در کلاهک را به درستی به وسیله رو سازه به شمع منتقل نماید. به همین منظور؛ سازه شمع شامل بتن و میلگردها باید حداقل به اندازه ۱۰ سانتیمتر در داخل کلاهک فرو رفته باشد و رعایت ضوابط مبحث نهم مقررات

ملی ساختمان در این مورد برای تامین حداقل الزامات ضروری است. با این وجود، برای اطمینان از گیرداری کامل توصیه می‌شود میلگردهای اصلی و خاموت‌های مربوطه مطابق شکل (پ۹-۴) به اندازه $L_0+D/2$ در داخل کلاهک ادامه یابند، که درآن، L_0 طول گیرداری مستقیم میلگردهای طولی شمع و D قطر شمع می‌باشد. بنابراین، با در نظر گرفتن شکل (پ۹-۴)، حداقل ارتفاع کلاهک شمع برابر است با $L_0+D/2+25(cm)$ که ۱۵ سانتی‌متر پوشش بتن بر روی میلگردهای بالای کلاهک را در نظر می‌گیرد. با این وجود، استفاده از مبحث نهم مقررات ملی ساختمان در این مورد برای تامین حداقل شرایط، لازم و کافی است.



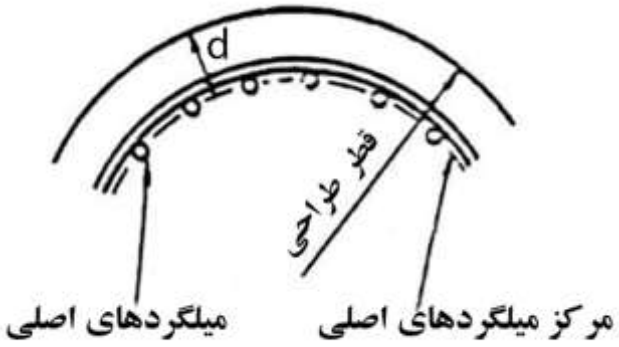
شکل پ۹-۴ جزئیات سازه‌ای اتصال شمع به کلاهک در شمع‌های درجا ریز

پ۹-۳-۳ قطر طراحی شمع‌ها

عموماً قطر شمع‌های درجا برابر ۸۰ سانتی‌متر یا بزرگتر است. در اجرای شمع‌هایی که به دلیل ریزشی بودن زمین در حین حفاری از پایدار کننده‌ها استفاده می‌کنند، لازم است قطر حفاری نسبت به قطر طراحی ۵ سانتی‌متر بیشتر در نظر گرفته شود.

پ۹-۳-۴ آرایش استاندارد میلگردهای اصلی

برای آرایش استاندارد میلگردهای اصلی شمع، استفاده از مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ضروری و کافی است. با این وجود، توصیه می‌شود این آرایش مطابق شکل (پ۹-۵) طراحی و اجرا گردد.



شکل پ۹-۵ آرایش میلگردهای اصلی شمع

حداقل مقدار d در شکل (پ۹-۵) برای کلیه روش‌های اجرایی شمع‌های درجاریز برابر ۱۵ سانتی‌متر توصیه می‌شود. برای قفسه میلگردهای اصلی مورد استفاده در شمع باید از میلگردهای گرم نورد شده استفاده شود.

در خصوص سایر الزامات بتن و میلگردهای شمع، رعایت ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان کفایت می‌کند.

پ۹-۴ فشار جانبی لرزه‌ای خاک پشت دیوار نگهبان

پ۹-۴-۱ محاسبه ضریب لرزه‌ای فشار خاک

برای محاسبه فشار شبه استاتیک خاک در زمان وقوع زلزله، مطابق روابط پیشنهادی مونونوبه-اوکابه، چه برای فشار محرک و چه برای فشار مقاوم، لازم است ضریب لرزه‌ای فشار خاک (k) حاصل از دو ضریب افقی (k_h) و قائم (k_v) محاسبه و در روابط اعمال گردد. مقدار k_h متأثر از شتاب مبنای طرح، نوع ساختگاه و شرایط ساختمانی دیوار نگهبان بوده و مطابق رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$k_h=\alpha F_S/r \qquad (پ۹-۳۰)$$

که در آن α عبارت است از نسبت شتاب طیفی طرح در زمان تناوب صفر (یا S_a در $T=0$ مطابق شکل ۲-۱ این آیین‌نامه برای زمین نوع I) به شتاب ثقل زمین g و r مقداری است که از جدول (پ۹-۲) محاسبه می‌گردد. Fs عبارتست از ضریب تأثیر جنس ساختگاه در بازه زمان تناوب کوتاه که از جدول (۲-۱) این آیین‌نامه و متناسب با نوع زمین و مقادیر شتاب طیفی زلزله بیشینه مورد نظر انتخاب و در رابطه (پ۹-۳۰) اعمال می‌گردد.

برای دیوارهای با ارتفاع کمتر از ۲۰ متر، ضریب لرزه‌ای را می‌توان در ارتفاع دیوار ثابت فرض نمود، لیکن برای دیوارهای با ارتفاع بیش از ۲۰ متر، توزیع ضرایب در ارتفاع دیوار باید با روش‌های اندرکنش خاک و سازه محاسبه شود.

جدول پ۹-۲ مقادیر ضریب r برای محاسبه ضریب لرزه‌ای

نوع سازه نگهبان	r
دیوارهای وزنی مجزا که اجازه جابجایی تا مقدار $d_r=300.\alpha.Fs$ (mm) را می‌دهند	۲/۰
دیوارهای وزنی مجزا که اجازه جابجایی تا مقدار $d_r=200.\alpha.Fs$ (mm) را می‌دهند	۱/۵
دیوارهای بتنی قرارگرفته بر پی سنگی، دیوارهای متکی برشمع های بتنی، دیوارهای زیر زمین متصل به اسکلت سازه و پایه های پل	۱/۰

در حالت وجود خاک دانه‌ای اشباع که امکان افزایش شدید فشار آب منفذی در حین وقوع زلزله در آنها وجود دارد، ضریب r نباید بزرگتر از ۱/۰ انتخاب شود. همچنین، ضریب اطمینان مقابله با روانگرایی نباید کمتر از ۲ انتخاب گردد.

درصورتیکه نسبت شتاب قائم به شتاب افقی طرح بزرگتر از ۰/۶ باشد:

$$K_v=0.5K_h \qquad (پ۹-۳۱)$$

در بقیه موارد

$$K_v=0.33K_h \qquad (پ۹-۳۲)$$

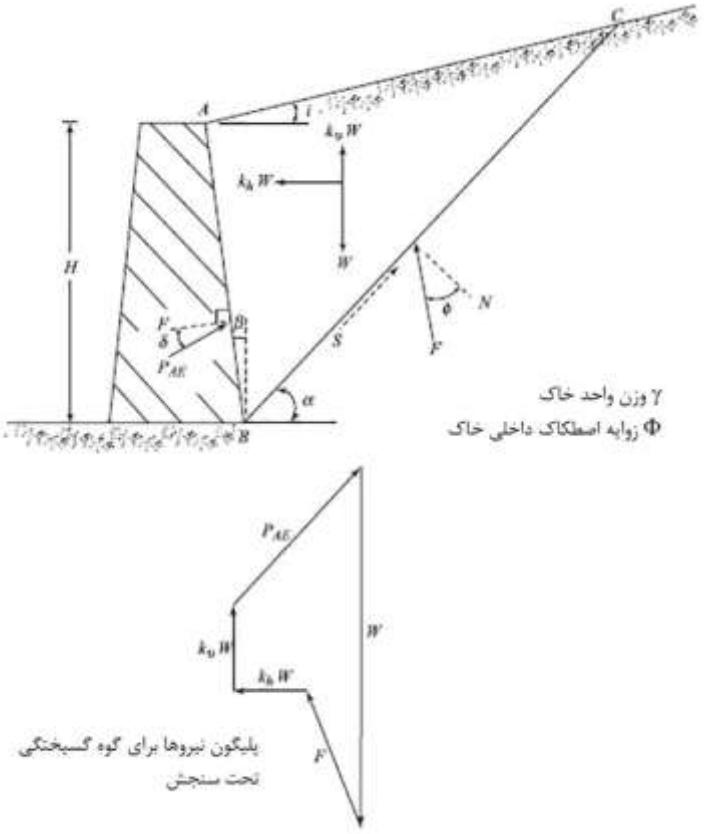
ضروری است در انجام تحلیل‌ها، مقدار فشار قائم در هر دو جهت بالا و پایین در محاسبات وارد شود و هر کدام که کمترین ضریب اطمینان را بدست دهد، انتخاب گردد.

پ۹-۴-۲ محاسبه فشار هیدرو استاتیکی و فشار هیدرودینامیکی

نیروی هیدرواستاتیکی آب برابر $P_{ws} = \frac{1}{2}\gamma_w {H_w}^2$ و نقطه اثر آن در ۰٫۳۳ H_w می‌باشد. نیروی هیدرودینامیکی آب در شرایط بارگذاری زلزله برابر $P_{wd} = 0.4\, k_h \gamma_w {H_w}^2$ در نظر گرفته می‌شود. نقطه اثر این برآیند در ۰٫۴H_w می‌باشد. در روابط فوق، H_w ارتفاع آب پشت دیوار از تراز کف پی دیوار و γ_w وزن مخصوص آب و k_h ضریب افقی زلزله طرح می‌باشد.

پ۹-۴-۳ محاسبه فشار محرک لرزه‌ای خاک همگن غیر چسبنده وارد بر دیوار نگهبان

شکل (پ۹-۶) که بر مبنای نظریه رانکین (۱۷۷۶) توسط مونونوبه (۱۹۲۹) و اکابه (۱۹۲۶) برای اعمال فشار شبه استاتیک محرک خاک همگن با توزیع خطی در پشت دیوار ارائه شده، بردار نیروها را نشان می‌دهد.



شکل پ۹-۶ نحوه محاسبه نیروی محرک زلزله (معادله مونونوبه-اکابه)

در این شکل:

P_{AE}: نیروی محرک خاک بر واحد طول دیوار برای هنگام وقوع زلزله

H: ارتفاع دیوار

γ: وزن واحد خاک پشت دیوار

W: وزن گوه گسیختگی

β: زاویه شیب پشت دیوار

i: زاویه خاکریز پشت دیوار در سطح زمین

Φ: زاویه اصطکاک داخلی خاک پشت دیوار

δ: زاویه نیروی محرک خاک با خط عمود بر سطح دیوار است که متناسب با زبری سطح دیوار برابر یک-دوم تا دو-سوم زاویه Φ می باشد.

مقدار نیروی محرک خاک ناشی از زلزله را می‌توان از معادله (پ۹-۳۳) بدست آورد:

$$P_{AE} = 0.5\,\gamma H^2(1-k_v)K_{AE} \qquad \text{(پ۹-۳۳)}$$

در این معادله:

K_{AE}: ضریب فشار محرک خاک ناشی از زلزله است که از رابطه (پ۹-۳۴) قابل محاسبه است:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\emptyset-\theta-\beta)}{\cos\theta\ \cos^2\beta\cos(\delta+\theta+\beta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\delta+\emptyset)\sin(\emptyset-\theta-i)}{\cos(\delta+\theta+\beta)\cos(i-\beta)}}\right]^2} \qquad \text{(پ۹-۳۴)}$$

$$\theta = tan^{-1}[k_h/(1-k_v)]$$

پ۹-۴-۴ محاسبه فشار مقاوم لرزه‌ای خاک همگن وارد بر دیوار نگهبان

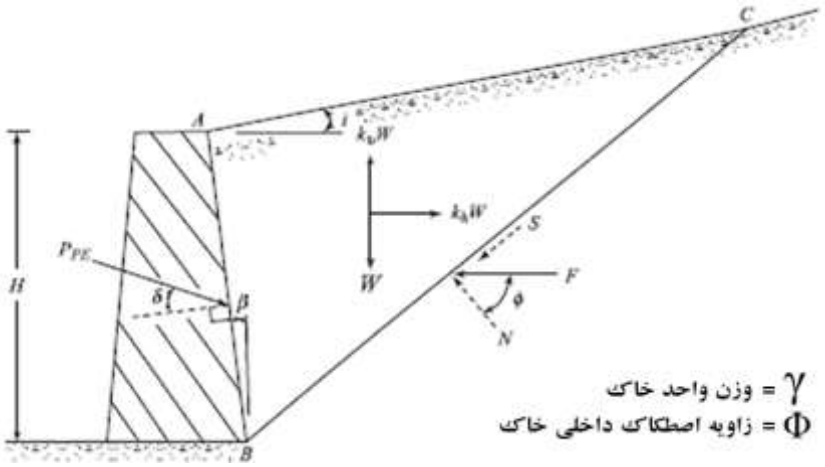
شکل (پ۹-۷) بردار نیرو برای اعمال نیروی شبه استاتیک مقاوم خاک همگن وارد بر پشت دیوار با توزیع خطی را نشان می‌دهد.

معادله (پ۹-۳۵) (کاپیلا۱۹۶۲) برای محاسبه نیروی مقاوم و معادله (پ۹-۳۶) برای محاسبه ضریب فشار مقاوم K_{PE} ارائه شده‌اند:

$$P_{PE} = 0.5\,\gamma H^2(1-k_v)K_{PE} \qquad \text{(پ۹-۳۵)}$$

(پ۹-۳۶)

$$K_{PE}=\frac{cos^{\,2}(\emptyset+\beta-\theta)}{\cos\theta\ cos^2\beta\cos(\delta-\beta+\theta)\left[1-\left\{\sqrt{\frac{\sin(\delta+\emptyset)\sin(\emptyset+i-\theta)}{\cos(\delta+\theta-\beta)\cos(i-\beta)}}\right\}^{1/2}\right]^2}$$



شکل پ۹-۷ بردار نیروی مقاوم لرزه‌ای در دیوار نگهبان

پ۹-۴-۵ محاسبه فشارهای محرک و مقاوم خاک در دیوارهای با عرض محدود خاکریزی

در ساختمان‌هایی که بنا به شرایط گودبرداری زمین، برای خاکریزی پشت دیوار نگهبان، مابین زمین طبیعی و دیوار فاصله‌ای کمتر از ۰/۷ ارتفاع دیوار باقی مانده باشد، در صورتی که مقاومت زمین طبیعی کمتر از مقاومت خاک دانه‌ای مورد استفاده در خاکریزی پشت دیوار نگهبان باشد، نیروهای فعال و مقاوم خاک باید بر اساس شرایط مورفولوژی و پارامترهای مقاومتی زمین طبیعی محاسبه گردند. در صورتیکه زمین طبیعی نسبت به خاکریز محدود به مقدار کافی مقاوم و پایدار باشد، می‌توان با نظر متخصص ژئوتکنیک، مقادیر نیروهای محرک و مقاوم را نسبت به مقادیر بدست آمده از معادلات فوق تقلیل داد.

پ۹-۴-۶ فشار خاک پشت دیوار نگهبان با لایه بندی‌های مختلف

در صورت وجود لایه‌های مختلف خاک پشت دیوار نگهبان می‌توان از منابع معتبر و یا از روش‌های مندرج در راهنماهای مورد تایید این آیین نامه استفاده نمود.

پ۹-۴-۷ ملاحظات مدلسازی و طراحی بر مبنای اندرکنش خاک و دیوار نگهبان متصل به اسکلت سازه

مدلسازی دیوار نگهبان متصل به سازه برای عمق‌های بیش از ۲۰ متر بالای تراز پایه، باید بر اساس مدل کامل اندرکنش خاک و سازه شامل پی‌ها، دیوارهای نگهبان در کل سطح جانبی ساختمان، خاک زمین متصل به سازه و خود سازه تحلیل و طراحی شود. رفتار خطی یا غیرخطی لایه‌های زمین باید بر اساس پارامترهای مطالعات ژئوتکنیک و با در نظر گرفتن کلیه جرم‌های موثر در رفتار سازه شامل جرم سازه، سازه‌های نگهبان منفصل یا متصل به سازه، و گوه‌های خاک اطراف، شناسایی شده و با یکی از روش‌های پیشنهادی بندهای پ۹-۴-۷-۱ و پ۹-۴-۷-۲ و نرم‌افزارهای مرتبط معتبر مورد محاسبه و تجزیه و تحلیل قرار گیرد.

پ۹-۴-۷-۱ معیارهای تحلیل خطی دیوارهای سازه نگهبان در سیستم اندرکنش خاک-دیوار-پی-سازه

در مدلسازی خطی اندرکنش خاک-دیوارپی-سازه، می‌توان رفتار اندر کنش خاک و سازه را با استفاده از فنرهای خطی افقی در سطح جانبی دیوارهای نگهبان و فنرهای قائم در زیر پی‌ها مدل کرد. نحوه محاسبه ضرایب این فنرها باید بر اساس آیین‌نامه‌ها و روش‌های معتبر انجام پذیرد. در این صورت، لازم است فشار حالت استاتیک خاک به عنوان بار دائمی بصورت خطی و با ضریب توزیع حالت سکون در کلیه سطوح سازه‌های نگهبان خاک به سازه اعمال شده و عکس‌العمل فنرها به عنوان بار گذرا تحت اثر تحریک لرزه‌ای سیستم کامل در ترکیب بارها مشارکت داده شوند. در صورت استفاده از نرم‌افزار های با قابلیت اعمال پیش فرض فشردگی در فنرها، می‌توان بارهای استاتیک حاصل از فشار خاک مطابق مفروضات فوق را قبل از تحریک سیستم به صورت پیش فشردگی در فنرها اعمال نمود. در صورتی که پی‌ها از نوع شمع‌های منفرد یا گروه شمع باشند، باید ضوابط اندرکنش خاک و شمع مطابق بخش پی‌های عمیق این آیین‌نامه به مدل افزوده شود.

پ۹-۴-۷-۲ معیارهای تحلیل غیرخطی دیوارهای سازه نگهبان در سیستم اندرکنش خاک-دیوار-پی-سازه

در مدلسازی غیرخطی اندرکنش خاک-دیوار-پی-سازه، می‌توان از روش‌های متعدد مستقیم با مدلسازی اجزاء محدود و یا روش‌های ساده شده تحلیلی نظیر استفاده از فنر و میراگر غیرخطی بصورت تیر بر تکیه گاه ارتجاعی وینکلر استفاده نمود. در صورت استفاده از روش‌های مستقیم، لازم است مدلسازی خاک پشت دیوارهای نگهبان طوری انجام شود که قبل از تحریک لرزه‌ای سیستم، فشار استاتیکی خاک در حالت سکون از طرف خاک به سازه‌های نگهبان اعمال شود. در روش‌های ساده شده، محیط پیوسته خاک در سطح جانبی ساختمان به لایه‌های مجزا تقسیم شده و هر لایه با استفاده از یک سری فنر و میراگر معادل مدلسازی می‌شود. فنرهای مدل شده شامل سه فنر از نوع انتقالی است که دو فنر در راستای عمود بر هم و به صورت افقی و یک فنر به صورت قائم است. همچنین، متناظر با هر کدام از این فنرها، میراگرهایی به موازات آنها مدل می‌شود و بدین ترتیب، سختی و میرایی هر لایه مجزای خاک مد نظر قرار می‌گیرد. میزان سختی و میرایی هر لایه با انجام آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی ژئوتکنیکی تعیین می‌شوند و با استفاده از نمودارهای رفتاری استخراج شده برای حالت افقی p-y، حالت اصطکاکی قائم t-z و حالت اتکائی قائم Q-Z تعریف می شوند. در این روش نیز لازم است فشار حالت استاتیک خاک به عنوان بار دائمی بصورت خطی و با ضریب توزیع حالت سکون در کلیه سطوح سازه‌های نگهبان خاک به سازه اعمال شده و عکس‌العمل فنرها به عنوان بار گذرا تحت اثر تحریک لرزه‌ای سیستم کامل در ترکیب بارها مشارکت داده شوند. در صورت استفاده از نرم‌افزارهای با قابلیت اعمال پیش فرض فشردگی در فنرها، می‌توان بارهای استاتیک حاصل از فشار خاک مطابق مفروضات فوق را قبل از تحریک سیستم بصورت پیش فشردگی در فنرها اعمال نمود. در صورتی که پی‌ها از نوع شمع‌های منفرد یا گروه شمع باشند، باید ضوابط اندرکنش خاک و شمع مطابق بخش پی‌های عمیق این آیین نامه به مدل افزوده شود.

پیوست (۱۰)

دستورالعمل انجام آزمایش‌های مورد نیاز برای کنترل عملکرد جداسازها و میراگرها

پ۱۰-۱ کلیات

عملکرد قابل قبول جداسازها و میراگرهای مورد استفاده باید توسط آزمایش‌هایی که بر طبق ضوابط این پیوست و سایر الزامات مرتبط با آن انجام می‌شوند، تعیین گردد. سازندگان این تجهیزات می‌بایست به نحو لازم نسبت به تضمین عملکرد قابل قبول آنها، خصوصا اثرات ناشی از گذر زمان و دوام، در طول عمر مفید سازه ها، اقدام نمایند.

توجه: تا زمان انتشار راهنماهای مورد تایید این آیین‌نامه، اقدامات در دست انجام یا انجام گرفته بر اساس دستورالعمل ارائه شده در این پیوست باید پس از تائید کمیته اجرایی این آیین‌نامه مبنای کار قرار گیرد.

پ۱۰-۲ آزمایش‌های مربوط به جداسازهای لرزه‌ای

مشخصه‌های تغییرشکلی و میرایی سامانه جداساز باید بر اساس آزمایش نمونه‌هایی از اجزاء این سامانه قبل از اجرای ساختمان تعیین گردد. اجزاء مورد آزمایش سامانه جداساز شامل سامانه مهار باد (در صورت کاربرد) نیز می‌باشد.

پ۱۰-۲-۱ آزمایش‌های مربوط به کنترل مشخصات

تولیدکنندگان جداساز می‌باید نتایج آزمایشات کیفی، تحلیل نتایج آزمایشات، و مطالعات انجام شده برای کمی کردن مواردی به شرح زیر را برای تایید مهندس طراح ارسال کنند:

- اثرات ناشی از گرم شدن جداساز در طی حرکت دینامیکی چرخه‌ای
- اثر نرخ بارگذاری
- اثر زوال چرخه‌ای (Scragging)
- تغییرات و عدم قطعیت‌های موجود در خصوصیات باربری نمونه‌های تولیدی

- اثر دما، زمان، آلودگی و عوامل محیطی در طول عمر جداساز

نمونه‌های مورد استفاده در ساختمان و نمونه‌های مورد آزمون باید توسط یک سازنده تولید شده باشند. اگر از نمونه‌های با مقیاس کوچکتر از اندازه واقعی در آزمون‌ها استفاده شود، باید اصول مقیاس سازی و تشابه در تفسیر نتایج آزمون‌ها مورد نظر قرار گیرد.

پ۱۰-۲-۲ آزمایش نمونه‌های معرف (Prototype)

آزمایش‌ها باید به طور جداگانه بر روی دو نمونه (یا گروهی از نمونه‌ها، بسته به مورد) با مقیاس واقعی از میان جداسازهای تولید شده با اندازه و نوع یکسان صورت گیرد. نمونه‌های آزمایشگاهی باید شامل سامانه مهار باد، در صورت در نظر گرفته شدن در طراحی، باشند. نمونه‌های آزمایش شده نباید در ساخت ساختمان مورد استفاده قرار گیرند. این آزمایش‌ها باید پس از انجام آزمایش‌های محصول، طبق بند پ ۱۰-۲-۱۱، انجام شوند و گزارش آن‌ها به تائید مهندس طراح رسانده شود. رفتار نیرو– تغییر مکان نمونه‌ها در هر چرخه بارگذاری باید ثبت گردد.

پ۱۰-۲-۳ ترتیب انجام آزمایش‌ها

هر سری از آزمایش‌ها باید برای تعداد چرخه‌های گفته شده و طبق مراحلی به شرح زیر همزمان با وارد نمودن بار قائمی برابر با میانگین بار مرده به علاوه نصف اثرات ناشی از بار زنده بر جداسازهایی از یک نوع و اندازه در ساختمان انجام شود:

۱- بیست چرخه بارگذاری رفت و برگشتی کامل تحت بار جانبی متناظر با نیروی طراحی باد؛

۲- آزمایش‌هایی به شرح بند (الف) یا بند (ب):

(الف) سه چرخه کامل بارگذاری رفت و برگشتی با افزایش دامنه تغییر مکان به شرح: $0.25D_M$، $0.5\ D_M$، $0.67\ D_M$ و $1.0\ D_M$. تغییر مکان حداکثر D_M در بند ۷-۲-۶-۱ تعریف شده است.

(ب) انجام آزمایش‌هایی دینامیکی به شرح زیر با دوره تناوب موثر T_M: بارگذاری پیوسته تک چرخه‌ای کامل رفت و برگشتی با حداکثر دامنه‌های تغییر مکان $1.0\ D_M$، $0.67\ D_M$، $0.5\ D_M$ و $0.25\ D_M$، و بعد از آن، بارگذاری پیوسته تک چرخه‌ای کامل رفت و برگشتی

با حداکثر دامنه‌های تغییر مکان $0.25\ D_M$، $0.5\ D_M$، $0.67\ D_M$ و $1.0\ D_M$. یک وقفه در بین انجام این دو مجموعه آزمایش دینامیکی مجاز می‌باشد.

۳- سه چرخه کامل بارگذاری رفت و برگشتی با حداکثر تغییر مکان جانبی $1.0\ D_M$

۴- بارگذاری‌های (پ) یا (ت) به شرح زیر:

(پ) تعداد $30S_{M1}/(S_{MS}B_M)$، نه کمتر از ۱۰، چرخه کامل رفت و برگشتی پیوسته با دامنه $0.75\ D_M$.

(ت) بارگذاری بند (پ) به صورت دینامیکی با دوره تناوب موثر T_M. این بارگذاری می‌تواند شامل مجموعه‌های جداگانه‌ای از چرخه‌های کامل بارگذاری با حداقل پنج چرخه باشد.

اگر جداسازها عضو باربر ثقلی نیز باشند، لازم است آزمایش‌های بند ۳ تحت دو ترکیب بار قائم ذکر شده در بند ۷-۲-۳ نیز انجام شود. افزایش بار ناشی از لنگر واژگونی زلزله Q_E باید مساوی یا بزرگتر از حداکثر نیروی قائم ناشی از زلزله متناظر با تغییر مکان جانبی مورد مطالعه باشد. در این آزمایش‌ها، بار قائم برابر با میانگین نیروی فشاری همه جداسازهای از یک نوع و اندازه می‌باشد. مقادیر بار محوری و تغییر مکان جانبی هر آزمایش باید برابر با بیشینه مقادیر حاصل از تحلیل با استفاده از کرانه‌های بالا و پایین مشخصه‌های سامانه جداساز باشدکه مطابق بند ۷-۱-۳-۳ تعیین شده‌اند.

پ۱۰-۲-۴ آزمایش‌های دینامیکی

آزمایش‌های تعیین شده در بندهای (پ) و (ت) از بخش پ۱۰-۲-۳ به صورت دینامیکی و با دوره تناوب موثر T_M که دوره تناوب کوچکتر حاصل از تحلیل با استفاده از کرانه‌های بالا و پایین مشخصه‌های سامانه جداساز است، انجام می‌شود.

در صورتی که آزمایش‌های نمونه معرف قبلاً بر روی جداگرهای مشابهی بصورت دینامیکی انجام شده باشد، با برآورده شدن شرایط بند پ۱۰-۲-۸ و اینکه آزمایش‌ها تحت اثر بارهای مشابه و در نظر گرفته شدن اثرات ناشی از سرعت انجام آزمایش، دامنه تغییر مکان و گرم شدن نمونه انجام شده باشد، نیازی به انجام آزمایش دینامیکی نخواهد بود. از نتایج آزمایش‌های دینامیکی نمونه معرف قبلی، برای تعیین ضرایب تطبیق مقادیر میانگین سه

چرخه پارامترهای k_d و E_{loop} و در نظر گرفتن اثرات ناشی از سرعت انجام آزمایش و گرم شدن، در تعیین $\lambda_{(test,min)}$ و $\lambda_{(test,max)}$ استفاده خواهد شد.

اگر انجام آزمایش دینامیکی روی نمونه‌ها با مقیاس واقعی مقدور نباشد، می‌توان از نمونه‌های با مقیاس کاهش یافته برای تعیین مشخصه‌های وابسته به سرعت جداسازها استفاده نمود. این نمونه‌ها باید از نظر مصالح، نوع، فرآیند ساخت و کیفیت مانند نمونه‌های مقیاس واقعی باشند. فرکانس بارگذاری نمونه‌های کوچک مقیاس باید نشان دهنده نرخ‌های بارگذاری نمونه‌های مقیاس واقعی باشد.

پ۱۰-۲-۵ اثر بارگذاری در جهات متعامد

اگر رفتار نیرو-تغییرشکل جداساز وابسته به بارگذاری در جهات متعامد باشد، لازم است آزمایش‌های مذکور در بندهای پ۱۰-۲-۳ و پ۱۰-۲-۴ تحت بارگذاری متعامد انجام شوند. برای این کار لازم است دامنه تغییر مکان در دو جهت مطابق ترکیبات زیر در نظر گرفته شود: $0.25D_M$ و $1.0\ D_M$، $0.5\ D_M$ و $1.0\ D_M$ ، $0.67\ D_M$ و $1.0\ D_M$، و $1.0\ D_M$ و $1.0\ D_M$.

اگر نمونه‌های کوچک مقیاس برای ارزیابی خصوصیات ناشی از وابستگی به بارگذاری در جهات متعامد بکار روند، باید ضوابط بند پ۱۰-۲-۸ را برآورده سازند. نمونه‌های کوچک مقیاس باید به لحاظ نوع، مصالح و فرایند ساخت و کیفیت همانند جداساز اصلی باشند.

خصوصیات نیرو-تغییرشکل یک جداساز وابسته به بارگذاری در جهات متعامد خواهد بود اگرسختی موثر آن تحت بارگذاری همزمان در جهات متعامد بیش از ۱۵٪ با سختی موثر آن تحت بارگذاری یک جهته تفاوت داشته باشد.

پ۱۰-۲-۶ مقدار بار قائم در آزمایش

هر نوع و اندازه از جداسازهای تحت بار قائم باید در یک چرخه بارگذاری کامل رفت و برگشتی تا حداکثر تغییر مکان کل D_{TM} تحت دو بار قائم کمینه و بیشینه بر اساس بند ۷-۲-۳ آزمایش شوند. بار قائم و تغییر مکان نمونه باید بر اساس مقادیر حداکثر حاصل از تحلیل سازه آنها و با فرض مقادیر کرانه بالا و کرانه پایین برای مشخصه‌های جداساز در انطباق با بند ۷-۱-۳-۳ تعیین شوند.

پ۱۰-۲-۷ سامانه مهار نیروی باد

در صورت وجود سامانه مهار نیروی باد، ظرفیت باربری نهایی آن باید توسط آزمایش مشخص گردد.

پ۱۰-۲-۸ آزمایش جداسازهای مشابه

در صورتی که یک نمونه جداساز معرف در مقایسه با یک نمونه جداساز آزمایش شده قبلی دارای کلیه شرایط زیر باشد، نیازی به انجام آزمایش‌های نمونه معرف نیست:

۱- ابعاد مهم جداساز معرف مورد آزمایش نباید بیش از ۱۵٪ بزرگتر و یا بیش از ۳۰٪ کوچکتر از نمونه آزمایش شده قبلی باشد؛

۲- هر دو جداساز می‌بایست از یک نوع بوده و دارای مصالح یکسان باشند؛

۳- نمونه معرف جدید دارای یک انرژی تلف شده چرخه‌ای، E_{loop}، حداقل برابر با ۸۵٪ جداساز آزمایش شده قبلی باشد؛

۴- نمونه معرف جدید توسط همان تولید کننده نمونه آزمایش شده قبلی با همان فرآیند ساخت و کنترل کیفی، یا حتی سخت گیرانه تر، ساخته شده باشد؛

۵- برای جداسازهای الاستومری، نمونه معرف جدید نباید تحت تنش قائم و کرنش برشی بزرگتر از نمونه آزمایش شده قبلی قرار گیرد؛

۶- برای جداسازهای لغزشی، نمونه معرف جدید نباید تحت تنش قائم یا سرعت لغزشی بیشتر از نمونه آزمایش شده قبلی با همان مصالح تشکیل دهنده سطوح لغزش قرار گیرد.

عدم انجام آزمایشات نمونه‌های معرف نیز باید طبق مفاد بند ۷-۱-۴ توسط مهندس طراح تائید گردد. در صورت کاربرد نتایج آزمایش نمونه‌های مشابه برای تعیین ویژگی‌های دینامیکی نمونه جدید بر اساس بند پ۱۰-۲-۸، علاوه بر موارد ۲ تا ۴ فوق لازم است شرایط زیر نیز برآورده شوند:

۱- فرکانس آزمایش دینامیکی نمونه مشابه باید معرف نرخ بارگذاری در مقیاس واقعی آن با توجه به اصول مقیاس سازی و تشابه باشد؛

۲- مقیاس طول نمونه‌های با مقیاس کاهش یافته نباید از ۲ بزرگتر باشد.

پ۱۰-۲-۹ تعیین مشخصه‌های نیرو-تغییرشکل

مشخصه‌های نیرو-تغییرشکل جداسازها بر اساس آزمایش‌های چرخه‌ای نمونه‌ها، به شرح بند پ۱۰-۲ انجام می‌شود. سختی موثر هر جداساز در هر چرخه بارگذاری از رابطه (پ۱۰-۱) تعیین می‌گردد:

$$k_{eff} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|\Delta^+| + |\Delta^-|} \qquad (پ۱۰-۱)$$

میرایی موثر هر جداساز β_{eff} برای هر چرخه از رابطه (پ۱۰-۲) محاسبه می‌شود :

$$\beta_{eff} = \frac{2}{\pi}\frac{E_{loop}}{k_{eff}\ (|\Delta^+| + |\Delta^-|)^2} \qquad (پ۱۰-۲)$$

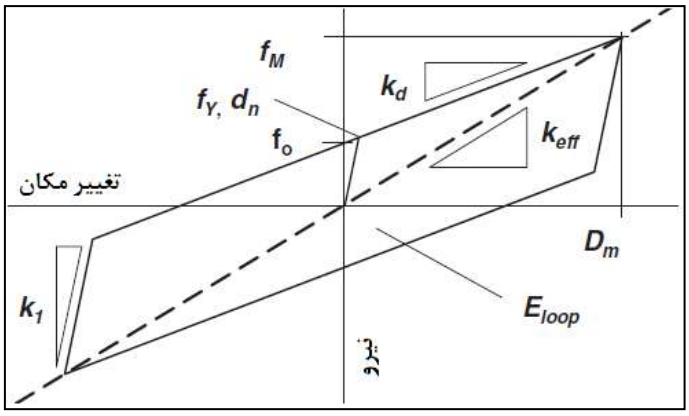
سختی پس از تسلیم ، k_d، هر دستگاه جداساز برای هر چرخه بارگذاری بر اساس فرضیات زیر محاسبه می‌گردد:

۱- یک چرخه آزمایش با رفتار هیسترتیک دو خطی مانند شکل (پ۱۰-۱) با پارامترهای داده شده در شکل در نظر گرفته خواهد شد.

۲- چرخه دو خطی مزبور باید دارای سختی موثر k_{eff} و انرژی مستهلک شده E_{loop} یکسان با چرخه واقعی آزمایش باشد.

۳- سختی باربرداری k_1 با یک برازش چشمی برابر با سختی ارتجاعی جداساز در باربرداری پس از رسیدن به تغییر مکان D_M در نظر گرفته می‌شود.

بعنوان روش دیگر می‌توان از برازش یک خط مستقیم با شیب k_d به چرخه بارگذاری شروع نموده و این خط را تا حداکثر تغییر مکان D_M ادامه داد. سپس مقدار شیب k_1 به نحوی محاسبه شود که سطح زیر چرخه، E_{loop}، با مقدار ناشی از آزمایش برابر شود.



شکل پ۱۰-۱ مشخصه‌های مدل نیرو – تغییر مکان جداساز

پ۱۰-۲-۱۰ کفایت نمونه آزمایشی

اگر همه شرایط زیر برآورده شوند، عملکرد نمونه آزمایش مناسب تلقی می‌گردد:

۱- منحنی نیرو-تغییرشکل برای همه آزمایش‌های مندرج در بند پ۱۰-۲ نشان دهنده افزایش ظرفیت باربری در گام‌های متوالی بارگذاری باشد؛

۲- میانگین سختی پس از تسلیم جداساز، k_d، و استهلاک انرژی، E_{loop}، در سه چرخه بارگذاری که در بند ۳ بخش پ۱۰-۲-۳ بیان شده است، تحت اثر بار قائمی برابر با بار مرده به علاوه نصف اثرات ناشی از بار زنده از جمله اثرات گرم شدن نمونه و نرخ بارگذاری در انطباق با بند ۷-۱-۳-۲، باید در محدوده مجاز مقادیر اسمی طراحی هر جداساز قرار گیرند. این محدوده معمولا ٪۵± بزرگتر از محدوده $\lambda_{(spec,min)}$ و $\lambda_{(spec,max)}$ میانگین همه جداسازها است.

۳- در آزمایش با دامنه‌های تغییر مکان $0.67\ D_M$ و $1.0\ D_M$ تعیین شده در بندهای ۲ و ۳ از بخش پ۱۰-۲-۳ و برای هر بار قائم مندرج در این بخش، مقدار سختی پس از تسلیم k_d در هر چرخه از آزمایش در دامنه تغییرشکل معمول باید در محدوده‌ای مابین $\lambda_{(test,min)}$ و $\lambda_{(test,max)}$ ضرب در مقدار اسمی سختی پس از تسلیم قرار گیرد.

۴- سختی موثر هر جداساز در تمام چرخه‌های بارگذاری مذکور در بند ۴ از بخش پ۱۰-۲-۳ نباید بیش از ۲۰% تغییر کند.

۵- برای هر نمونه، سختی پس از تسلیم، k_d، و استهلاک انرژی چرخه‌ای، E_{loop}، در هر چرخه بارگذاری مذکور در بند ۴ از بخش پ۱۰-۲-۳ باید در محدوده مقادیر اسمی طراحی که توسط $\lambda_{(test,min)}$ و $\lambda_{(test,max)}$ تعیین می‌شود، قرار گیرد.
۶- میرایی موثر اولیه جداساز در چرخه‌های بارگذاری بند ۴ از بخش پ۱۰-۲-۳ نباید بیش از ۲۰% کاهش یابد.
۷- همه نمونه‌های اجزاء باربر قائم سامانه جداساز باید پایداری خود را تحت آزمایش‌های مقرر در بخش پ۱۰-۲-۶ حفظ کنند.

پ۱۰-۲-۱۱ آزمایش‌های محصول (Production)

طراح سازه باید یک برنامه آزمایش مدون را برای کنترل کیفیت تمامی جداسازهای پروژه تعیین نماید. برای این منظور، تمامی جداسازها باید تحت ترکیب فشار محوری و برش جانبی تا رسیدن به حداقل دو-سوم تغییر مکان D_M (که با استفاده از مشخصه‌های حد پایین محاسبه شده است) آزمایش شوند. میانگین نتایج آزمایش‌ها باید در محدوده مقادیر تعریف شده توسط $\lambda_{(spec,min)}$ و $\lambda_{(spec,max)}$ در بند ۷-۱-۳-۳ قرار گیرد.

پ۱۰-۳ آزمایش‌های مربوط به میراگرها

روابط نیرو، سرعت و تغییر مکان و نیز میرائی در مشخصات اسمی طراحی میراگرها باید با استفاده از آزمایش‌های بخش پ۱۰-۳-۱ یا بر اساس آزمایش‌های انجام شده قبلی بر روی میراگرهای مشابه (بند پ۱۰-۳-۳) تأئید شود. آزمایش نمونه‌های ذکر شده در بند پ۱۰-۳-۱ باید برای تایید مشخصه‌های نیرو-سرعت-تغییر مکان مورد استفاده و اثبات کفایت عملکرد این تجهیزات تحت تحریک زلزله انجام پذیرد. این آزمایش‌ها باید قبل از تولید تجهیزات مورد نیاز ساختمان انجام شود. ضوابط مربوط به آزمایش‌های محصول در بخش پ۱۰-۴ تعیین شده است.
خواص اسمی میراگر تعیین شده در آزمایش نمونه‌های معرف در بخش پ۱۰-۳-۱ باید معیارهای پذیرش مبتنی بر استفاده از ضرایب $\lambda_{(spec,min)}$ و $\lambda_{(spec,max)}$ از بخش ۷-۱-۳-۳ را برآورده نماید. در این معیارها باید تغییرات محتمل در خواص مصالح در نظر گرفته شود. مشخصه‌های میراگر که از آزمایش محصول در بخش پ۱۰-۳ بدست آمده نیز باید

معیارهای پذیرش مبتنی بر استفاده از ضرایب $\lambda_{(spec,min)}$ و $\lambda_{(spec,max)}$ از بخش ۷-۱-۳-۳ را برآورده نماید. روش‌های تولید و کنترل کیفی مورد استفاده برای کلیه میراگرهای نمونه‌های معرف و محصول باید یکسان باشند. این روش‌ها باید توسط مهندس طراح قبل از ساخت میراگرهای مربوطه تایید شده باشد.

پ۱۰-۳-۱ آزمایش نمونه‌های معرف

آزمایش‌های زیر باید بطور جداگانه بر روی دو میراگر از هر نوع و اندازه که در طراحی به کار می‌رود، با اندازه واقعی طبق فهرست زیر انجام شود. نماینده هر نوع میراگر در صورتی می‌تواند برای آزمایش نمونه‌های معرف به کار رود که هر دو شرط زیر را تأمین کند:

۱- روش‌های ساخت و کنترل کیفیت برای هر نوع و اندازه از میراگرها که در سازه به کار می‌رود، یکسان باشند؛

۲- اندازه نمونه‌های معرف مربوط به هر نوع میراگر توسط مهندس طراح تایید شده باشد.

تبصره: نمونه‌های آزمایش شده نباید در ساختمان به کار برده شوند.

پ۱۰-۳-۲ ترتیب آزمایش‌ها

در تمامی آزمایش‌ها، هر میراگر باید تحت اثر بار ثقلی و درجه حرارت محیطی که مشابه محل نصب آن است، قرار گیرد. برای آزمایش لرزه‌ای، تغییر مکان محاسبه شده در تجهیزات باید برای زلزله بیشینه مورد نظر که در اینجا حداکثر تغییر مکان تجهیز نامیده می‌شود، به کار رود. رابطه نیرو-تغییر مکان در هر چرخه از هر آزمایش باید ثبت شود. قبل از شروع مراحل آزمایش نمونه‌های معرف، باید یک آزمایش محصول مطابق بند پ۱۰-۳-۶ انجام شود. اطلاعات بدست آمده از این آزمایش، مبنای مقایسه نتایج آزمایش‌های میراگرهای تولید شده خواهد بود.

۱- هر میراگر باید در معرض تعدادی چرخه بارگذاری که انتظار می‌رود در بارگذاری باد برای این تجهیز رخ دهد (حداقل ۲۰۰۰ چرخه کامل و پیوسته)، قرارگیرد. بار باد باید دارای دامنه مورد انتظار باد طراحی باشد و با فرکانسی مساوی با عکس پریود اصلی سازه $\frac{1}{T_1}$ اعمال شود. استفاده از سایر پروتکل‌های بارگذاری که نماینده تند باد طراحی بوده و

کل تغییر مکان ناشی از باد را به مولفه‌های مورد انتظار استاتیکی، شبه استاتیکی و دینامیکی تقسیم نماید، مجاز است.

تبصره: در صورتی که میراگرها در معرض نیروها و تغییر مکان های ناشی از باد قرار نمی‌گیرند و یا نیروی طراحی باد کمتر از نیروی حد تسلیم و یا لغزش آنها باشد، نیازی به انجام این آزمایش نیست.

۲- هر میراگر باید در درجه حرارت محیط تحت چرخه‌های بارگذاری سینوسی زیر با فرکانس $\frac{1}{1.5T_1}$ قرار داده شود:

الف: ده چرخه کامل رفت و برگشت با تغییر مکانی برابر با ۰٫۳۳ تغییر مکان میراگر در زلزله بیشینه مورد نظر

ب: پنج چرخه کامل رفت و برگشت با تغییر مکانی برابر با ۰٫۶۷ تغییر مکان میراگر در زلزله بیشینه مورد نظر

پ: سه چرخه کامل رفت و برگشت با تغییر مکانی برابر با تغییر مکان میراگر در زلزله زلزله بیشینه مورد نظر

ت: هرگاه نیروی ایجاد شده در میراگر در آزمایش "پ" کمتر از نیروی حاصل از تحلیل تجهیز در زلزله بیشینه مورد نظر باشد، باید آزمایش (پ) در فرکانسی که نیروی مساوی و یا بزرگتر از نیروی ناشی از تحلیل تحت زلزله بیشینه مورد نظر تولید نماید، تکرار شود.

۳- اگر خصوصیات میراگر با دمای محیط تغییر می‌نماید، آزمایش‌های بخش پ۱۰-۳-۲، موارد ۲ (الف) تا ۲ (ت) باید بر روی دست کم یک میراگر در حداقل دو دمای کمینه و بیشینه محدوده دمای طراحی انجام شود.

۴- اگر خواص نیرو-تغییر مکان میراگر در تغییر مکانی کمتر و یا مساوی با حداکثر تغییر مکان تجهیز، بیشتر از ۱۵٪ بر اثر تغییر در فرکانس آزمایش از $\frac{1}{1.5T_1}$ تا $\frac{2.5}{T_1}$ تغییر کند، آزمایش‌های ۲ (الف) تا ۲ (پ) باید در فرکانس‌های $\frac{1}{T_1}$ و $\frac{2.5}{T_1}$ نیز انجام شوند.

تبصره: وقتی که انجام آزمایش دینامیکی با مقیاس کامل به دلیل محدودیت تجهیزات آزمایشگاهی ممکن نباشد، انجام آزمایش نمونه با مقیاس کاهش یافته برای تعیین خواص وابسته به سرعت میراگر، مشروط بر رعایت اصول مقیاس کردن و شبیه سازی در طراحی تجهیز و همچنین پروتکل آزمایش آن مجاز است.

پ۱۰-۳-۳ آزمایش تجهیزات مشابه

نیازی به انجام این آزمایش‌ها برای میراگری که نمونه آزمایش شده قبلی آن وجود دارد و کلیه شرایط زیر را برآورده کرده است، نیست.

۱- خصوصیات ابعادی، ساختار داخلی و فشارهای داخلی استاتیکی و دینامیکی آن (در صورت وجود) با میراگر مورد نظر مشابه باشد؛

۲- از نظر نوع و مصالح، با میراگر مورد نظر یکسان باشد؛

۳- با استفاده از مدارک ساخت و روش‌های کنترل کیفیت یکسان با آنچه که در میراگر مورد نظر به کار می‌رود، ساخته شده باشد؛

۴- تحت حداکثر تغییر مکان‌ها و نیروهای مشابه با میراگر مورد نظر آزمایش شده باشد.

پ۱۰-۳-۴ تعیین مشخصه های نیرو-سرعت-تغییر مکان

مشخصه‌های نیرو-سرعت-تغییر مکان نمونه معرف میراگر باید بر اساس آزمایش‌های تغییر مکان چرخه‌ای تعیین شده در بخش پ۱۰-۳-۲ و کلیه الزامات زیر تعیین شود:

۱- نیروهای حداکثر و حداقل در تغییر مکان صفر، نیروهای حداکثر و حداقل در تغییر مکان حداکثر میراگر و مساحت چرخه تغییرشکل، E_{loop} ، باید برای هر چرخه از تغییرشکل محاسبه شود. سختی موثر میراگر برای هر چرخه تغییرشکل با استفاده از رابطه (پ۱۰-۱) محاسبه می‌شود.

۲- خواص اسمی حاصل از آزمایش میراگر برای تحلیل و طراحی باید بر اساس میانگین مقادیر سه چرخه اول آزمایش برای یک تغییر مکان داده شده باشد. برای هر چرخه از هر آزمایش، تعیین اثرات چرخه‌ای بر ضرایب λ مربوطه (λ_{test}) باید با مقایسه خواص اسمی حاصل از آزمایش و خواص ملاحظه شده در هر چرخه انجام شود.

تبصره: برای تعیین مشخصه‌های اسمی برای میراگرهایی که خواص چرخه اول آزمایش آنها به طور قابل توجهی از میانگین خواص سه چرخه اول متفاوت باشد، یک چرخه اضافی را می‌توان به آزمون اضافه نمود و خواص اسمی را با استفاده از مقدار متوسط داده‌های چرخه‌های دوم تا چهارم تعیین کرد. در این مورد، اثر خواص چرخه اول باید مورد توجه قرار گیرد و در ضریب λ_{max} گنجانده شود.

۳- در صورت در دسترس بودن اطلاعات آزمایش نمونه معرف با مقیاس واقعی، ضرایب λ برای سرعت و درجه حرارت باید همزمان با ضرایب مربوط به اثرات چرخه‌ای تعیین شوند. اگر این اثرات یا اثرات مشابه از آزمایش‌های مجزا تعیین می‌شوند، ضرایب λ باید با مقایسه خواص تعیین شده در آزمایش نمونه معرف با خصوصیات تعیین شده در آزمایش در دامنه قابل قبولی از تغییرات این خصوصیات تعیین شود.

پ۱۰-۳-۵ کفایت عملکرد میراگر

پ۱۰-۳-۵-۱ میراگر وابسته به تغییر مکان

کفایت عملکرد نمونه میراگر وابسته به تغییر مکان وقتی محقق می‌شود که کلیه شرایط زیر، بر اساس آزمایش‌های تعیین شده در بخش پ۱۰-۳-۲ برآورده شود:

۱- برای آزمایش ۱، هیچ علامتی از خسارت شامل نشت، تسلیم یا شکستگی مشاهده نشود.

۲- برای آزمایش‌های ۲، ۳ و۴، حداکثر و حداقل نیرو در تغییر مکان صفر برای یک میراگر در هر چرخه بیشتر از ۱۵٪ با متوسط حداکثر و حداقل نیروها در تغییر مکان صفر - که از کلیه چرخه‌های آن آزمایش در فرکانس و درجه حرارت معین بدست آمده - تفاوت نداشته باشد.

۳- برای آزمایش‌های ۲، ۳ و۴، حداکثر و حداقل نیرو در حداکثر تغییر مکان تجهیز برای یک میراگر در هر چرخه بیشتر از ۱۵٪ با متوسط حداکثر و حداقل نیروها در تغییر مکان حداکثر تجهیز - که از کلیه چرخه‌های آن آزمایش در فرکانس و درجه حرارت معین بدست آمده - تفاوت نداشته باشد.

۴- برای آزمایش‌های ۲، ۳ و۴، مساحت چرخه تغییرشکل، E_{loop}، یک میراگر در هر چرخه بیشتر از ۱۵٪ با متوسط مساحت چرخه تغییرشکل، محاسبه شده از کلیه چرخه‌های آن آزمایش در فرکانس و درجه حرارت معین، تفاوت نداشته باشد.

۵- متوسط حداکثر و حداقل نیروها در تغییر مکان صفر و تغییر مکان حداکثر، و متوسط مساحت چرخه تغییرشکل ، E_{loop}، محاسبه شده برای هر آزمایش در آزمایش‌های ۲، ۳ و۴، بیشتر از ۱۵٪ با مقادیر تعیین شده توسط مهندس طراح تفاوت نداشته باشد.

۶- متوسط حداکثر و حداقل نیروها در تغییر مکان صفر و حداکثر تغییر مکان و متوسط مساحت چرخه تغییرشکل، E_{loop}، محاسبه شده بر اساس نتایج آزمایش ۲ (پ) بند پ۱۰-۳-۲ باید در محدوده تعیین شده توسط مهندس طراح قرار گیرد. این محدوده بر اساس مشخصات اسمی و ضرایب تغییر مشخصات $\lambda_{(spec,min)}$ و $\lambda_{(spec,max)}$ که در بخش ۷-۱-۳-۳ توضیح داده شده، تعیین می‌شود.

۷- ضرایب λ حاصل از آزمایش میراگر که بر اساس بخش پ۱۰-۳-۴ تعیین شده است، از مقادیر مشخص شده توسط مهندس طراح طبق بخش ۷-۱-۳-۳ بیشتر نشود.

پ۱۰-۳-۵-۲ میراگر وابسته به سرعت

کفایت عملکرد نمونه میراگر وابسته به سرعت وقتی محقق می‌شود که کلیه شرایط زیر، بر اساس آزمایش‌های تعیین شده در بخش پ۱۰-۳-۲ برآورده شود:

۱- برای آزمایش ۱، هیچ نوع خسارتی، شامل نشت، تسلیم یا شکستگی مشاهده نشود.

۲- برای میراگر وابسته به سرعت که دارای سختی نیز باشد، سختی موثر تجهیز در هر چرخه آزمایش‌های ۲، ۳ و۴، بیشتر از ۱۵٪ با میانگین سختی موثر محاسبه شده از کل چرخه‌های آن آزمایش در یک فرکانس و درجه حرارت معین، تفاوت نداشته باشد.

۳- برای آزمایش‌های ۲، ۳ و۴، حداکثر و حداقل نیرو در تغییر مکان صفر برای میراگر در هر چرخه بیشتر از ۱۵٪ با میانگین حداکثر و حداقل نیروها در تغییر مکان صفر محاسبه شده از کلیه چرخه‌های آن آزمایش در یک فرکانس و درجه حرارت معین تفاوت نداشته باشد.

۴- برای آزمایش‌های ۲، ۳ و۴، مساحت هر چرخه میراگر بیشتر از ۱۵٪ با میانگین مساحت چرخه‌ها محاسبه شده از کلیه چرخه‌های آن آزمایش در یک فرکانس و درجه حرارت معین، تفاوت نداشته باشد.

۵- متوسط حداکثر و حداقل نیرو در تغییر مکان صفر، سختی موثر (فقط برای میراگرهای دارای سختی) و متوسط مساحت چرخه، E_{loop}، محاسبه شده برای آزمایش ۲ (پ) در بند پ۱۰-۳-۴، باید در محدوده مورد نظر مهندس طراح قرار گیرد. این محدوده بر اساس مشخصات اسمی و ضرایب اصلاح مربوطه $\lambda_{(spec,min)}$ و $\lambda_{(spec,max)}$ که در بخش ۷-۱-۳-۳ شرح داده شده است، تعیین می‌شود.

۶- ضرایب λ حاصل از آزمایش میراگر که بر اساس بخش پ۱۰-۳-۴ تعیین شده است، نباید از مقادیر مشخص شده توسط مهندس طراح طبق بخش ۷-۱-۳-۳ بیشتر شود.

پ۱۰-۳-۶ آزمایش محصول

میراگرهای تولید شده، قبل از نصب در ساختمان باید بر طبق الزامات این بخش آزمایش شوند. یک برنامه آزمایش برای میراگرهای تولیدی می‌بایست توسط مهندس طراح تعیین گردد. این برنامه آزمایش باید صحت خواص اسمی هر نوع و اندازه از میراگرها را با آزمایش همه آنها برای سه چرخه در ۰٫۶۷ دامنه تغییر مکان زلزله بیشینه مورد نظر در فرکانس $\frac{1}{1.5T_1}$ تایید کند. مقادیر اندازه گیری شده خواص اسمی باید در محدوده مشخصات تعیین شده برای پروژه قرار گیرد. این محدوده باید با رواداری‌های مشخصات اسمی طراحی تعیین شده در بخش ۷-۱-۳-۳ مطابقت داشته باشد.

تبصره: در صورتی که بتوان با روش‌های دیگری نشان داد که میراگرهای تولیدی کلیه مشخصات فنی پروژه را تامین می‌نمایند، نیازی به انجام این آزمایشات نمی‌باشد. در این حالات، مهندس طراح روش جایگزینی را برای اطمینان از کیفیت میراگرهای نصب شده تعیین خواهد نمود. این روش جایگزین، شامل آزمایش حداقل یک میراگر از هر نوع و اندازه خواهد بود، مگر اینکه آزمایش‌های خاص نمونه معرف بر روی آنها انجام شده باشد. میراگرهایی که در طول این آزمایش‌ها متحمل رفتار غیرالاستیک می‌شوند و یا به نحو دیگری در خلال آزمایش صدمه می‌بینند، نباید در ساختمان مورد استفاده قرار گیرند.

پیوست (۱۱)

افزایش تاب‌آوری لرزه‌ای ساختمان

پ۱۱-۱ کلیات

هدف آیین‌نامه حاضر بر طبق بند ۱-۱ فصل اول، تعیین حداقل ضوابط و مقررات برای طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله است. در صورت رعایت کلیه ضوابط مشروح در این آیین‌نامه و سایر مدارکی که در آن به آنها ارجاع داده شده است، رفتار مورد انتظار ساختمان در مواجهه با سطوح خطر مختلف لرزه‌ای بسته به نوع اهمیت آن، در همان بند بیان شده است. همچنین در فصل ۳ در خصوص برخی از ساختمان‌ها برای حصول اطمینان از عملکرد مورد انتظار به شرح مندرج در بند پ۲-۵، رعایت ضوابط پیوست (۲) الزامی شده است.

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

درصورتیکه برای یک ساختمان، تاب‌آوری بیشتری از آنچه با اعمال ضوابط اصلی این آیین‌نامه تامین می‌شود نیاز باشد، رویکردهای این پیوست می‌توانند مورد استفاده قرار گیرند. انتظارات مورد نظر در این زمینه می‌تواند مواردی نظیر الزامات زمان بازیابی کاربری بعد زلزله، کاهش هزینه تعمیر به میزان معین، کاهش آسیب‌های جانی، اطمینان از عدم

برچسب ناایمن و نیاز به تخلیه طولانی مدت، کاهش تبعات زیست محیطی، تداوم کسب و کار، تداوم کارکرد سیستم‌های برق، آب، ارتباطات، تهویه، و نظایر آن را شامل باشد. رعایت مفاد این پیوست الزامی نبوده و صرفاً پیشنهادهایی برای حصول اهداف یاد شده است. تحلیل‌های هزینه-فایده و توافق بین ذی‌نفعان (کارفرما، طراح، سازنده و بیمه‌گر) می‌تواند مبنایی برای اخذ تصمیمات در این زمینه قرار گیرد.

پ۱۱-۲ تعاریف

ساختمان تاب‌آور لرزه‌ای: ساختمانی که پس از زلزله بتواند در کوتاه‌ترین زمان ممکن و با کمترین پیامدها به کارکرد اصلی خود بازگردد.

سیستم‌های سازه‌ای تعمیرپذیر: سیستم‌هایی که اجزاء آسیب‌پذیر آنها به روش‌های نسبتاً ساده قابل تعویض یا تعمیر باشند.

زمان بازیابی کارکرد: مدت‌زمان لازم برای بازگرداندن ساختمان به سطح کارکرد پیش از زلزله.

هزینه چرخه عمر: مجموع هزینه‌های ساخت، بهره‌برداری، نگهداری، و تعمیرات در طول عمر مفید ساختمان.

پ۱۱-۳ روش‌های افزایش تاب‌آوری لرزه‌ای ساختمان

در این پیوست بطور اجمالی به سه رویکرد افزایش تاب‌آوری لرزه‌ای ساختمان اشاره می‌شود.

پ۱۱-۳-۱ ضوابط سختگیرانه‌تر طراحی

اولین روش برای تامین عملکردی فراتر از اهداف متداول این آیین‌نامه برای یک ساختمان، استفاده از ضوابط سختگیرانه‌تر در طراحی لرزه‌ای می‌باشد. برخی از روش‌های پیشنهادی در این زمینه عبارتند از:

الف- افزایش مقاومت سازه

طراحی سازه ساختمان برای مقادیر بزرگتری از برش پایه تعیین شده در آیین‌نامه، موجب کاهش نیاز تغییرشکل‌های غیر ارتجاعی سازه و به تبع آن کاهش خسارات خواهد شد. از

جمله روش‌های قابل استفاده برای این منظور، استفاده از ضریب اهمیتی بزرگتر یا ضریب رفتاری کوچکتر از آنچه در آیین‌نامه مشخص شده، است.

ب- افزایش سختی سازه

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

پ- کاهش نامنظمی‌های سازه

با کنترل نحوه توزیع سختی و مقاومت در سازه، جلوگیری از ایجاد طبقه نرم و ضعیف یا نامنظمی‌های شدید پیچشی، می‌توان احتمال ایجاد مودهای نامطلوب تغییرشکل ساختمان و بروز خسارات را کاهش داد.

پ۱۱-۳-۲ طراحی پیامد-مبنا با مدیریت ریسک و هزینه چرخه عمر

در این رویکرد علاوه بر معیارهای فنی، پیامدهای اقتصادی، اجتماعی و زیست محیطی ناشی از عملکرد ساختمان در مواجهه با زلزله در طول چرخه عمر آن در نظر گرفته می‌شود. این روش، پلی میان مهندسی سازه سنتی و مدیریت دارایی‌ها ایجاد می‌کند و باعث می‌شود تصمیمات طراحی بر مبنای اهداف بلندمدت و منافع چندجانبه اتخاذ گردد. در این روش، با بهره‌گیری از نتایج ارزیابی چند سیستم سازه‌ای و غیرسازه ای، با ترازهای مختلفی از مقاومت و سختی، که همه آنها شرایط حداقلی آیین‌نامه را تامین می‌کنند، ترکیبی از راهکارهای سازه‌ای/غیرسازه‌ای انتخاب می‌شود که کمترین هزینه کل چرخه عمر با توجه به زمان بازیابی و پیامدهای موردنظر را فراهم آورد. پیامدهای موردنظر، مواردی نظیر هزینه تعمیرات مورد انتظار، زمان میانگین تا بازگشت به سطح کارکرد تعیین‌شده، خسارت نهایی غیرسازه‌ای، تأثیرات زیست‌محیطی و حتی تاثیرات اجتماعی را شامل می‌شود.

با اتخاذ این راهبرد، این امکان وجود دارد که در مورد ساختمان مورد نظر، زمان بازیابی کارکرد بعد از زلزله به میزان هدف کاهش یابد. این راهبرد باعث ایجاد یک زبان و چارچوب مشترک میان ذی‌نفعان مختلف صنعت ساختمان (کارفرمایان، طراحان، سازندگان، بیمه‌گران و مراجع قانونی) برای تعیین و ارزیابی تاب‌آوری ساختمان‌ها می‌گردد.

پ۱۱-۳-۳ سیستم‌های سازه‌ای تعمیرپذیر لرزه‌ای

سیستم‌های تعمیرپذیر لرزه‌ای سیستم‌هایی هستند که عمده انرژی زلزله را از طریق تمرکز آسیب در المان‌های قابل تعویض مستهلک می‌کنند و سازه اصلی مقاوم در برابر بار لرزه‌ای را از آسیب‌های گسترده و پرهزینه محفوظ نگه می‌دارند. این رویکرد برخلاف طراحی لرزه‌ای سازه‌های متعارف است که در آن، خسارت در کل ساختمان پخش می‌شود و منجر به تعمیرات پرهزینه و زمان‌بر می‌گردد. سیستم‌های برگشت‌پذیر، دارای حرکت گهواره ای، یا سیستم‌های دارای اجزاء تعویض‌پذیر از جمله این سیستم‌ها می‌باشد. استفاده از اینگونه سیستم‌ها باعث می‌شود ساختمان به موقعیت اولیه خود پس از زلزله برگردد، به‌گونه‌ای که تغییر مکان پسماند در ساختمان نزدیک صفر باشد. این ویژگی، تعمیرپذیری ساختمان را به شکل چشم‌گیری بهبود می‌بخشد و زمان بازیابی کارکرد ساختمان را به حداقل می‌رساند. استفاده از سامانه‌های جداساز لرزه‌ای نیز می‌تواند برای رسیدن به هدف تعمیرپذیری موثر باشد.

برخی آیین‌نامه‌ها و مدارک فنی، نمونه‌هایی از این سیستم‌ها را معرفی کرده اند. از آنجا که ویژگی‌های این سیستم‌ها در فصول ۳ و ۷ این آیین‌نامه تعیین نشده‌اند، برای استفاده از آنها ضروری است روش تحلیل و مشخصات مفروض در طراحی توسط یک مرجع مستقل با صلاحیت بررسی و اعتبار سنجی شده و سپس توسط کمیته اجرایی این آیین‌نامه تایید شود.

پ۱۱-۴ اجزاء غیرسازه‌ای ساختمان

رفتار اجزاء غیرسازه‌ای ساختمان شامل اجزاء معماری، تجهیزات مکانیکی، برقی و پزشکی در مواجهه با زلزله، نقش مهمی در عملکرد کلی ساختمان دارد. فصل چهارم این آیین‌نامه و پیوست مربوطه، حداقل ضوابط و مقررات برای طراحی لرزه‌ای این اجزاء را ارائه می‌دهند.

برای افزایش تاب‌آوری لرزه‌ای ساختمان علاوه بر کاهش آسیب به سازه ساختمان، آسیب به اجزاء غیرسازه‌ای نیز باید کاهش یابد. در این خصوص باید توجه داشت در برخی از موارد، افزایش سختی سازه منجر به افزایش خسارات برخی از اجزاء غیرسازه‌ای به دلیل افزایش شتاب‌های ایجاد شده در ساختمان می‌شود. لذا، در ساختمان‌هایی که اجزاء غیرسازه‌ای حساس به شتاب نقش مهمی در بهره‌برداری و کارکرد ساختمان دارند، علاوه بر رعایت کلیه ملزومات مربوط به طراحی لرزه‌ای اجزاء غیرسازه‌ای، لازم است توجه ویژه‌ای به طراحی اجزاء یاد شده مبذول گردد.

Road, Housing and Urban Development Research Center

Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings

Standard No. 2800
5th Edition

Permanent Committee for Revising the Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings

BHRC Publication No.: S-1166