



مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ



جمهوری اسلامی ایران  
وزارت راه و شهرسازی

# آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش ۴)

کمیته دائمی بازنگری آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله

شماره نشر: ض - ۲۵۳

چاپ اول: ۱۳۹۳

عنوان و نام پدیدآور	: آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰ / کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله.
وضعیت ویراست	: [ویراست ۴].
مشخصات نشر	: تهران: مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، ۱۳۹۳.
مشخصات ظاهری	: ض، ص: ۲۴۰؛ مصور، جدول، نمودار، ۱+ ورق نقشه تا شده (رنگی).
فروست	: مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی؛ شماره نشر: ض - ۲۵۳.
شابک	: ۹۷۸-۶۰۰-۱۱۳-۱۲۸-۸
وضعیت فهرست‌نویسی	: فیپا
موضوع	: ساختمان‌ها - - ایران - - اثر زلزله - - آیین‌نامه‌ها
موضوع	: ساختمان‌سازی - - صنعت و تجارت - - استانداردها
شناسه افزوده	: مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله.
شناسه افزوده	: مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی
رده‌بندی کنگره	: الف ۱۳۹۳ / ۴۴ / ۸۷ / ۴۴ / ۴۵ / ۴۶ / ۴۷ / ۴۸ / ۴۹ / ۵۰ / ۵۱ / ۵۲ / ۵۳ / ۵۴ / ۵۵ / ۵۶ / ۵۷ / ۵۸ / ۵۹ / ۶۰ / ۶۱ / ۶۲ / ۶۳ / ۶۴ / ۶۵ / ۶۶ / ۶۷ / ۶۸ / ۶۹ / ۷۰ / ۷۱ / ۷۲ / ۷۳ / ۷۴ / ۷۵ / ۷۶ / ۷۷ / ۷۸ / ۷۹ / ۸۰ / ۸۱ / ۸۲ / ۸۳ / ۸۴ / ۸۵ / ۸۶ / ۸۷ / ۸۸ / ۸۹ / ۹۰ / ۹۱ / ۹۲ / ۹۳ / ۹۴ / ۹۵ / ۹۶ / ۹۷ / ۹۸ / ۹۹ / ۱۰۰
رده‌بندی دیوبی	: ۶۹۳/۸۵۲-۲۱۸۵۵
شماره کتابشناسی ملی	: ۳۶۶۳۴۲

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



مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

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

کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله

شماره نشر: ض - ۲۵۳ چاپ اول: ۱۳۹۳

ناشر: مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

تنظیم برای چاپ: نسرين مقدس

شمارگان: ۱۰۰۰۰ نسخه

بها: ۱۲۰۰۰۰ ریال

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

کلیه حقوق چاپ و انتشار اثر به ناشر تعلق دارد.

مسئولیت صحت دیدگاه‌های علمی بر عهده کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه می‌باشد.

نشانی: تهران، بزرگراه شیخ فضل‌الله نوری، روبروی فاز ۲ شهرک فرهنگیان، خیابان نارگل،

خیابان شهید علی مروی، خیابان حکمت

صندوق پستی: ۱۳۱۴۵-۱۶۹۶

دورنگار: ۸۸۲۵۵۹۴۱

تلفن: ۸۸۲۵۵۹۴۲-۶

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

پست الکترونیکی: [president@bhrc.ac.ir](mailto:president@bhrc.ac.ir)

ISBN: 978-600-113-128-8

شابک: ۹۷۸-۶۰۰-۱۱۳-۱۲۸-۸



جمهوری اسلامی ایران

وزارت راه و شهرسازی

وزیر

تاریخ: ۹۳/۰۸/۲۴

شماره: ۴۴۳۱۳/۱۱۰/۰۱

### بسمه تعالی

به استناد ماده ۳۳ قانون نظام مهندسی و کنترل ساختمان- مصوب ۱۳۷۴-  
آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله (ویرایش چهارم) که به شرح متن  
پیوست توسط این وزارتخانه- مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی- بازنگری  
و تدوین شده و در جلسه مورخ ۱۳۹۳/۰۶/۲۳ کمیته دائمی بازنگری آیین نامه  
مذکور و نیز کمیته ملی استاندارد مربوط به آن مورد تأیید قرار گرفته است،  
تمامی ساخت و سازها در سراسر میهن اسلامی باید بر اساس آن انجام گیرد.  
شهرداری ها، بخشداری ها، دهیاری ها و سایر مراجع صدور پروانه و کنترل و  
نظارت بر اجرای ساختمان ها و همچنین مالکان، کارفرمایان و مجریان  
ساختمان ها و صاحبان حرفه های مهندسی ساختمان می بایست این آیین نامه را  
رعایت و اجرا نمایند.  
شایان یادآوری است که همزمان مفاد ویرایش سوم این آیین نامه نیز تا پایان  
شهریورماه سال ۱۳۹۴ معتبر خواهد بود.

این آگهی جایگزین تصویب نامه شماره ۱۱۳۰۹/۱۰۰/۰۲ مورخ ۸۴/۴/۱۸ می شود.

**عباس آخوندی**



## به نام آنکه جان را فکرت آموخت

### پیشگفتار

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

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

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

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

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



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

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

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

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

ب- کمیته اجرایی متشکل از ۲۱ نفر منتخب کمیته دائمی

پ- کمیته هماهنگی متشکل از ۳ نفر منتخب کمیته اجرایی

ت- کارگروه‌ها (شامل کارگروه‌های: ۱- پهنه‌بندی خطر زلزله، ۲- طیف و طبقه‌بندی زمین،

۳- ناپایداری‌های زمین، ۴- روش‌های تحلیل، ۵- اعضای غیر سازه‌ای، ۶- سازه‌های

غیرساختمانی، ۷- ساختمان‌های با مصالح بنایی و ۸- اتصالات فولادی)

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

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

- توجه به سادگی و گویایی ضوابط استاندارد

- به‌روزرسانی پهنه‌بندی خطر نسبی زلزله



- اصلاح طیف پاسخ طراحی
- اصلاح طبقه‌بندی نوع زمین
- اصلاح ضوابط مربوط به مسائل ناپایداری‌های زمین
- ارائه ضوابط لرزه‌ای برای طراحی شالوده‌ها
- ارائه روش‌های ساده‌شده تحلیل برای سازه‌های دارای هندسه ساده در کنار تدقیق روش‌های فعلی
- معرفی روش تحلیل استاتیکی غیر خطی به عنوان یکی از روش‌های تحلیل
- اصلاح و به‌روزرسانی جدول ضریب رفتار
- معرفی سیستم‌های جدید باربر لرزه‌ای
- اصلاح ضوابط مربوط به زمان تناوب
- اصلاح ضوابط مربوط به دیافراگم‌ها و المان‌های جمع‌کننده نیرو
- توجه به وضعیت لرزه‌خیزی و اهمیت ساختمان‌ها در طبقه‌بندی آنها
- ارائه ضوابط لرزه‌ای برای اعضای غیر سازه‌ای نظیر اجزای معماری، مکانیکی و الکتریکی
- ارائه ضوابط تکمیلی طرح لرزه‌ای برای سازه‌های غیر ساختمانی
- ارائه ضوابط برای اندرکنش سازه و خاک در طراحی لرزه‌ای
- اصلاح ضوابط مربوط به ساختمان‌های بنایی
- بررسی و اصلاح ضوابط مربوط به اتصالات گیردار تیر | شکل به ستون جعبه‌ای

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

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

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

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

۹- تصویب پیش‌نویس نهایی توسط کمیته دائمی

مجموعه حاضر در طول قریب به ۵ سال تلاش مداوم و مستمر و بیش از ۲۰۰۰۰ نفر-ساعت کار کارشناسی توسط بیش از ۷۰ نفر از استادان دانشگاه‌ها، مهندسان صاحب‌نظر در این حرفه و پژوهشگران همکار در مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی در قالب کمیته‌ها و کارگروه‌های تخصصی، تهیه و تدوین گردیده است و اینجانب بر خود واجب می‌دانم از تلاش این افراد، همچنین کسانی که به طور مؤثر در نظرخواهی شرکت نمودند و زمینه ارتقاء کیفی آیین‌نامه حاضر را فراهم آوردند، تشکر و سپاسگزاری نمایم.

بی‌شک تدوین این استاندارد و تلاش برای اجرای فراگیر آن می‌تواند نقش بسزایی در ضابطه‌مند نمودن ساخت و ساز در کشور و در نتیجه کاهش خسارات ناشی از زلزله داشته باشد.

محمد شکرچی‌زاده

رئیس مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

این آیین نامه با حمایت مالی سازمان ملی زمین و مسکن به چاپ رسیده است و بدین وسیله از جناب آقای مهندس سیدمحمد پژمان معاون محترم وزیر راه و شهرسازی، رئیس هیئت مدیره و مدیرعامل آن سازمان و همکاران ایشان تشکر و قدردانی می شود.



**فهرست اسامی اعضای کمیته‌های بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله  
(استاندارد ۲۸۰۰ ایران)**

(به ترتیب حروف الفبا)

**الف: اعضای کمیته دائمی**

دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس	دکتر علی اکبر آقا کوچک	۱
دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس	دکتر محمد تقی احمدی	۲
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	دکتر نصرالدین الیاس زاده	۳
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران	دکتر محمد حسن بازاریار	۴
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	دکتر علی بیت‌اللهی	۵
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	دکتر طیبه پرهیزکار	۶
دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس	دکتر عباسعلی تسنیمی	۷
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر (هماهنگ کننده کمیته)	دکتر محسن تهرانی زاده	۸
پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله	دکتر محمد کاظم جعفری	۹
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف	دکتر سید محسن حائری	۱۰
انجمن مهندسان محاسب ساختمان	مهندس بهمن حشمتی	۱۱
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	مهندس مهدی خوش کردار	۱۲
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه شیراز	دکتر رضا رازانی	۱۳
پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله	دکتر مهدی زارع	۱۴
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران	دکتر مرتضی زاهدی	۱۵
پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله	دکتر عبدالرضا سروقدمقدم	۱۶
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	دکتر محمد شکرچی زاده	۱۷
دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس	دکتر حمزه شکیب	۱۸
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر مهندسین مشاور	مهندس شاپور طاحونی	۱۹
پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله	مهندس علی اصغر طاهری بهبهانی	۲۰
دانشکده فنی، دانشگاه تهران	دکتر محسن غفوری آشتیانی	۲۱
دانشکده فنی، دانشگاه تهران	دکتر جمشید فرجودی	۲۲
دانشکده فنی، دانشگاه تهران	دکتر اورنگ فرزانه	۲۳



دانشگاه خوارزمی	دکتر سید محمود فاطمی عقدا	۲۴
سازمان زمین شناسی	دکتر منوچهر قریشی	۲۵
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف	دکتر محمد تقی کاظمی	۲۶
دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس	دکتر علی کمک پناه	۲۷
دانشکده فنی، دانشگاه تهران	دکتر بهروز گتمیری	۲۸
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	محمدحسین ماجدی اردکانی	۲۹
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	دکتر سیدسپهیل مجید زمانی	۳۰
دانشگاه آزاد اسلامی، واحد تهران مرکزی	دکتر علی مزروعی	۳۱
مهندسی مشاور	مهندس علی اکبر معین فر	۳۲
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف	دکتر حسن مقدم	۳۳
دانشکده فنی، دانشگاه تهران	دکتر رسول میرقادری	۳۴
پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله	دکتر فریبرز ناطقی الهی	۳۵
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران	دکتر احمد نیکنام	۳۶
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	دکتر سعید هاشمی طباطبایی	۳۷
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	دکتر علی اکبر یحیی آبادی	۳۸

#### ب: اعضای کمیته اجرایی

دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس	دکتر علی اکبر آقا کوچک	۱
دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس	دکتر محمد تقی احمدی	۲
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	دکتر نصرالدین الیاس زاده	۳
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران	دکتر محمدحسن بازیار	۴
دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس	دکتر عباسعلی تسنیمی	۵
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر (مسئول و هماهنگ کننده کمیته)	دکتر محسن تهرانی زاده	۶
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه شریف	دکتر سید محسن حائری	۷
انجمن مهندسان محاسب ساختمان	مهندس بهمن حشمتی	۸
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	مهندس مهدی خوش کردار	۹
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران	دکتر مرتضی زاهدی	۱۰
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	دکتر محمد شکرچی زاده	۱۱
دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس	دکتر حمزه شکیب	۱۲



آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله / م

مهندسین مشاور	مهندس علی اصغر طاهری بهبهانی	۱۳
دانشگاه خوارزمی	دکتر سید محمود فاطمی عقدا	۱۴
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه شریف	دکتر محمدتقی کاظمی	۱۵
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	دکتر سید سهیل مجید زمانی	۱۶
سازمان ملی زمین و مسکن	دکتر بهروز محبی مقدم	۱۷
مهندسین مشاور	مهندس علی اکبر معین فر	۱۸
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه شریف	دکتر حسن مقدم	۱۹
سازمان ملی زمین و مسکن	مهندس محمد مجید نجارزاده	۲۰
مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی	دکتر سعید هاشمی طباطبائی	۲۱

پ: اعضای کمیته هماهنگی

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر (مسئول و هماهنگ کننده کمیته)	دکتر محسن تهرانی زاده	۱
دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران	دکتر مرتضی زاهدی	۲
مهندسین مشاور	مهندس علی اصغر طاهری بهبهانی	۳



## فهرست اعضا و اسامی کارگروه‌های آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله

(استاندارد ۲۸۰۰ ایران) - ویرایش چهارم

### کارگروه اعضای غیر سازه‌ای

۱- دکتر محمدتقی کاظمی (مسئول کارگروه)

۲- دکتر علی اکبر آقا کوچک

۳- دکتر عبدالرضا سروقدمقدم

۴- مهندس تیمور هنربخش

### کارگروه پهنه‌بندی

۱- مهندس علی اکبر معین فر (مسئول کارگروه)

۲- دکتر علی بیت‌اللهی

۳- دکتر فریدون سینائیان

۴- دکتر مهدی زارع

۵- دکتر منوچهر قریشی

۶- دکتر مرتضی طالبیان

۷- مهندس ابراهیم مالکی

۸- مهندس احمد نادرزاده

۹- مهندس محمدحسن نبوی

### کارگروه تحلیل

۱- دکتر علی اکبر آقا کوچک (مسئول کارگروه)

۲- دکتر محمدتقی احمدی

۳- دکتر عبدالرضا سروقدمقدم

۴- دکتر فیاض رحیم‌زاده

۵- دکتر سیدسپهیل مجیدزمانی

۶- دکتر حسن مقدم

### کارگروه ساختمان‌های با مصالح بنایی

۱- دکتر عباسعلی تسنیمی (مسئول کارگروه)

۲- دکتر عبدالرضا سروقدمقدم

۳- مهندس تیمور هنربخش

۴- مهندس شاپور طاحونی

۵- دکتر حمزه شکیب

۶- دکتر حسن مقدم



### کارگروه سازه‌های غیرساختمانی

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

### کارگروه طیف طرح و طبقه‌بندی نوع زمین

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

### کارگروه فولاد

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

### کارگروه ناپایداری‌های زمین

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

## فهرست مطالب

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

۲۷	۳-۳ روش تحلیل استاتیکی معادل
۲۷	نیروی برشی پایه، $V_{II}$
۲۹	تراز پایه
۲۹	ضریب نامعینی سازه، $\rho$
۳۱	زمان تناوب اصلی نوسان، $T$
۳۳	ضریب اهمیت ساختمان، $I$
۳۳	ضریب رفتار ساختمان، $R_{II}$
۳۶	ترکیب سیستم‌ها در پلان
۳۷	ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع
۳۸	توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان
۳۹	توزیع نیروی برشی زلزله در پلان ساختمان
۴۰	محاسبه ساختمان در برابر واژگونی
۴۱	نیروی قائم ناشی از زلزله
۴۱	ضریب اضافه مقاومت، $\Omega_0$
۴۲	اثر اندرکنش خاک و سازه
۴۲	۴-۳ روش‌های تحلیل دینامیکی خطی
۴۳	روش تحلیل طیفی
۴۴	روش تحلیل تاریخچه زمانی
۴۵	۵-۳ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات
۴۷	۶-۳ اثر $P-\Delta$
۴۸	۷-۳ مشخصات سازه از تراز پایه تا روی شالوده
۴۹	۸-۳ دیافراگم‌ها و جمع‌کننده‌ها
۵۱	۹-۳ افزایش بار جانبی در اعضای خاص
۵۱	۱۰-۳ طراحی اجزای سازه‌ای که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند
۵۱	۱۱-۳ کنترل سازه برای بار زلزله سطح بهره‌برداری
۵۳	۱۲-۳ ترکیب نیروی زلزله با سایر بارها
۵۳	۱۳-۳ روش ساده‌شده تحلیل و طراحی
۵۷	فصل چهارم: ضوابط طراحی لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای
۵۷	۱-۴ کلیات



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



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

## \* تعاریف

### اثر $\Delta$ - P: P-Delta Effect

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

### اتصال خورجینی: Khorjini Connection

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

### برش پایه: Base Shear

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

### برش طبقه: Story Shear

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

### تراز پایه: Base

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

### تغییر مکان نسبی طبقه: Story Drift

تغییر مکان جانبی یک کف نسبت به کف پایین آن.

### جمع‌کننده: Collector

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

### حد مقاومت: Strength Limit

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

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

### حد تنش مجاز: Allowable Stress Limit

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

### دیافراگم: Diaphragm

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

### دیوار برشی: Shear Wall

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

### روانگرایی: Liquefaction

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

### سختی طبقه: Story Stiffness

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

### سیستم دیوارهای باربر: Bearing Wall System

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

### سیستم قاب ساختمانی: Building Frame System

سیستمی است که در آن بارهای قائم به‌طور عمده توسط قاب‌های فضایی، بارهای جانبی کلاً توسط دیوارهای برشی و یا قاب‌های مهاربندی شده تحمل می‌شوند. به بند (۱-۸-۲) مراجعه شود.

### سیستم قاب خمشی: Moment Frame System

سیستمی است که در آن کلیه بارهای قائم توسط قاب‌های فضایی و بارهای جانبی کلاً توسط قاب‌های خمشی تحمل می‌شوند. قاب‌های خمشی جزئی از قاب‌های فضایی هستند. به بند (۱-۸-۳) مراجعه شود.



### سیستم دوگانه یا ترکیبی: Dual System

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

### سیستم کنسولی: Cantilever System

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

### شکل پذیری: Ductility

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

### طبقه: Story

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

### طبقه نرم: Soft Story

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

### طبقه خیلی نرم: Extreme Soft Story

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

### طبقه ضعیف: Weak Story

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

### طبقه خیلی ضعیف: Extreme Weak Story

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

### قاب خمشی: Moment Frame

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

### قاب فضایی: Space Frame

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

### قاب مهاربندی شده فولادی: Steel Braced Frame

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

### قاب مهاربندی شده همگرا: Concentrically Braced Frame

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

### قاب مهاربندی شده واگرا: Eccentrically Braced Frame

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

### مرکز سختی: Center of Rigidity

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

### مقاومت جانبی: Lateral Strength

ظرفیت باربری نهایی یک عضو برای تحمل نیروهای جانبی.

### مقاومت جانبی طبقه: Story Lateral Strength

مجموع مقاومت جانبی اعضای طبقه

### نسبت تغییر مکان طبقه: Story Drift Ratio

نسبت تغییر مکان نسبی طبقه به ارتفاع طبقه.

\* علائم

شتاب مبنای طرح	A
ضریب بزرگ‌نمایی	$A_j$
ضریب بازتاب ساختمان	B
ضریب شکل طیف	$B_1$
ضریب بازتاب برای قطعات الحاقی	$B_p$
ضریب زلزله	C
ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان	$C_d$
عرض ساختمان	D
اندازه پیش‌آمدگی ساختمان در ساختمان‌های با مصالح بنایی مطابق شکل (۷-۱) فصل ۷	d
ضخامت لایه i خاک	$d_i$
برون مرکزی اتفاقی طبقه j	$e_{aj}$
فاصله افقی مرکز سختی طبقه i و مرکز جرم تراز j	$e_{ij}$
ضریب مورد استفاده در محاسبه ضریب زلزله در روش ساده‌شده تحلیل	F
نیروی جانبی در تراز j	$F_j$
نیروی جانبی قطعه الحاقی	$F_p$
نیروی جانبی وارد به دیافراگم در تراز i	$F_{pui}$
مؤلفه نیروی قائم زلزله	$F_{vu}$
شتاب ثقل	g
ارتفاع کل ساختمان نسبت به تراز پایه	H
حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان از تراز پایه	$H_m$
ارتفاع تراز i از تراز پایه	$h_i$
ضریب اهمیت ساختمان	I
طول ساختمان	L
اندازه پیش‌آمدگی ساختمان در ساختمان‌های با مصالح بنایی مطابق شکل (۷-۱) فصل ۷	l
لنگر پیچشی در طبقه i	$M_i$
ضریب اصلاح طیف	N
تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا	n
تعداد ضربات نفوذ استاندارد (اصلاح‌شده برای فشار مؤثر سربار و انرژی)	$N_{I(60)}$
ضریب رفتار سازه	$R_u$
عددی که بر حسب نوع زمین و میزان خطر لرزه‌خیزی تعیین می‌شود	S
زمان تناوب اصلی نوسان سازه در جهت مورد نظر	T
عددی که بر حسب نوع زمین تعیین می‌شود	$T_s$

عددی که بر حسب نوع زمین تعیین می‌شود	$T_o$
کل نیروی جانبی طرح یا برش طرح در تراز پایه	$V_u$
حداقل نیروی جانبی طرح یا برش طرح در تراز پایه	$V_{min}$
میانگین سرعت موج برشی لایه‌های خاک	$\bar{v}_s$
کل نیروی جانبی یا برش پایه در زلزله سطح بهره‌برداری	$V_{ser}$
سرعت موج برشی لایه I خاک	$V_{si}$
وزن مؤثر لرزه‌ای	$W$
آن قسمت از وزن مؤثر لرزه‌ای که در تراز I واقع شده است.	$W_i$
وزن دیافراگم و قطعات مرتبط با آن در سطح I	$w_i$
بار مرده به اضافه قسمتی یا کل سربار قطعه	$W_p$
ضریب نامعینی سازه	$\rho$
ضریب اضافه مقاومت	$\Omega_0$
تغییر مکان جانبی نسبی غیر خطی طرح	$\Delta_M$
تغییر مکان جانبی نسبی زیر اثر زلزله طرح	$\Delta_{eu}$
تغییر مکان جانبی نسبی مجاز	$\Delta_a$

## فصل اول

### کلیات

#### ۱-۱ هدف

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

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

#### ۲-۱ زلزله‌های مبنای طراحی

زلزله‌های مبنای طراحی در این آیین‌نامه به شرح زیر می‌باشند:

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

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

### ۳-۱-۳ حدود کاربرد

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

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

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

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

### ۴-۱-۴ ملاحظات معماری

۱-۴-۱ برای حذف و یا کاهش خسارت و خرابی ناشی از ضربه ساختمان‌های مجاور به یکدیگر، ساختمان‌ها باید با پیش‌بینی درز انقطاع از یکدیگر جدا شده و یا با فاصله‌ای



حداقل از مرز مشترک با زمین‌های مجاور ساخته شوند. برای تأمین این منظور، در ساختمان‌های با هشت طبقه و کمتر، فاصله هر طبقه از مرز زمین مجاور حداقل باید برابر پنج هزارم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه باشد. در ساختمان‌های با بیشتر از هشت طبقه و یا ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه، عرض درز انقطاع باید با استفاده از ضابطه بند (۳-۵-۶) تعیین شود.

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

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

۳-۴-۱ از احداث طره‌های بزرگ‌تر از  $1/5$  متر حتی‌المقدور احتراز شود.

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

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

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

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

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

## ۵-۱ ملاحظات کلی سازه‌ای

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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



۱-۵-۱۰ از به‌کارگیری سیستم‌های مختلف سازه‌ای در امتدادهای مختلف در پلان و در ارتفاع حتی‌المقدور خودداری شود.

### ۱-۶ گروه‌بندی ساختمان‌ها بر حسب 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 غیرمستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات می‌شود؛ مانند بیمارستان‌ها و درمانگاه‌ها، مراکز آتش‌نشانی، مراکز و تأسیسات آبرسانی، ساختمان‌های نیروگاه‌ها و تأسیسات برق‌رسانی، برج‌های مراقبت فرودگاه‌ها، مراکز مخابرات، رادیو و تلویزیون، تأسیسات نظامی و انتظامی، مراکز کم‌رسانی و به‌طور کلی تمام ساختمان‌هایی که استفاده از آنها در نجات و امداد مؤثر می‌باشد.

ب- ساختمان‌های خطرزا:

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

گروه ۲- ساختمان‌های «با اهمیت زیاد»

این گروه شامل سه دسته زیر است:

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



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

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

گروه ۳- ساختمان‌های «با اهمیت متوسط»

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

گروه ۴- ساختمان‌های «با اهمیت کم»

این گروه شامل دو دسته زیراست:

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

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

## ۷-۱ گروه‌بندی ساختمان‌ها بر حسب نظم کالبدی

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

### ۱-۷-۱ نامنظمی در پلان

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

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



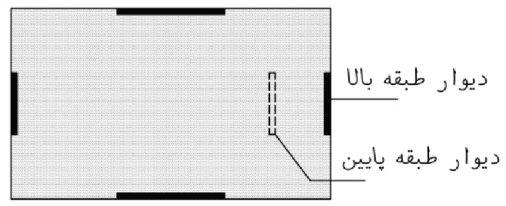
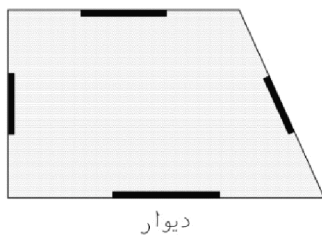
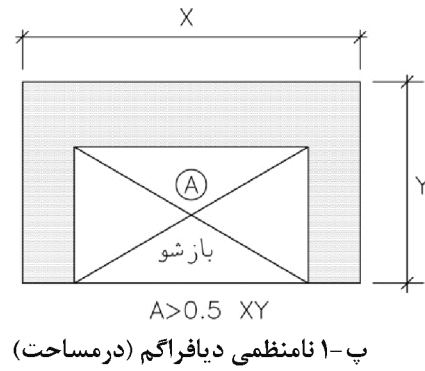
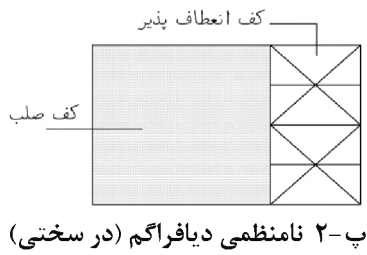
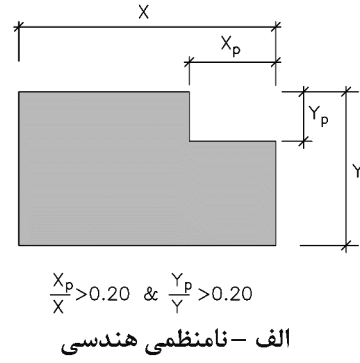
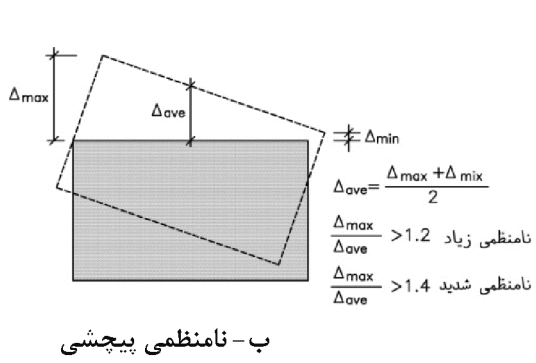
بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییر مکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد. در این موارد نامنظمی "زیاد" و در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد، نامنظمی "شدید" پیچشی توصیف می‌شود.

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

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

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

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





### ۲-۷-۱ نامنظمی در ارتفاع

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

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

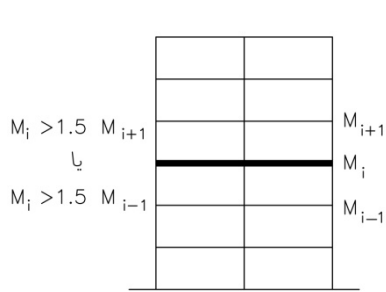
طبقات بام و خرپشته از این تعریف مستثنا هستند.

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

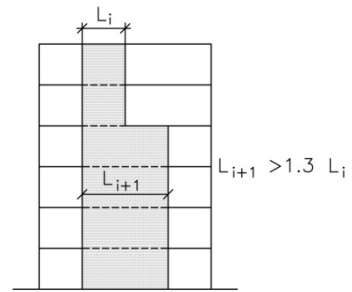
**ت- نامنظمی مقاومت جانبی:** در مواردی که مقاومت جانبی طبقه از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود کمتر باشد، چنین طبقه‌ای اصطلاحاً "طبقه ضعیف" نامیده می‌شود. در مواردی که مقدار فوق به ۶۵ درصد کاهش یابد، طبقه اصطلاحاً "طبقه خیلی ضعیف" توصیف می‌شود.

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

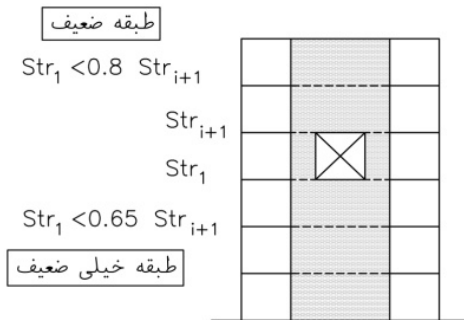
در مواردی که مقادیر فوق به ترتیب به ۶۰ درصد و ۷۰ درصد کاهش پیدا کنند، طبقه اصطلاحاً "طبقه خیلی نرم" توصیف می‌شود.



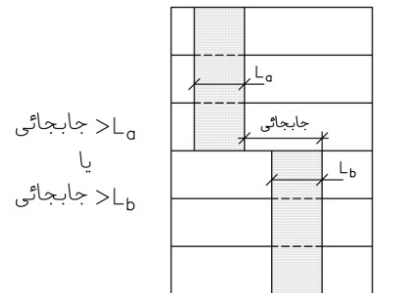
ب- نامنظمی جرمی



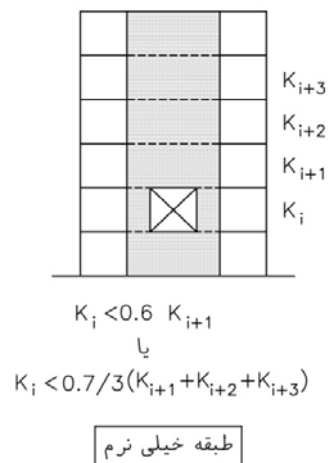
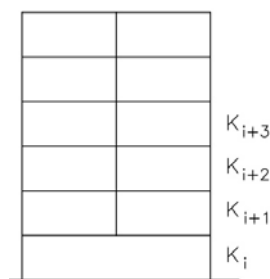
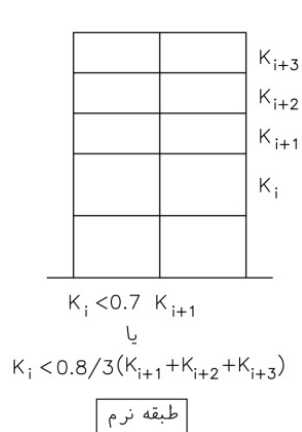
الف - نامنظمی هندسی



ت - نامنظمی مقاومت جانبی



پ - نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی



ث - نامنظمی سختی جانبی



### ۳-۷-۱ محدودیت در احداث ساختمان‌های نامنظم

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

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

### ۸-۱ گروه‌بندی ساختمان‌ها برحسب سیستم سازه‌ای

ساختمان‌ها برحسب سیستم سازه‌ای به شش گروه طبقه‌بندی می‌شوند:

#### ۱-۸-۱ سیستم دیوارهای باربر

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

#### ۲-۸-۱ سیستم قاب ساختمانی

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

#### ۳-۸-۱ سیستم قاب خمشی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم توسط قاب‌های فضایی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی نیز توسط قاب‌های خمشی تأمین می‌گردد. سازه‌های با قاب‌های خمشی کامل، و سازه‌های با قاب‌های خمشی در پیرامون و یا در قسمتی از پلان و قاب‌های با اتصالات ساده در سایر قسمت‌های پلان نیز در این گروه جای دارند.



#### ۴-۸-۱ سیستم دوگانه یا ترکیبی

نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن:

الف- بارهای قائم عمدتاً توسط قاب‌های ساختمانی تحمل می‌شوند.

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

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

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

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

#### ۵-۸-۱ سیستم ستون کنسولی

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

#### ۶-۸-۱ سایر سیستم‌های سازه‌ای

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

## فصل دوم

### حرکت زمین

#### ۱-۲ تعریف

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

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

#### ۲-۲ نسبت شتاب مبنای طرح، $A$

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



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

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

### ۳-۲ ضریب بازتاب ساختمان، B

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

$$B=B_1N \quad (۱-۲)$$

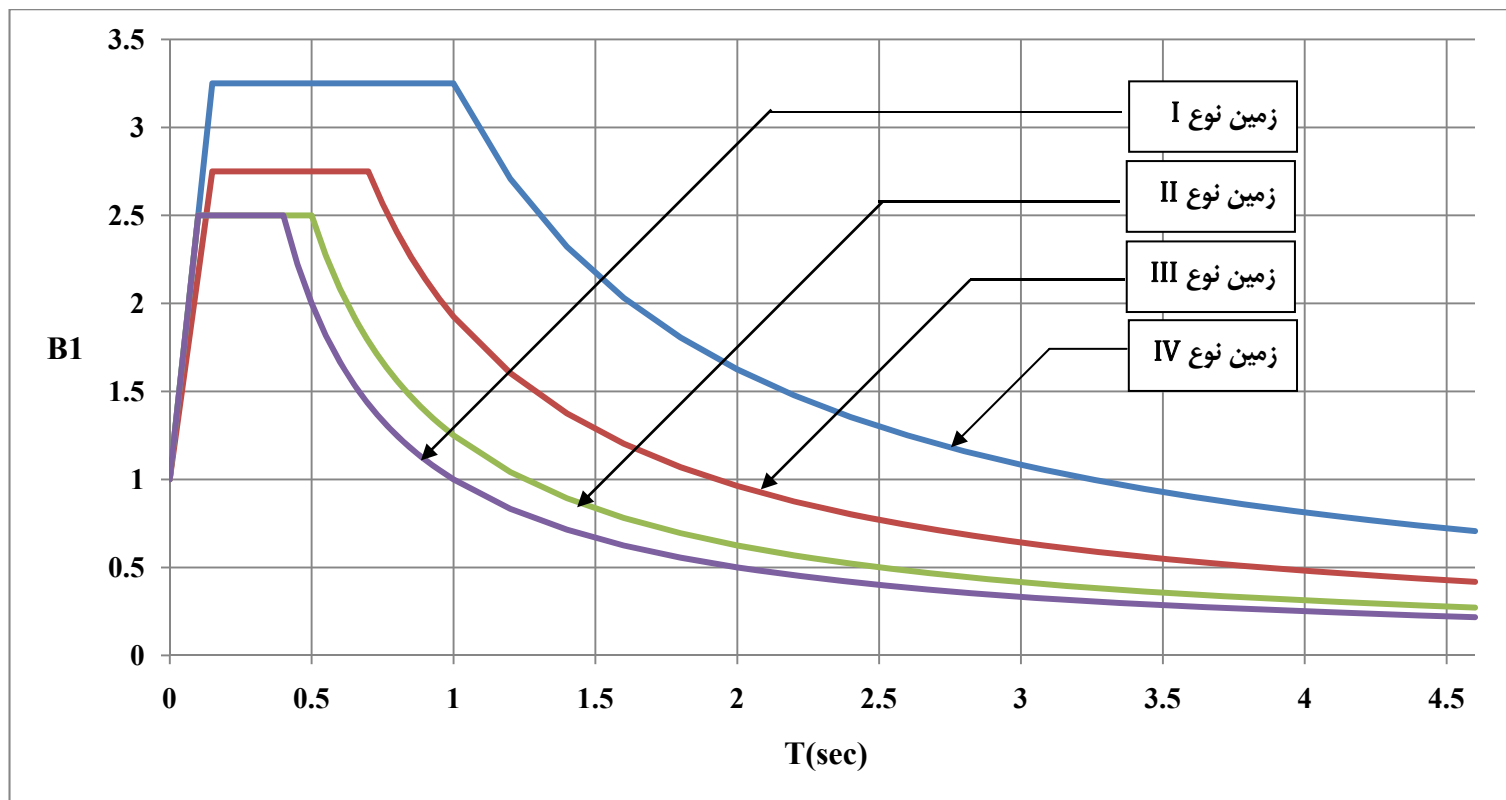
در این رابطه  $B_1$  ضریب شکل طیف و  $N$  ضریب اصلاح طیف است.

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

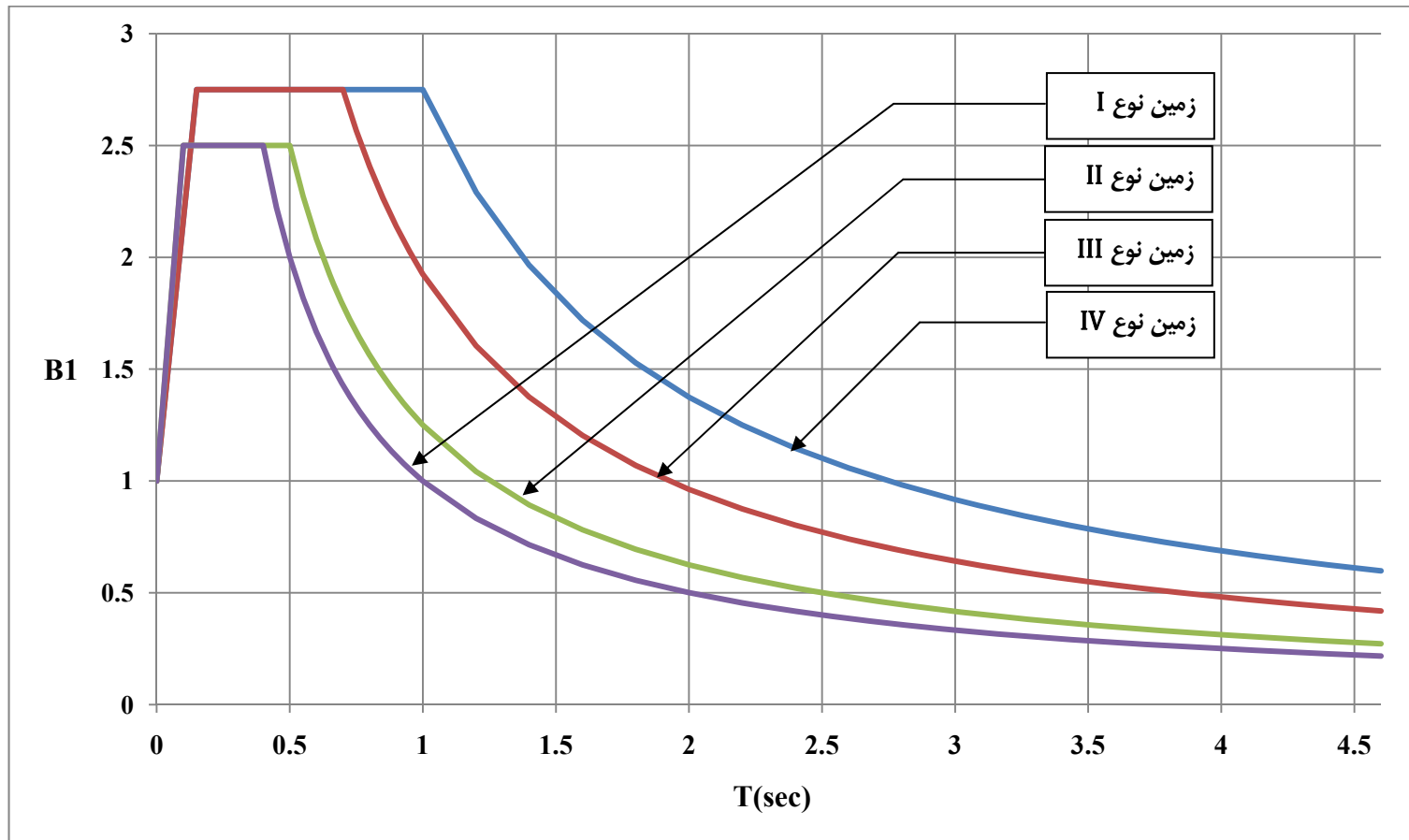
$$\begin{aligned} B_1 &= S_0 + (S - S_0 + 1)(T/T_0) & 0 < T < T_0 \\ B_1 &= S + 1 & T_0 < T < T_s \\ B_1 &= (S + 1)(T_s/T) & T > T_s \end{aligned} \quad (۲-۲)$$

در این روابط:

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



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



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



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

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

۲-۳-۲ ضریب اصلاح طیف،  $N$ ، به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف- برای پهنه‌های باخطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$N = 1 \quad T < T_s$$

$$N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 \quad T_s < T < 4 \text{ sec} \quad (۳-۲)$$

$$N = 1.7 \quad T > 4 \text{ sec}$$

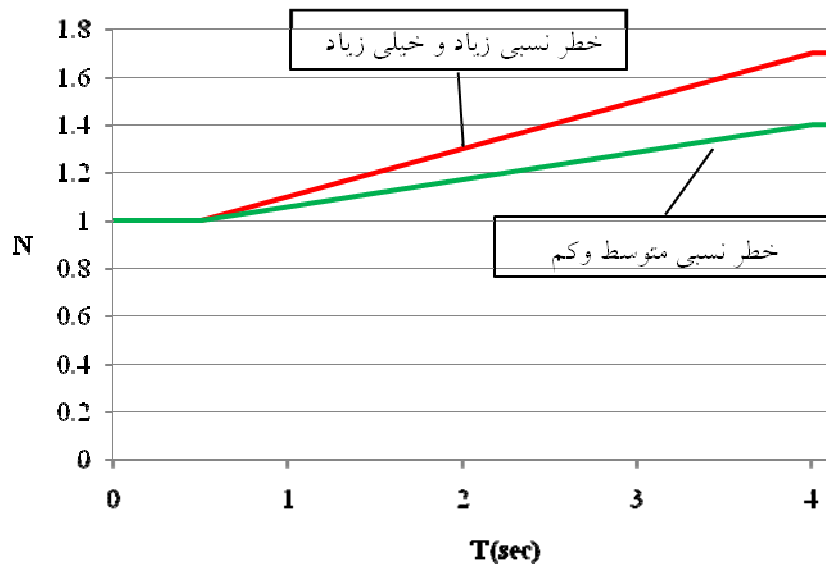
ب- برای پهنه‌های باخطر نسبی متوسط و کم

$$N = 1 \quad T < T_s$$

$$N = \frac{0.4}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 \quad T_s < T < 4 \text{ sec} \quad (۴-۲)$$

$$N = 1.4 \quad T > 4 \text{ sec}$$

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



شکل ۲-۲ ضریب اصلاح طیف،  $N$ ، خاک نوع II

#### ۴-۲ طبقه‌بندی نوع زمین

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

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

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

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

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

$C_u$  : مقاومت برشی زهکشی نشده در خاک‌های چسبنده

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



جدول ۲-۳ طبقه‌بندی نوع زمین

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

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

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

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



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

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

۵-۴-۲ در موارد زیر برای تعیین نوع زمین انجام مطالعات ویژه ساختگاه الزامی است:  
الف- برای ساختگاه‌هایی که دارای خصوصیات غیر از زمین‌های نوع I تا IV هستند. برای این نوع ساختگاه‌ها، امکان ناپایداری زمین تحت نیروی زلزله نیز بایستی مد نظر قرار گیرد.

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

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

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



## ۵-۲ حرکت زمین

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

### ۱-۵-۲ طیف طرح استاندارد

این طیف منعکس‌کننده اثر حرکت زمین برای زلزله طرح در آیین‌نامه است و از حاصلضرب مقادیر ضریب بازتاب ساختمان B در پارامترهای: نسبت شتاب مبنای A، ضریب اهمیت I موضوع بند (۳-۳-۴) و عکس ضریب رفتار  $1/R_u$  موضوع بند (۳-۳-۵) و با در نظر گرفتن محدودیت رابطه (۳-۳) به دست می‌آید. در تعیین این طیف نسبت میرائی ۵ درصد در نظر گرفته شده است. طیف طرح استاندارد را می‌توان در کلیه ساختمان‌ها بجز مواردی که در بند (۲-۵-۲) عنوان شده، به کار برد.

### ۲-۵-۲ طیف طرح ویژه ساختگاه

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

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

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



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

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

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

### ۳-۵-۲ تاریخچه زمانی شتاب، شتاب‌نگاشت

۲-۳-۵-۱ حرکت زمین در تعیین اثر زلزله بر ساختمان‌ها را می‌توان مستقیماً با منظور نمودن تغییرات شتاب با زمان در تحلیل دینامیکی سازه به‌دست آورد. استفاده از این روش در کلیه ساختمان‌ها مجاز است. شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده باید دارای خصوصیات مندرج در بندهای زیر باشند.

۲-۳-۵-۲ شتاب‌نگاشت‌هایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا، در هنگام زلزله، باشند. برای نیل به این هدف لازم است حداقل سه زوج شتاب‌نگاشت متعلق به مؤلفه‌های افقی سه زلزله مختلف ثبت شده که دارای ویژگی‌های زیر باشند انتخاب گردند:

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

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

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

در مواردی که تعداد مورد نیاز از زوج شتاب‌نگاشت‌های مناسب ثبت‌شده در دسترس نباشد، می‌توان از زوج شتاب‌نگاشت‌های شبیه‌سازی‌شده مناسب برای تکمیل تعداد آنها استفاده کرد.

۲-۳-۵-۳ زوج شتاب‌نگاشت‌های انتخاب‌شده برای تحلیل سه بعدی سازه‌ها باید به روش زیر به مقیاس درآورده شوند:

الف- هر زوج شتاب‌نگاشت به مقدار حداکثر خود مقیاس شوند. بدین معنی که حداکثر شتاب در مؤلفه‌ای که دارای بیشینه بزرگ‌تری است، برابر با شتاب ثقل  $g$  گردد.

ب- طیف پاسخ شتاب هر یک از زوج شتاب‌نگاشت‌های مقیاس‌شده با منظور کردن نسبت میرائی ۵ درصد تعیین گردد.

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

ت- هر زوج شتاب‌نگاشت چنان مقیاس شود که برای هر پریود در محدوده  $0.2T$  /  $0.1T$  مقدار متوسط طیف جذر مجموع مربعات مربوط به تمام زوج مؤلفه‌ها، بیش از ده درصد از  $1/3$  برابر مقدار متناظر طیف طرح استاندارد کمتر نشود.  $T$  زمان تناوب اصلی ساختمان بر طبق بند (۳-۳-۳) است.

ث- ضریب مقیاس تعیین شده باید در شتاب‌نگاشت‌های مقیاس‌شده در بند (الف) ضرب شود و در تحلیل دینامیکی مورد استفاده قرار گیرد.  
در مواردی که تحلیل سازه به صورت دوبعدی انجام می‌شود، طیف مؤلفه بزرگ‌تر شتاب‌نگاشت باید با طیف استاندارد مقایسه گردد.



## فصل سوم

### ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی

#### ۱-۳ ملاحظات کلی

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

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

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

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

الف- ساختمان‌های نامنظم در پلان

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



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

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

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

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

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

الف- ضریب نامعینی سازه،  $\rho$ ، موضوع بند (۳-۳-۲)

ب- ضریب اضافه مقاومت،  $\Omega_0$ ، موضوع بند (۳-۳-۱۰)

### ۳-۲ روش‌های تحلیل سازه

۳-۲-۱ اثر زلزله بر سازه ساختمان‌ها را می‌توان به روش‌های خطی یا غیرخطی تحلیل نمود. روش‌های خطی شامل "تحلیل استاتیکی معادل" و "تحلیل دینامیکی طیفی" و "تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی" است. روش‌های غیرخطی شامل "تحلیل استاتیکی



غیرخطی" و "تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی" است. محدودیت‌های مربوط به هریک از روش‌ها در بندهای زیر ارائه شده است:

### ۲-۲-۳ روش‌های تحلیل خطی

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

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

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

- نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان نباشد

- نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع نباشد

### ۳-۲-۳ روش‌های تحلیل غیرخطی

روش‌های تحلیل غیرخطی را می‌توان در کلیه ساختمان‌ها با هر تعداد طبقه به‌کاربرد، ولی برای استفاده از آنها ضروری است سازه علاوه بر اقصاع الزامات آنها، ضوابط تحلیل و طراحی یکی از روش‌های خطی عنوان شده در بند (۲-۲-۳) را نیز اقصاع نماید. الزامات مربوط به روش‌های تحلیل غیرخطی در پیوست شماره (۲) ارائه شده است.

### ۳-۳ روش تحلیل استاتیکی معادل

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

### ۱-۳-۳ نیروهای جانبی زلزله

#### ۱-۱-۳-۳ نیروی برشی پایه $V_u$

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



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

در این رابطه:

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

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

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

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

در این رابطه:

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

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

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

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

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

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



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

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

## ۳-۱-۳-۲ تراز پایه

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

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

۳-۳-۲ ضریب نامعینی سازه،  $\rho$ 

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

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

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

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

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

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

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

الف- ساختمان‌های با تعداد طبقات کمتر از ۳ طبقه و یا کوتاه‌تر از ۱۰ متر از تراز پایه

ب- محاسبه تغییر مکان جانبی ساختمان



پ- محاسبه اثر  $P - \Delta$

ت- تعیین نیروی جانبی در اجزای غیرسازه‌ای

ث- تعیین نیروی جانبی در سازه‌های غیرساختمانی غیر مشابه ساختمان

ج- تعیین نیروها در دیافراگم‌ها، رابطه (۳-۱۵)

چ- در کلیه اعضایی که مشمول طراحی برای زلزله شدید یافته می‌شوند و نیروی زلزله در آنها در ضریب اضافه مقاومت  $\Omega_0$  ضرب می‌شود.

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان،  $T$

۱-۳-۳-۳ ساختمان‌های متعارف

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

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75} \quad (۳-۳)$$

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T = 0.05H^{0.9} \quad (۴-۳)$$

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

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

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

پ- برای ساختمان‌های با سایر سیستم‌های مندرج در جدول (۳-۵)، به غیر از سیستم کنسولی، با یا بدون وجود جداگرهای میانقابی:

$$T = 0.05H^{0.75} \quad (۵-۳)$$



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

تبصره- در این ساختمان‌ها، در کلیه موارد، می‌توان زمان تناوب اصلی نوسان را با استفاده از تحلیل دینامیکی تعیین و در محاسبات نیروها منظور نمود، ولی مقدار آن در هر حالت نباید از  $1/25$  برابر مقادیر به دست آورده شده از روابط تجربی بالا بیشتر در نظر گرفته شود.

### ۳-۳-۳-۲ ساختمان‌های غیرمتعارف

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

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

$$T = T_D$$

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

$$T = 0.8T_D$$

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

### ۳-۳-۳-۳ سختی قطعات بتن آرمه

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

$$I_e = 0.5I_g \quad \text{- در تیرها}$$

$$I_e = I_g \quad \text{- در ستون‌ها و دیوارها}$$

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

### ۳-۳-۴ ضریب اهمیت ساختمان، $I_a$

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

جدول ۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان

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

### ۳-۳-۵ ضریب رفتار ساختمان، $R_u$

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

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

$\Omega_0$ : ضریب اضافه مقاومت سازه است که برای تعیین زلزله تشدید یافته مورد استفاده قرار می‌گیرد. به بند (۳-۳-۱۰) مراجعه شود.



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

$H_m$ (متر)	$C_d$	$\Omega_0$	$R_u$	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه
۵۰	۵	۲/۵	۵	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	الف- سیستم دیوارهای باربر
۵۰	۴	۲/۵	۴	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	
-	۳/۵	۲/۵	۳/۵	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]	
۱۵	۳	۲/۵	۳	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	
۱۵	۳/۵	۲	۴	۵- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی	
۱۵	۴	۳	۵/۵	۶- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی	
۱۰	۳	۲	۳	۷- دیوارهای بتن پاششی سه‌بعدی	
۵۰	۵	۲/۵	۶	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه [۲]	ب- سیستم قاب ساختمانی
۳۵	۴	۲/۵	۵	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	
-	۳	۲/۵	۴	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]	
۱۵	۲/۵	۲/۵	۳	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	
۵۰	۴	۲	۷	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	
۵۰	۵	۲/۵	۷	۶- مهاربندی کمانش تاب	
۱۵	۳/۵	۲	۳/۵	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	
۵۰	۵	۲	۵/۵	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی [۲]	
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه [۴]	پ- سیستم قاب خمشی
۳۵	۴/۵	۳	۵	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴]	
-	۲/۵	۳	۳	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی [۴] و [۱]	
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	
۵۰	۴	۳	۵	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	
-	۳	۳	۳/۵	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	
۲۰۰	۵/۵	۲/۵	۷/۵	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی
۷۰	۵	۲/۵	۶/۵	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه ویژه	
۵۰	۴/۵	۲/۵	۶	۳- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط	
۵۰	۴/۵	۲/۵	۶	۴- قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط	

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

#### یادداشت‌های مربوط به جدول (۳-۴)

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

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

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

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

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

[۳] در سیستم‌های قاب ساختمانی با مهاربندی‌های واگرای ویژه فولادی، چنانچه در تیرهای پیوند رفتار برشی حاکم باشد، ضریب رفتار برابر با ۷ و چنانچه رفتار خمشی حاکم باشد، این ضریب باید برابر ۶ در نظر گرفته شود.

[۴] در این جدول قاب‌های خمشی بتن آرمه با شکل‌پذیری کم، متوسط و زیاد عنوان شده در آیین‌نامه بتن ایران "آبا" با عناوین معمولی، متوسط و ویژه معرفی شده‌اند. ضمناً در این سازه‌ها فاصله خاموت‌ها از یکدیگر در ناحیه ویژه دو انتهای ستون‌ها، مطابق تعریف آبا، نباید بیش از ۱۵ سانتی‌متر در نظر گرفته شود.



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

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

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

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

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

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

۳-۳-۵-۸ ترکیب سیستم‌ها در پلان

در ساختمان‌هایی که از دو سیستم سازه‌ای مختلف برای تحمل بار جانبی، در دو امتداد

در پلان استفاده شده باشد، برای هر سیستم باید ضریب رفتار و ضرایب  $C_d$  و  $\Omega_0$  مربوط به آن سیستم در نظر گرفته شود. تنها در مواردی که در یک امتداد از سیستم دیوارهای باربر استفاده شده باشد، مقدار ضریب رفتار در امتداد دیگر نباید بیشتر از مقدار آن در امتداد سیستم دیوارهای باربر اختیار گردد.

### ۳-۵-۹ ترکیب سیستم‌ها در ارتفاع

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

#### ۳-۵-۹-۱ حالت کلی

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

ب- در ساختمان‌هایی که ضریب رفتار برای سیستم قسمت تحتانی بیشتر از مقدار آن برای سیستم قسمت فوقانی است، مقادیر  $R_u$ ،  $C_d$  و  $\Omega_0$  قسمت فوقانی باید برای محاسبات هر دو قسمت مورد استفاده قرار گیرد.

پ- در ساختمان‌هایی که ضریب رفتار برای سیستم قسمت تحتانی کمتر از مقدار آن برای سیستم قسمت فوقانی است، مقادیر  $R_u$ ،  $C_d$  و  $\Omega_0$  قسمت فوقانی باید برای محاسبات این قسمت مورد استفاده قرار گیرد. برای محاسبات قسمت تحتانی مقادیر  $R_u$ ،  $C_d$  و  $\Omega_0$  مربوط به همین قسمت مورد استفاده قرار می‌گیرد. ولی حالت نیروهای عکس‌العمل ناشی از تحلیل قسمت فوقانی نیز که در نسبت  $R_u/\rho$  قسمت فوقانی به  $R_u/\rho$  قسمت تحتانی ضرب شده‌اند، باید به مدل سازه قسمت تحتانی اضافه شود. این نسبت در هر حال نباید کوچک‌تر از ۱/۰ باشد.

#### ۳-۵-۹-۲ حالت خاص

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

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

فوقانی باشد.

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

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

- ۱- سازه انعطاف‌پذیر قسمت فوقانی به‌طور مجزا و با پایه‌های گیردار در نظر گرفته شده و مطابق روال عادی تحلیل می‌گردد. در تعیین نیروها کلیه پارامترهای مربوط به سیستم این قسمت مورد استفاده قرار داده می‌شود.
- ۲- سازه سخت قسمت تحتانی عیناً مانند آنچه در زیر بند (۱) گفته شد و با در نظر گرفتن پارامترهای مربوط به این قسمت تحلیل می‌گردد، با این تفاوت که نیروهای عکس‌العمل سازه فوقانی نیز به سازه تحتانی اثر داده می‌شود. این نیروها باید با ضریب نسبت  $R_u/\rho$  قسمت تحتانی به  $R_u/\rho$  قسمت فوقانی تعدیل شوند. ضریب مورد نظر نباید کوچک‌تر از ۱/۰ در نظر گرفته شود.

### ۳-۳-۶ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

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

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u \quad (۳-۶)$$

در این رابطه:

$F_{ui}$ : نیروی جانبی در تراز طبقه  $i$

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

$h_i$ : ارتفاع تراز سقف طبقه  $i$  از تراز پایه

$n$ : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

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

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

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 صورتی که وزن خرپشته ساختمان بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، باید به عنوان یک طبقه مستقل محسوب شود. در غیر این صورت خرپشته به عنوان بخشی از بام در نظر گرفته می‌شود.

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

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

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

$$M_{ui} = \sum_{j=1}^n (e_{ij} + e_{aj}) F_{uj} \quad (8-3)$$

در این رابطه:

$e_{ij}$ : برون مرکزی نیروی جانبی طبقه J نسبت به مرکز سختی طبقه A، فاصله افقی مرکز

جرم طبقه J و مرکز سختی طبقه A

$e_{aj}$ : برون مرکزی اتفافی طبقه J، موضوع بند (۳-۳-۷-۳)

$F_{uj}$ : نیروی جانبی در تراز طبقه J

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

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

در این رابطه:

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

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

### ۳-۳-۸ محاسبه ساختمان در برابر واژگونی

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



### ۳-۳-۹ نیروی قائم ناشی از زلزله

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

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

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

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

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

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

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

در این رابطه:

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

۳-۳-۹-۳ نیروهای قائم و افقی زلزله باید همزمان با بارهای مرده و زنده ترکیب شده و در طراحی اعضای سازه به کار رود. در این ترکیب ضوابط بند (۳-۱-۴) باید رعایت شود و سازه باید برای بیشینه اثر این ترکیبات طراحی گردد.

### ۳-۳-۱۰ ضریب اضافه مقاومت، $\Omega_0$

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

بار جانبی زلزله باید در ضریب  $\Omega_0$  ضرب گردند. مقدار  $\Omega_0$  در سازه‌های با سیستم‌های باربری مختلف در جدول (۳-۴) ارائه شده است. این آثار در هر حال لزومی ندارد بیشتر از حداکثر آنچه اعضای متصل به عضو می‌توانند به آن منتقل نمایند، در نظر گرفته شود. در این موارد تغییرات لازم در تنش‌های مجاز و یا ضرایب بار نهایی در ترکیبات مختلف بارگذاری باید براساس ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی صورت گیرد.

### ۳-۳-۱۱ اثر اندرکنش خاک و سازه

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

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

### ۳-۴ روش‌های تحلیل دینامیکی خطی

روش‌های تحلیل دینامیکی خطی شامل روش‌های "تحلیل طیفی" و "تحلیل تاریخچه زمانی" اند و در کاربرد آنها باید ضوابط بندهای (۳-۴-۱) و (۳-۴-۲) رعایت شوند. کلیه پارامترهای مربوط به حرکت زمین نظیر جرم، نسبت شتاب مبنا و غیره در این روش‌ها همان مقادیر عنوان شده در تحلیل استاتیکی معادل‌اند. در این روش‌ها رعایت ضوابط مربوط به موضوعات زیر که در روش استاتیکی معادل عنوان شده است، نیز الزامی است:

- ضریب نامعینی سازه  $\rho$ ، موضوع بند (۳-۳-۲)
- محاسبه ساختمان‌ها در برابر واژگونی موضوع بند (۳-۳-۸)
- نیروی قائم زلزله موضوع بند (۳-۳-۹)
- ضریب اضافه مقاومت  $\Omega_0$  موضوع بند (۳-۳-۱۰)



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

### ۳-۴-۱ روش تحلیل طیفی

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

### ۳-۴-۱-۲ تعداد مدهای نوسان

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

### ۳-۴-۱-۳ ترکیب اثر مدها

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

### ۳-۴-۱-۴ اصلاح مقادیر بازتاب‌ها

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

الف- در سازه‌های نامنظم، که نامنظمی در آنها از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نباشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۹۰ درصد نسبت



برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند. ولی در سازه‌های نامنظمی که نامنظمی آنها مشمول موارد فوق‌الذکر باشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش به‌دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

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

### ۳-۴-۱-۵ اثر پیچش

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

### ۳-۴-۱-۶ روش تحلیل در سیستم دوگانه و یا ترکیبی

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

### ۳-۴-۲ روش تحلیل تاریخچه زمانی

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



هر زوج شتاب‌نگاشت عنوان شده در آن بند هم‌زمان در دو جهت عمود بر یکدیگر، در امتدادهای اصلی سازه، به آن اثر داده می‌شوند و بازتاب‌های سازه به صورت تابعی از زمان تعیین می‌گردند. بازتاب نهایی سازه برابر با حداکثر بازتاب‌های به‌دست آمده از تحلیل با سه زوج شتاب‌نگاشت مورد نظر می‌باشد.

در این روش تحلیل، می‌توان به‌جای سه زوج شتاب‌نگاشت عنوان شده در بند (۲-۵-۳) هفت زوج شتاب‌نگاشت با مشخصات عنوان شده در آن بند را به‌کار گرفت و مقدار متوسط بیشینه بازتاب‌های به‌دست آمده از آنها را بازتاب نهایی تلقی کرد.

### ۳-۲-۴-۲ اصلاح مقادیر بازتاب‌ها

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

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

اگر از حداقل ۷ شتاب‌نگاشت برای تحلیل استفاده شود، تلاش طراحی اعضا و جابجایی نسبی طراحی طبقات را می‌توان به ترتیب برابر با مقدار متوسط مقادیر  $Q_{Ei}$  و  $\Delta_i$  حاصل از تحلیل‌ها در نظر گرفت.

۳-۲-۴-۳ در این تحلیل باید برای اثر پیچش ضابطه بند (۳-۴-۱-۵)، و برای سیستم‌های دوگانه و یا ترکیبی ضابطه بند (۳-۴-۱-۶) متناسب با روش تحلیل تاریخچه زمانی رعایت گردد.

### ۳-۵ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

۳-۵-۱ تغییر مکان جانبی نسبی واقعی هر طبقه، که اختلاف بین تغییر مکان‌های جانبی واقعی مراکز جرم کف‌های بالا و پایین آن طبقه است، نباید از مقدار مشخصی که

در این بند تعیین شده، تجاوز نماید. این تغییر مکان تنها با استفاده از تحلیل غیرخطی سازه قابل محاسبه است، ولی می‌توان آن را با تقریب خوبی از رابطه زیر به دست آورد:

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

در این رابطه:

$\Delta_M$  = تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی و یا تغییر مکان نسبی واقعی طبقه

$C_d$  = ضریب بزرگنمایی مطابق جدول (۳-۴)

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

در مواردی که روش طراحی تنش مجاز است، تغییر مکان جانبی نسبی به دست آمده از آن روش باید در ضریب ۱/۴ ضرب شود و سپس با مقدار مجاز  $\Delta_a$  در بند (۳-۵-۲) مقایسه شود.

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

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

$\Delta_a = 0.020h$  - در سایر ساختمان‌ها

در این روابط  $h$  ارتفاع طبقه است.

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

۳-۵-۴ در ساختمان‌های نامنظم پیچشی و یا نامنظم شدید پیچشی، برای محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه  $\Delta_{eu}$ ، به جای تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی مراکز جرم

کف‌ها، باید تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی کف‌های بالا و پایین آن طبقه در امتداد محورهای کناری ساختمان مد نظر قرار گیرد.

۳-۵-۵ در سازه‌های بتن‌آرمه در تعیین تغییر مکان جانبی نسبی طرح، ممان اینرسی مقطع ترک خورده قطعات را می‌توان، مطابق توصیه آیین‌نامه بتن ایران «آبا» برای تیرها  $I_g 0.35$ ، برای ستون‌ها  $I_g 0.7$ ، و برای دیوارها  $I_g 0.35$  یا  $I_g 0.7$  نسبت به میزان ترک خوردگی آنها، منظور کرد. برای زلزله بهره‌برداری مقادیر این ممان اینرسی‌ها را می‌توان تا  $1/5$  برابر افزایش داد و از اثر  $P-\Delta$  نیز صرف نظر کرد.

۳-۵-۶ در ساختمان‌های با اهمیت "خیلی زیاد" و "زیاد" با هر تعداد طبقه و یا در ساختمان‌های بیشتر از هشت طبقه، عرض درز انقطاع بین ساختمان و ساختمان مجاور باید با استفاده از تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در طبقه (با در نظر گرفتن اثر  $P-\Delta$ ) تعیین شود. برای این منظور پس از محاسبه این تغییر مکان برای هر دو ساختمان می‌توان از جذر مجموع مربعات دو عدد برای تعیین درز انقطاع استفاده نمود. در صورتی که مشخصات ساختمان مجاور در دسترس نباشد، حداقل فاصله هر طبقه ساختمان از زمین مجاور باید برابر  $70\%$  مقدار تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در آن طبقه ساختمان در نظر گرفته شود.

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

### ۳-۶ اثر $P-\Delta$

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

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



در این رابطه:

$P_{ui}$  = مجموع بارهای مرده و زنده موجود در طبقه  $i$  تا  $n$ ، طبقه آخر، در حد مقاومت

$\Delta_{eui}$  = تغییر مکان جانبی نسبی اولیه در طبقه  $i$  حاصل از تحلیل خطی

$V_{ui}$  = مجموع نیروی برشی وارد در طبقه  $i$

$h_i$  = ارتفاع طبقه  $i$

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

$$\theta_{max} = \frac{0.65}{c_d} \leq 0.25 \quad (۳-۱۳)$$

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

$$\bar{\Delta}_{eui} = \frac{\Delta_{eui}}{1 - \theta_i} \quad (۳-۱۴)$$

### ۳-۷ مشخصات سازه از تراز پایه تا روی شالوده

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



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

### ۳-۸ دیافراگم‌ها و جمع‌کننده‌ها

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

۳-۸-۱ در تحلیل سازه ساختمان اثر صلبیت دیافراگم‌ها باید به طور مناسب در نظر گرفته شود. به طور کلی دیافراگم‌ها به سه دسته نرم، نیمه صلب و صلب تقسیم می‌شوند.

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

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

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



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

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

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

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

در این رابطه:

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

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

$F_{uj}$  و  $W_j$ : به ترتیب، نیروهای وارد به طبقه و وزن طبقه مطابق تعاریف بند (۶-۳-۳) در رابطه فوق، حداقل مقدار  $F_{pui}$  برابر با  $0.5 A_i W_i$  است و حداکثر آن لازم نیست بیشتر از  $A_i W_i$  در نظر گرفته شود.

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

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



بتن‌آرمه براساس ضوابط آیین‌نامه بتن ایران «آبا» و دیافراگم‌های ساخته‌شده از مصالح دیگر براساس ضوابط آیین‌نامه‌های مربوط تعیین می‌گردد.

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

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

### ۳-۹ افزایش بار جانبی در اعضای خاص

در مواردی که سازه دارای نامنظمی در پلان از نوع "نامنظمی خارج از صفحه" یا نامنظمی در ارتفاع از نوع "نامنظمی در سختی جانبی" می‌باشد و دیوار یا ستون تا روی شالوده ادامه پیدا نمی‌کند، ستون‌ها، تیرها، خرپاها و یا کف‌هایی که این اعضا را تحمل می‌کنند، باید برای بارهای محوری اعضا ادامه نیافته تحت اثر زلزله تشدید یافته ( $\Omega_0 E$ ) طراحی شوند. اتصالات اعضای ادامه نیافته به سازه نگهدارنده باید قادر به تحمل بارهایی که این اعضا باید منتقل نمایند، باشند.

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

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

### ۳-۱۱ کنترل سازه برای بار زلزله سطح بهره‌برداری

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

بند (۱-۱-۲)، قابلیت بهره‌برداری خود را در زمان وقوع زلزله حفظ نمایند. برای این منظور مشخصات سازه این ساختمان‌ها باید چنان باشد که تحت اثر ترکیب بارها در سطح بهره‌برداری، بدون اعمال ضریب بار، الزامات زیر را تأمین نمایند:

الف- در سازه‌های فولادی تنش‌های ایجاد شده در اعضا از حد رفتار ارتجاعی اعضا تجاوز ننماید. برای کنترل این موضوع در طراحی به روش تنش مجاز، تنش‌های ایجاد شده در اعضا نباید از ۱/۷ برابر مقادیر تنش مجاز عادی تجاوز نماید. در این حالت نباید افزایش مجدد ۳۳٪ در تنش‌های مجاز صورت گیرد. در طراحی به روش حدی تلاش‌های ایجاد شده در اعضا نباید از مقاومت نهایی اسمی اعضا، بدون اعمال ضرایب کاهش مقاومت، تجاوز نماید.

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

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

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

۳-۱۱-۳ مشخصات حرکت زمین در زلزله سطح بهره‌برداری باید مشابه زلزله طرح، بند (۳-۳)، در نظر گرفته شود، با این تفاوت که شتاب مبنای طرح A در آن به یک ششم مقدار خود کاهش داده شود. در مقابل ضریب رفتار R در محاسبه نیروی جانبی زلزله برابر با یک منظور می‌گردد. به این ترتیب در روش تحلیل استاتیکی معادل مقدار برش پایه در این سطح از رابطه (۳-۱۶) محاسبه می‌شود.

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

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



### ۱۲-۳ ترکیب نیروی زلزله با سایر بارها

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

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

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

۲-۱۲-۳ در صورتی که طراحی سازه بر اساس مقاومت انجام شود، در ترکیب بارهای زلزله طرح با سایر بارها، بارهای جانبی و قائم زلزله باید با ضریب بار  $1/0$  در نظر گرفته شوند. در حالتی که بر طبق آیین‌نامه طراحی، نیروی زلزله باید با در نظر گرفتن اثر اضافه‌مقاومت در کنترل اجزای سازه مورد استفاده قرار گیرد، بار جانبی زلزله طرح باید در ضریب اضافه مقاومت ضرب شده و در ترکیب بارها لحاظ شود و نیازی به در نظر گرفتن ضریب اضافه مقاومت در مؤلفه قائم زلزله نمی‌باشد. در طراحی سازه‌های بتنی که بر اساس آیین‌نامه بتن ایران "آبا" طراحی می‌شوند، مقادیر بار زلزله باید در ضریب  $0/85$  ضرب شده و در ترکیبات بار مورد استفاده قرار گیرد.

### ۱۳-۳ روش ساده‌شده تحلیل و طراحی

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



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

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

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

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

ت- دیافراگم‌های سازه از نوع دال بتنی یکطرفه یا دو طرفه و یا تیرچه‌های فولادی یا بتنی به همراه دال بتنی باشد و مجموع سطوح باز شو در هر دیافراگم از ۲۰٪ سطح کل دیافراگم تجاوز نکند. بام ساختمان از این شرط مستثنا بوده و می‌تواند از نوع سبک یا شیب‌دار هم باشد.

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

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

چ- ساختمان در پلان شرایط نامنظمی خارج از صفحه سیستم باربرجانبی، موضوع بند (۱-۷-۱-ت) و در ارتفاع نامنظمی هندسی، جرمی و سیستم باربرجانبی موضوع بندهای (۱-۷-۲-الف، ب و پ) را دارا نباشد.

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



### ۳-۱۳-۱-۳ نیروی برش پایه

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

$$C = \frac{ABIF}{R_u} \quad (۳-۱۷)$$

$A$ ،  $I$  و  $R_u$  ضرایب تعریف شده در بند (۳-۱-۳) می‌باشند.

$B$ : ضریب بازتاب ساختمان است که در روش ساده شده برابر  $B=S+1$  در نظر گرفته می‌شود. ضریب  $S$  با توجه به نوع زمین و پهنه‌بندی خطر زلزله با استفاده از جدول (۲-۲) تعیین می‌شود.

$F$ : ضریبی است که برای ساختمان‌های ۱ الی ۳ طبقه به ترتیب برابر ۱، ۱/۱ و ۱/۲ در نظر گرفته می‌شود.

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

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

$$F_i = \frac{W_i}{W} V_u \quad (۳-۱۸)$$

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

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

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

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



۳-۱۳-۴ کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقات در روش ساده شده تحلیل ضروری نیست. چنانچه محاسبه این تغییرمکان به منظور کنترل اجزای غیرسازه‌ای، تعیین درز انقطاع و یا استفاده‌های محاسباتی دیگر نیاز باشد، مقدار تغییرمکان جانبی غیر خطی طرح را می‌توان  $0/01$  ارتفاع در نظر گرفت. البته در صورت استفاده از ضوابط بند (۳-۵)، می‌توان مقدار محاسباتی را برای منظور فوق در نظر گرفت.

۳-۱۳-۵ در مواردی که استفاده از ضریب اضافه‌مقاومت برای کنترل اجزایی از سازه بر طبق ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی ضروری باشد، و یا سازه مشمول بند (۳-۹) این استاندارد باشد، این ضریب در روش ساده شده برابر  $2/5$  فرض می‌شود.

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

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

## فصل چهارم

### ضوابط طراحی لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای

#### ۱-۴ کلیات

##### ۱-۱-۴ تعریف

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

##### ۱-۴-۲ محدوده کاربرد

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

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

ب- اجزای مکانیکی و برقی با شرایط زیر:

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



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

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

#### ۳-۱-۴ ضریب اهمیت جزء

اجزای غیرسازه‌ای برحسب میزان آسیب‌رسانی ناشی از خرابی آنها به دو گروه تقسیم و در تعیین نیروی جانبی زلزله برای هر یک "ضریب اهمیت جزء"  $I_p$  خاص در نظر گرفته می‌شود. این ضریب برای اجزاء زیر برابر با ۱/۴ و برای سایر اجزا برابر ۱/۰ می‌باشد:

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

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

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

#### ۲-۴ نیروی زلزله

##### ۱-۲-۴ نیروی جانبی زلزله

نیروی جانبی مؤثر بر اجزای غیرسازه‌ای را می‌توان با استفاده از روش تحلیل استاتیکی معادل، طبق بند (۱-۲-۴) و یا روش تحلیل طیفی طبق بند (۲-۱-۲-۴) محاسبه نمود. در محاسبه نیروی جانبی ضریب نامعینی  $\rho$  و ضریب اضافه مقاومت  $\Omega_0$  مربوط به سازه اصلی برابر با ۱/۰ منظور می‌شوند.

##### ۱-۱-۲-۴ روش تحلیل استاتیکی معادل

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

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

در این رابطه:

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

$A$  = شتاب پایه، طبق بند ۲-۲

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

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

$I_p$  = ضریب اهمیت جزء طبق بند (۳-۱-۴)

$W_p$  = وزن جزء سازه‌ای همراه با محتویات آن در زمان بهره‌برداری

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

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

$H$  = ارتفاع متوسط بام ساختمان از تراز پایه

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

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

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

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

#### ۲-۱-۲-۴ روش تحلیل طیفی

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

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

در این رابطه:

$a_i$  = شتاب در تراز " $i$ " حاصل از تحلیل طیفی سازه با فرض ضریب رفتار و ضریب

اهمیت برابر با ۱/۰ برای سازه اصلی است. تراز  $i$  تراز  $i$  است که جزء غیرسازه‌ای در آن واقع است.

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

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

#### ۲-۲-۴ مؤلفه قائم نیروی زلزله

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

$$F_{pu} = 0.2A(1 + S)I_p W_p \quad (۵-۴)$$

#### ۳-۴ تغییر مکان جانبی

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

الف- دونقطه بر روی یک سازه قرار دارند:

$$D_p = \delta_{xA} - \delta_{yA} \quad (۶-۴)$$

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

$$D_p = \frac{(h_x - h_y)\Delta_{aA}}{h_{sx}} \quad (۷-۴)$$

ب- دو نقطه بر روی دو سازه قرار دارند:

$$D_p = |\delta_{xA}| + |\delta_{xB}| \quad (۸-۴)$$

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



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

که در آن:

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

$\delta_{xA}$  = تغییر مکان جانبی غیرخطی ساختمان در تراز X سازه A

$\delta_{yA}$  = تغییر مکان جانبی غیرخطی ساختمان در تراز Y سازه A

$\delta_{xB}$  = تغییر مکان جانبی غیرخطی ساختمان در تراز X سازه B

$h_x$  = ارتفاع تراز x (مربوط به اتصال بالایی)

$h_y$  = ارتفاع تراز y (مربوط به اتصال پایینی)

$\Delta_{aA}$  = تغییر مکان جانبی نسبی مجاز طبقه برای سازه A

$\Delta_{aB}$  = تغییر مکان جانبی نسبی مجاز طبقه برای سازه B

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

#### ۴-۴ مهار اجزای غیرسازه‌ای

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

نیروهای ایجاد شده در تکیه‌گاه‌ها و اتصالات آنها برابر با نیروهای خود اجزا هستند. تنها در مواردی که  $R_{pu}$  بزرگ‌تر از ۶/۰ می‌باشد باید مقدار آن به ۶/۰ کاهش داده شود.

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

## ۴-۵ ضوابط خاص اجزای معماری

### ۴-۵-۱ کلیات

کلیه اجزای معماری، نگهدارنده‌ها و اتصالات آنها باید ضوابط این بند را رعایت کنند، مگر اینکه با زنجیر یا وسیله دیگری به سازه آویزان بوده و شرایط زیر را دارا باشند:  
الف- وسیله نگهدارنده جزء قادر به تحمل وزن  $1.4W_p$  هم‌زمان با بار جانبی برابر با همین مقدار در هر جهت باشد.  
ب- امکان حرکت اتصال جزء در صفحه افقی به اندازه ۳۶۰ درجه باشد.

جدول ۴-۱ ضرایب اجزای معماری

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



۱/۵	۱	۱۰- کف دسترسی
۲/۵	۲/۵	۱۱- تابلو و نشان
۳/۵	۱	۱۲- سایر اجزای صلب (با انعطاف‌پذیری کم) - اجزای با شکل‌پذیری زیاد و اتصالات آنها
۲/۵	۱	- اجزای با شکل‌پذیری متوسط و اتصالات آنها
۱/۵	۱	- اجزای با شکل‌پذیری کم و اتصالات آنها
۳/۵	۲/۵	۱۳- سایر اجزای انعطاف‌پذیر - اجزای با شکل‌پذیری زیاد و اتصالات آنها
۲/۵	۲/۵	- اجزای با شکل‌پذیری متوسط و اتصالات آنها
۱/۵	۲/۵	- اجزای با شکل‌پذیری کم و اتصالات آنها

#### ۴-۵-۲ نیروها و تغییر مکان‌ها

کلیه اجزای معماری، نگهدارنده‌ها و اتصالات آنها باید برای نیروی عنوان‌شده در بند (۲-۴) طراحی شوند. طراحی برای تغییر مکان‌های بند (۳-۴) برای همه اجزای الزامی نیست، مگر آنکه احتمال خطر جانی در آنها وجود داشته باشد. اجزایی که در زیر قطعات سازه‌ای طره‌ای قرار دارند باید قادر به تحمل تغییر مکان‌های قائم ناشی از چرخش تکیه‌گاهشان باشند.

#### ۴-۵-۳ دیوارهای خارجی

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

الف- اتصالات قطعات نما به سازه و همچنین درز بین قطعات باید به گونه‌ای باشند که بتوانند تغییر مکان نسبی لرزه‌ای،  $D_p$ ، طبق بند (۳-۴) یا ۱۵ میلی‌متر، هر کدام که بزرگ‌تر است، را پذیرا باشند.

ب- برای تأمین امکان حرکت جانبی نسبی بین دیوار و سازه باید از ادوات لغزشی مانند صفحات فولادی با سوراخ‌های لوبیایی و یا سوراخ‌های دایره‌ای با قطر



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

- پ- کلیه وسایل نگهدارنده و اتصالات آنها باید برای نیروهای بند (۲-۴) طراحی شوند. توجه شود که این نیروها در مرکز جرم جزء غیرسازه‌ای وارد می‌شود.
- ت- در مواردی که اتصال دیوار به سازه توسط تسمه‌هایی در داخل بتن یا مصالح بنایی تأمین می‌شود، باید اطمینان حاصل کرد که این تسمه‌ها داخل بتن یا مصالح بنایی به طور کامل مهار می‌گردند. در این موارد مخصوصاً باید به قله‌کن شدن بتن یا مصالح بنایی توجه داشت.
- ث- نماهایی که با دیوارها به‌طور چسبان اجرا می‌شوند، باید به نحو مناسبی در داخل دیوارها مهار شوند. در این موارد استفاده از ملات به تنهایی کافی نیست.

#### ۴-۵-۴ دیوارهای داخلی-تیغه‌ها

دیوارهای داخلی یا تیغه‌های با ارتفاع بیشتر از ۱/۸ متر باید به نحو مناسبی، مانند استفاده از وادارها و...، از نظر جانبی به سازه مهار شوند.

#### ۴-۵-۵ سقف‌های کاذب

- نیروهای جانبی ایجاد شده در سقف‌های کاذب باید به نحو مناسبی به سقف سازه‌ای منتقل شوند. در این سقف‌ها رعایت الزامات زیر ضروری است:
- الف- در سقف‌های کاذب با مساحت کمتر از ۱۵ متر مربع، محاسبات مربوط به زلزله الزامی نیست.
- ب- در سقف‌های کاذب با مساحت بیشتر از ۱۰۰ مترمربع، حرکت جانبی سقف با کمک مهاربندی مناسب به سقف سازه‌ای محدود شود.
- پ- در سقف‌های کاذب با مساحت بیشتر از ۲۵۰ مترمربع، پیش‌بینی درزهای انقطاع لرزه‌ای و جداسازی سقف کاذب با اجرای دیوارهای داخلی تا زیر سقف سازه‌ای الزامی است، مگر آنکه با روش‌های تحلیلی بتوان نشان داد که سقف کاذب توان پذیرش جابجایی‌های لازم را دارد. در این موارد محدود کردن نسبت طول به عرض بخش‌های مختلف سقف کاذب به ۴/۰ الزامی است.

**۴-۵-۶ دیوارهای شیشه‌ای نماها**

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

**۴-۶ ضوابط خاص اجزای مکانیکی و برقی**

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

جدول ۴-۲ ضرایب لرزه‌ای برای تجهیزات مکانیکی و برقی

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



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

## فصل پنجم

### ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌های غیرساختمانی

#### ۱-۵ کلیات

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

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

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

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

۱-۳-۵ نیروهای زلزله مؤثر بر سازه‌های غیرساختمانی عمدتاً با استفاده از ضوابط فصل سوم آیین‌نامه تعیین می‌شوند. تنها در بعضی موارد الزامات دیگری جایگزین شده‌اند که در این فصل عنوان می‌گردند.

#### ۲-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها

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

سوم می‌باشد. الزامات اضافی این نوع از سازه‌ها در بندهای (۲-۲-۵) تا (۵-۲-۱۰) آورده شده است.

۲-۲-۵ روش تحلیل: در سازه‌هایی که زمان تناوب اصلی آنها از ۰/۵ ثانیه بیشتر است، استفاده از یکی از روش‌های تحلیل دینامیکی الزامی است. در سایر سازه‌ها می‌توان از روش‌های دیگر تحلیل استفاده نمود.

#### ۳-۲-۵ زمان تناوب نوسان اصلی سازه، T

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

#### ۴-۲-۵ وزن مؤثر لرزه‌ای، W

وزن مؤثر لرزه‌ای در این نوع ساختمان‌ها شامل وزن‌های زیرند:

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

ب- حداقل ۴۰ درصد بار زنده کفها

پ- وزن محتویات در زمان بهره‌برداری

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

در سیلوهای حاوی مواد دانه‌ای می‌توان ۸۰ درصد وزن این مواد را در محاسبه W منظور نمود.

#### ۵-۲-۵ پارامترهای نیروی جانبی

در این سازه‌ها پارامترهای  $\Omega_0, R_u, C_d$  و  $H_m$  با استفاده از جدول (۱-۵) تعیین می‌شود.

#### ۶-۲-۵ حداقل نیروی جانبی، برش پایه

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

$$V_{U_{\min}} = 0.12 AIW \quad (۱-۵)$$

#### ۷-۲-۵ نیروی جانبی در سازه‌های صلب

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



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

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

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

#### ۸-۲-۵ تغییرمکان‌های جانبی

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

#### ۹-۲-۵ اثر P-Δ

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

#### ۱۰-۲-۵ نیروی جانبی در موارد خاص

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

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

#### ۳-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها و

##### متکی بر زمین

۱-۳-۵ ضوابط این نوع سازه‌ها عیناً مشابه سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان‌ها، موضوع بند (۲-۵) است و فقط الزامات زیر جایگزین بندهای نظیر می‌گردند:

الف- پارامترهای نیروی جانبی بر اساس جدول (۲-۵) تعیین می‌گردند.

ب- حداقل نیروی جانبی یا برش پایه از روابط زیر به دست می‌آیند:

۱- در موارد کلی

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

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

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

#### ۴-۵ ضوابط تحلیل و طراحی سازه‌های غیرساختمانی غیرمشابه ساختمان‌ها و متکی بر سازه‌های دیگر

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

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

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

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

**۵-۵ ضوابط خاص طراحی سازه‌های غیرساختمانی**

نظر به تنوع گسترده‌ای که سازه‌های غیرساختمانی در صنایع مختلف دارند، نیاز به دستورالعمل‌های ویژه دارند که باید به تدریج تهیه و تدوین گردند. تعدادی از این دستورالعمل‌ها تاکنون تهیه شده و تعدادی نیز در دست تهیه می‌باشد. از جمله این نشریات می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- الف- "نیروی جانبی زلزله مؤثر در مخازن زمینی و زیرزمینی" نشریه شماره ۱۲۳ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی
- ب- نشریه شماره ۳۸ شرکت نفت با عنوان "آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای تأسیسات و سازه‌های صنعت نفت"

جدول ۵-۱ ضرایب مورد استفاده برای سازه‌های غیرساختمانی مشابه ساختمان

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی	$R_u$	$\Omega_0$	$C_d$	$H_m$ (متر)
سیستم قاب ساختمانی	مهاربندی همگرای ویژه فولادی	۵/۵	۲	۵	۵۰
	مهاربندی همگرای معمولی فولادی	۳/۵	۲	۳/۵	۱۵ [۱]
	مهاربندی همگرای معمولی فولادی با افزایش ارتفاع مجاز	۲/۵	۲	۲/۵	۵۰
	مهاربندی همگرای معمولی فولادی (بدون محدودیت ارتفاع)	۲	۱/۵	۲	بدون محدودیت
سیستم قاب خمشی فولادی	ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	متوسط با افزایش ارتفاع مجاز	۳	۲/۵	۳	۸۰
	متوسط (بدون محدودیت ارتفاع)	۲	۱/۵	۲	بدون محدودیت
	معمولی	۳/۵	۳	۳	۱۵ [۲]
	معمولی با افزایش ارتفاع مجاز	۲/۵	۲	۲/۵	۵۰



۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	ویژه	بتن آرمه
۳۵	۴/۵	۳	۵	متوسط	
۵۰	۲/۵	۲	۳	متوسط با افزایش ارتفاع مجاز	
بدون محدودیت	۱	۱	۱	متوسط (بدون محدودیت ارتفاع)	
۱۵	۲/۵	۳	۳	معمولی (با محدودیت ارتفاع)	
۳۰	۱	۱	۱	معمولی با افزایش ارتفاع مجاز	
بدون محدودیت	۳/۵	۲	۴	قفسه‌های خود ایستای فولادی	

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

[۲] 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.

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



جدول ۵-۲ ضرایب مورد استفاده برای سازه‌های غیرساختمانی غیر مشابه ساختمان

سیستم سازه	جزئیات	$R_u$	$\Omega_0$	$C_d$	$H_m$ (متر)
بونکر، مخزن، ظرف یا کندوی هوایی	برروی پایه‌های مهاربندی شده متقارن	۳	۲	۲/۵	۵۰
	برروی پایه‌های مهاربندی نشده یا مهاربندی شده نامتقارن	۲	۲	۲/۵	۳۰
بدون محدودیت	ظرف افقی جوش شده	۳	۲	۲/۵	
	دودکش و سیلوی بتنی درجا با دیواره پیوسته تا روی پی				
	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 پدستال منفرد یا متکی بر جداره تا روی زمین - جوش شده فولادی، بتن آرمه یا بتن پیش‌تنیده				
	برج‌های خرپایی طره‌ای یا مهار شده توسط کابل - دودکش‌های مهار شده توسط کابل				
	برج‌های خنک‌کن	بتن آرمه یا فولادی			
	برج‌های مخابراتی	قابی یا خرپای فولادی یا بتنی			
		دیرک - فولادی یا بتنی			
	سازه‌های خاص تفریحی و بناهای یادبود				
	سازه‌هایی که رفتارشان مشابه پاندول وارونه است				
	تابلوها و علائم				
	سایر سازه‌ها غیر از موارد فوق				



## فصل ششم

### الزامات ژئوتکنیکی

#### ۱-۶ شناسایی نوع زمین

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

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

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

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



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

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

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

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

## ۲-۶ ناپایداری‌های زمین ناشی از زلزله

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



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

### ۱-۲-۶ روانگرایی

کاهش مقاومت و یا سختی برشی خاک به دلیل افزایش فشار آب منفذی ناشی از زلزله در خاک‌های ماسه‌ای اشباع که باعث ایجاد تغییر شکل‌های دائمی مهم یا ایجاد شرایطی نزدیک به تنش مؤثر صفر در خاک می‌شود، به عنوان روانگرایی شناخته می‌شود.

زمین‌هایی که حداقل دارای یکی از شرایط زیر باشند، مستعد روانگرایی تشخیص داده می‌شوند و لازم است مطالعه خاص آن زمین انجام شود:

الف- سابقه روانگرایی در آنها وجود داشته باشد.

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

ج- منحنی دانه‌بندی خاک داخل محدوده مستعد روانگرایی باشد.

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

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

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

ج- ماسه تمیز با  $N_{1(60)} > 30$

ضمناً در مواقعی که خاک ماسه‌ای و اشباع در عمقی بیش از ۲۰ متر از سطح زمین قرار دارد، فقط برای ساختمان‌های با شالوده سطحی می‌توان از ارزیابی استعداد روانگرایی صرف‌نظر کرد.

### ۱-۱-۲-۶ ارزیابی استعداد روانگرایی

به‌منظور ارزیابی استعداد روانگرایی لازم است مقادیر نسبت تنش برشی تناوبی ناشی از زلزله (CSR) و نسبت مقاومت برشی تناوبی خاک موجود (CRR) محاسبه و مقایسه شود.

این مقایسه باید با تعیین ضریب اطمینان در برابر روانگرایی ( $F_l$ ) به‌دست آید.

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



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

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

#### ۲-۱-۲-۶ گسترش جانبی

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

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

حالتی که فرض می‌شود گسترش جانبی اتفاق خواهد افتاد

حالتی که فرض می‌شود تنها روانگرایی اتفاق خواهد افتاد.

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



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

#### ۳-۱-۲-۶ 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.

#### ۱-۳-۱-۲-۶ تمهیدات سازه‌ای

مؤثرترین تمهید سازه‌ای برای کاهش خرابی ناشی از روانگرایی یا گسترش جانبی استفاده از پی عمیق است. در طراحی پی‌های عمیق جهت جلوگیری از خسارات ناشی از روانگرایی باید در نظر داشت که 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. 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 را نیز در نظر گرفت.

اگرچه استفاده از پی‌های گسترده می‌تواند از فروپاشی سازه متکی بر آن و وقوع تلفات جانی جلوگیری کند، ممکن است موجب کج‌شدگی یا واژگونی سازه شود و خسارات قابل توجهی به سازه وارد نماید. در مکان‌های دارای پتانسیل روانگرایی و گسترش جانبی، استفاده از پی‌های تکی یا باسکولی (کلاف‌های لنگربر) به هیچ وجه توصیه نمی‌شود.

#### ۲-۳-۱-۲-۶ 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 تراکم دینامیکی، وپراتورها، شمع‌کوبی، تزریق تحکیمی، تسلیح خاک، تزریق شیمیایی و نصب زهکش گردد. قبل از استفاده از هر یک از روش‌های پایدارسازی



خاک، برنامه‌ریزی و طراحی دقیقی مورد نیاز است.

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

#### ۳-۳-۱-۲-۶ تغییر محل ساختگاه

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

#### ۲-۲-۶ زمین لغزش

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

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

۲- وجود قله‌ها و خط‌الرأس‌ها، لبه‌های پرتگاه و کناره‌های رودخانه و سواحل در معرض فرسایش و خاک‌ریزهای متراکم‌نشده؛

۳- وجود لایه‌های ضعیف در پنجه شیب‌ها؛

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

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



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

۶-۲-۱ ارزیابی پایداری شیب‌ها به منظور بررسی استعداد زمین لغزش

در مواردی که توپوگرافی سطحی و لایه‌بندی خاک نامنظمی شدید نداشته باشد، پاسخ زمین‌های شیب‌دار به زلزله طرح می‌تواند با استفاده از تحلیل شبه استاتیکی ساده‌شده محاسبه گردد. در غیر این صورت باید از روش‌های تحلیل دینامیکی نظیر المان محدود یا مدل بلوک صلب لغزنده و دیگر روش‌ها استفاده گردد. در آنالیز شبه‌استاتیکی، نیروهای اینرسی لرزه‌ای طرح که بر توده خاک وارد می‌شوند، باید محاسبه گردند.

$$F_H = k_h W_s \quad (۲-۶)$$

$$k_h = 0.5A \quad (۳-۶)$$

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

$F_H$ : نیروی افقی ناشی از زلزله

$k_h$ : ضریب مؤلفه افقی زلزله

$W_s$ : وزن توده لغزشی

اثر مؤلفه قائم زلزله بجز در شرایط خاص نظیر میدان نزدیک در نظر گرفته نمی‌شود. در تحلیل‌های شبه‌استاتیکی، پارامترهای مقاومت برشی خاک در صورت نیاز باید با توجه به کاهش چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی در کرنش‌های بزرگ و یا افزایش فشار آب حفره‌ای ناشی از زلزله انتخاب گردد. استفاده از پارامترهای مقاومتی کرنش بزرگ خاک برای ساختگاه‌هایی که قبلاً دچار لغزش شده و احتمال فعالیت مجدد آنها توسط زلزله وجود دارد، ضروری است. تحلیل شبه استاتیکی باید برای بحرانی‌ترین سطح لغزش انجام گیرد.

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

چنانچه نتایج تحلیل پایداری شیب نشان‌دهنده ناپایداری باشد، لازم است از روش‌های مناسب و متداول پایدارسازی شیب‌ها استفاده شود.



### ۳-۲-۶ فرونشست

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

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

### ۱-۳-۲-۶ شناسایی حفرات زیرسطحی

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

### ۴-۲-۶ گسلش

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



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

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

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

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

گسل‌های اصلی، گسل‌هایی هستند که طول آنها بیش از ده کیلومتر است.

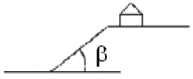
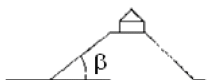
در صورتی که در پهنه‌های گسل‌های اصلی، در مواردی جابه‌جایی عمده وجود داشته باشد، این محدوده با نام پهنه با جابه‌جایی عمده تعریف می‌شود.

### ۳-۶ بزرگ‌نمایی ناشی از توپوگرافی

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



جدول ۶-۲ ضرایب بزرگ‌نمایی ناشی از توپوگرافی

شکل شیب	میانگین زاویه شیب ( $\beta$ )	$S_T$
	$> 15$	$\geq 1/2$
	۱۵ تا ۳۰	$\geq 1/2$
	$> 30$	$\geq 1/4$

$S_T$ : ضریب بزرگ‌نمایی توپوگرافی

$\beta$ : میانگین زاویه شیب

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

#### ۶-۴ دیوار نگهبان خاک

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

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

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

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

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

این شرایط معمولاً در زمین‌های شیب‌دار و یا ساختمان‌هایی که وجوه مقابل آن



نمی‌توانند به‌طور متقابل و متعادل در زیر تراز پایه قرار گیرند، پیش‌می‌آید. در این صورت بخش پایین‌تر از تراز پایه براساس بند الف و بخش فوقانی آن مطابق بند ب فوق طراحی می‌گردند. در صورتی که بنا به عللی بخش فوقانی که نمی‌تواند با دیوار مقابل خود در ساختمان فشار متقابل و متعادل را داشته باشد، کاملاً متصل به سازه ساخته شود، فشار خاک وارده بر این قسمت از دیوار در حالت وقوع زلزله مطابق بند الف محاسبه خواهد شد.



## فصل هفتم

### ضوابط ساختمان‌های با مصالح بنایی کلاف‌دار

#### ۱-۷- تعریف

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

ساختمان‌های بنایی غیر مسلح به دو دسته تقسیم می‌شوند:

۱- ساختمان بنایی دارای کلاف‌های افقی و قائم

۲- ساختمان بنایی دارای میلگردهای انسجام‌بخش

#### ۲-۷- هندسه ساختمان

##### ۱-۲-۷- ارتفاع و تعداد طبقه‌های مجاز

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

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

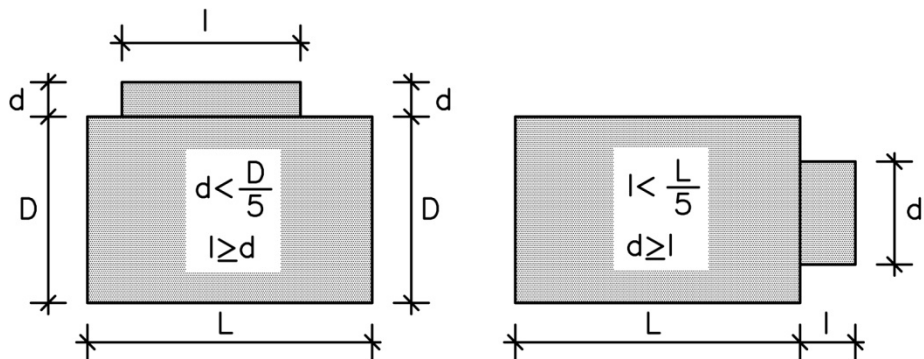


- ۲- تراز روی بام نسبت به متوسط تراز زمین مجاور نباید از ۸ متر تجاوز کند.
- ۳- ارتفاع طبقه، از روی کلاف افقی زیرین تا زیر سقف، نباید از ۴ متر بیشتر باشد.
- ۴- اگر ارتفاع طبقه از ۴ متر بیشتر باشد، علاوه بر کلاف‌بندی مطابق بند (۷-۹-۱)، باید یک کلاف افقی اضافی در ارتفاع حداکثر ۴ متر از روی کلاف زیرین دیوارها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

#### ۲-۲-۷ پلان ساختمان

##### ۱-۲-۲-۷ محدودیت‌های پلان

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



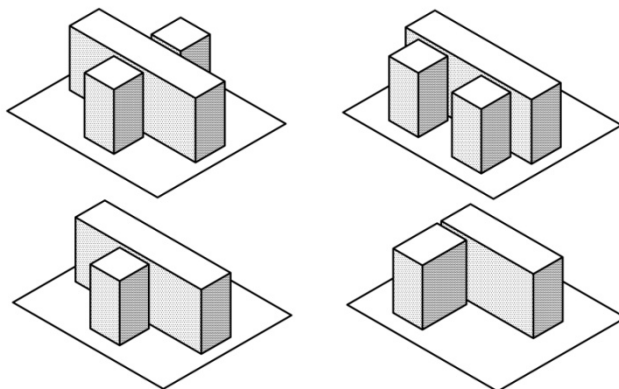
الف) پیش‌آمدگی در امتداد طول ساختمان (ب) پیش‌آمدگی در امتداد عرض ساختمان  
 شکل ۱-۷ ابعاد پیش‌آمدگی در پلان ساختمان

### ۲-۲-۲-۷ درز انقطاع

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

۱- نسبت طول به عرض پلان ساختمان بیشتر از ۳ باشد.

۲- پلان ساختمان نامتقارن بوده و یا دارای پیش‌آمدگی‌هایی بیش از مقادیر مندرج در زیربند ۳ از بند (۱-۲-۲-۷) باشد.



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



### ۷-۲-۳ مقطع قائم ساختمان

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

۱- طول جلو آمده طره در بالکن‌های سه طرف باز از ۱/۲۰ متر و در بالکن‌های دو طرف باز از ۱/۵۰ متر بیشتر نباشد.

۲- این طره‌ها باید به خوبی در سقف طبقه مهار شوند.

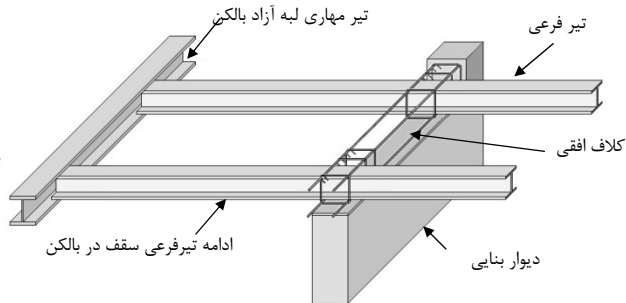
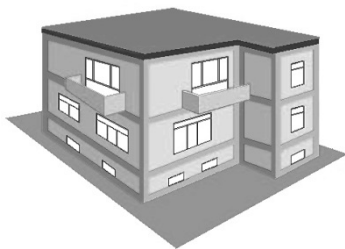
۳- پیش‌آمدگی ساختمان در مقطع قائم به طوری که طبقه بالا به صورت طره جلوتر از طبقه پایین باشد، فقط در موارد زیر مجاز است:

الف- طول جلو آمده طره از یک متر بیشتر نباشد؛

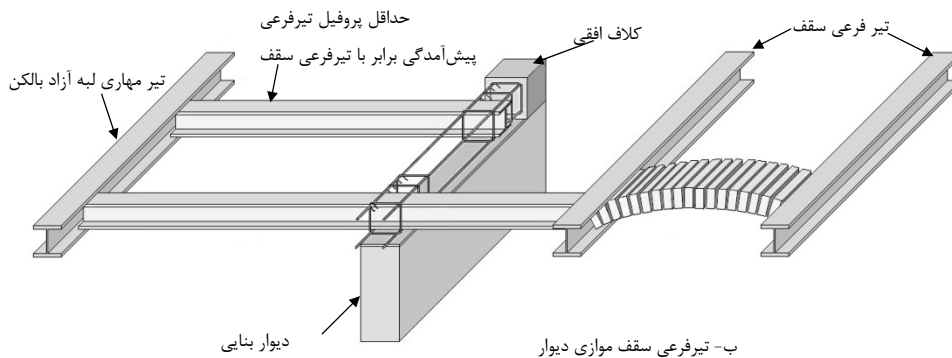
ب- دیوارهای سازه‌ای قسمت پیش‌آمده نباید بار سقف یا دیوار فوقانی را تحمل کنند. چنانچه بارهای ثقلی ناشی از وزن دیوارهای قسمت پیش‌آمده، باید به ناگزیر توسط سقف یا کف پیش‌آمده منتقل شود، لازم است از طره‌هایی که به نحو مناسبی در کلاف‌های افقی همان تراز مهار شده‌اند، برای تحمل این بارها استفاده شود (شکل ۷-۳).

پ- دیوارهای قسمت پیش‌آمده به وسیله کلاف‌های قائم فولادی و یا بتن‌آرمه با اتصال مناسب و مطمئن نگهداشته شوند و دو سر کلاف‌ها در عناصر سازه‌ای کف و سقف مهار شوند.

ت- کلاف‌بندی مربوط به دیوارهای قسمت پیش‌آمدگی باید به نحوی انجام شود که اولاً هر کلاف حداکثر ۲ متر از دیوار را نگهدارد، ثانیاً دو طرف پنجره‌های با عرض بیشتر از ۲ متر نیز دارای کلاف باشد. حداقل مقطع و آرماتوربندی این کلاف‌های قائم باید، مانند کلاف‌های قائم ساختمان، مطابق بندهای (۷-۹-۲-۱) و (۷-۹-۲-۲) باشد.



الف- تیر فرعی سقف عمود بر دیوار



ب- تیر فرعی سقف موازی دیوار

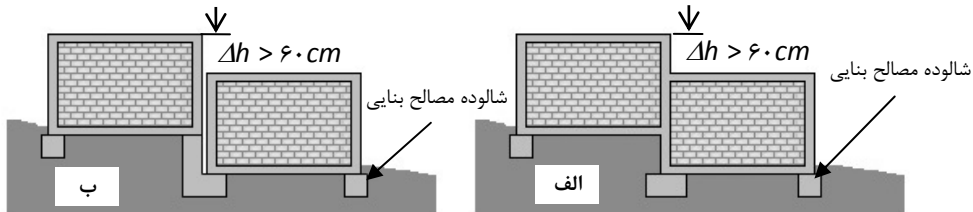
سقف بالکن و سقف طبقه باید با رعایت جزئیات اتصال یکپارچه شده و هم‌زمان اجرا شوند

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

### ۴-۲-۷ اختلاف تراز

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

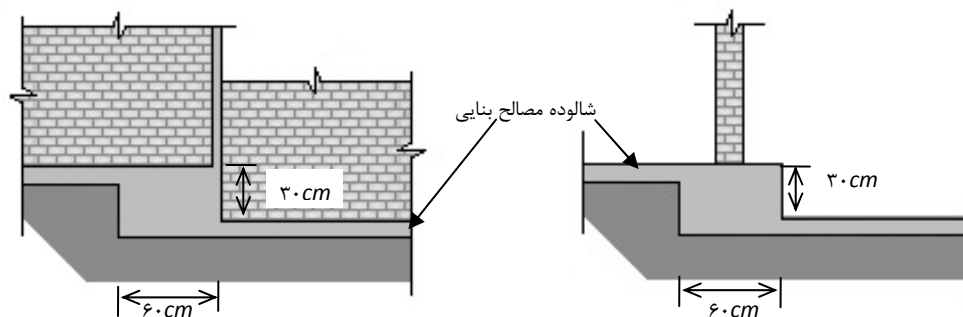
رعایت اندازه مجاز بازشوها در تمام دیوارها مطابق با بند (۳-۷) الزامی است. بین دو قسمت از درز انقطاع باید مطابق شکل (۴-۷-الف) ناحیه فوقانی پر شود و ضوابط بازشوها در قسمت زیرین رعایت شود..



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

### ۵-۲-۷ شالوده‌ها

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



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

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

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

۳- کرسی چینی سنگی یا آجری را می‌توان به صورت پله‌ای (با نسبت ۱ به ۲) یا غیرپله‌ای ساخت.

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

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

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

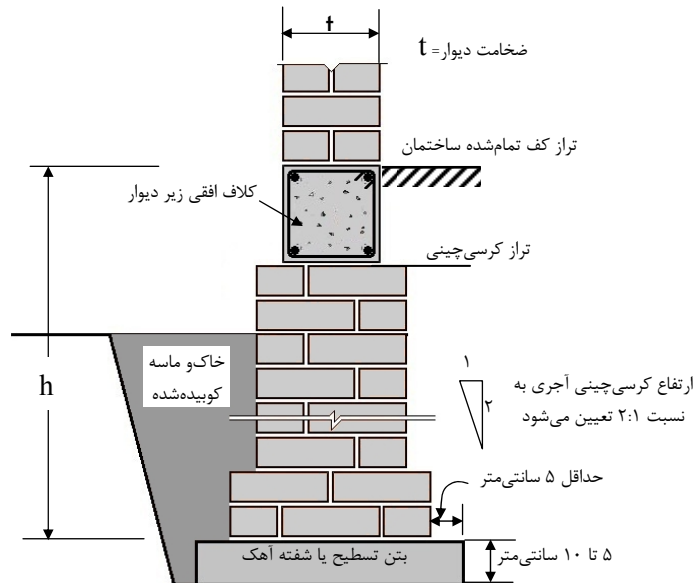
تعداد طبقات			نوع خاک محل ساخت
۳	۲	۱	
عرض کرسی چینی مصالح بنایی (سانتی‌متر)			
۶۰	۴۰	۳۰	خاک‌هایی که مقاومت مجاز آنها در حدود ۲ تا ۲/۵ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع باشد.
۷۰	۵۰	۳۵	خاک‌هایی که مقاومت مجاز آنها بیش از ۱/۵ و کمتر از ۲ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع باشد.
۱۰۰	۷۰	۴۰	خاک‌هایی که مقاومت مجاز آنها بیش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

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

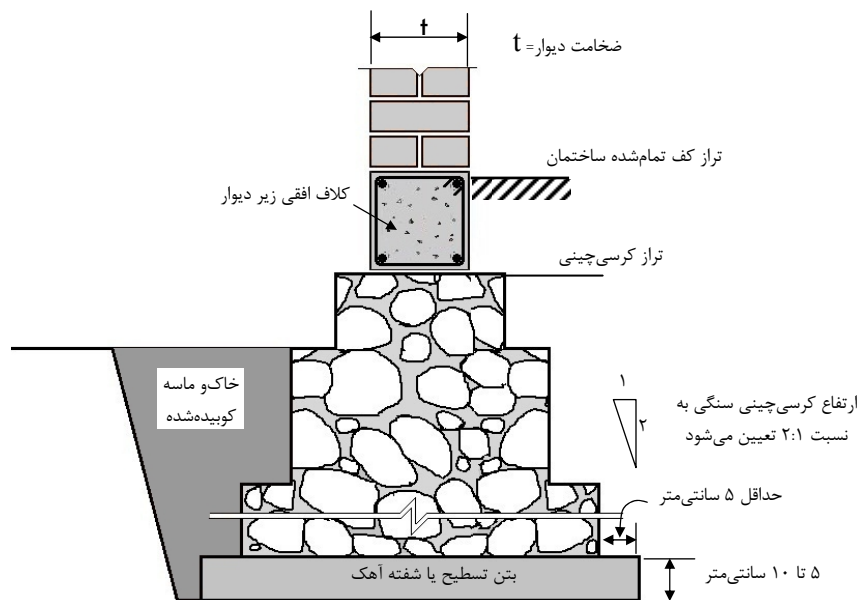
۱- اگر کلاف قائم بتن‌آرمه باشد، با خم کردن میلگردهای طولی در درون کرسی چینی، مانند شکل (۷-۸-الف).

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

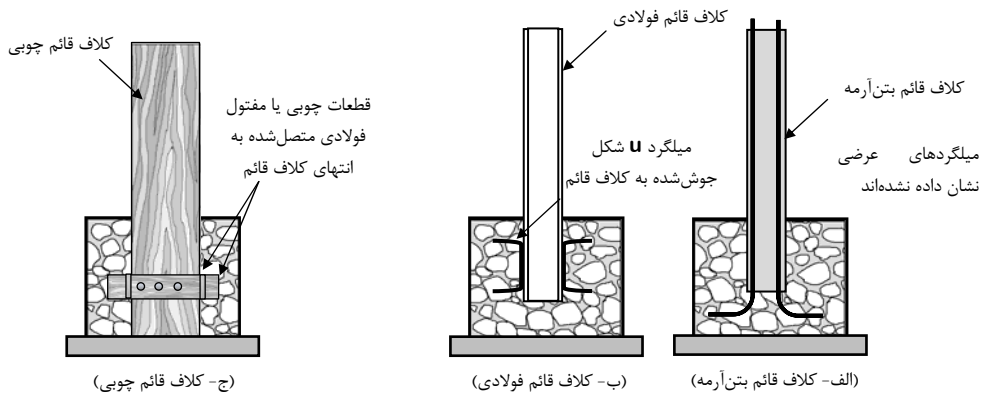
۳- اگر کلاف قائم چوبی باشد، با متصل کردن مفتول‌های فولادی یا قطعه‌های چوبی، مانند شکل (۷-۸-ج).



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



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



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

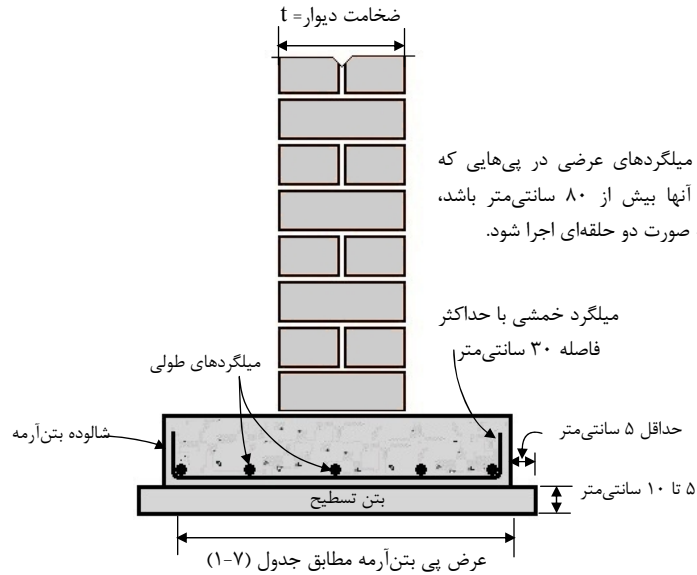
به جای استفاده از کلاف افقی با کرسی چینی مصالح بنایی می‌توان از شالوده بتن آرمه با رعایت شرایط مندرج در جدول (۷-۲) استفاده کرد.

در این حالت رعایت موارد زیر الزامی است:

- ۱- مقاومت مشخصه بتن مورد استفاده در شالوده باید حداقل ۲۰ مگاپاسکال باشد.
- ۲- مقاومت تسلیم میلگرد مورد استفاده در شالوده باید حداقل ۲۴۰ مگاپاسکال باشد.
- ۳- فولاد عرضی باید به میزان فولاد خمشی در نظر گرفته شود.
- ۴- بتن مگر زیر شالوده با ضخامت ۱۰ سانتی‌متر بیشتر از عرض شالوده و حداقل ضخامت ۵ تا ۱۰ سانتی‌متر باشد.

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

تعداد طبقات			نوع خاک محل ساخت
۳	۲	۱	
فولاد خمشی مورد نیاز شالوده در هر سفره			
۳ $\Phi 12$	۲ $\Phi 12$	۲ $\Phi 10$	خاک‌هایی که مقاومت آنها در حدود ۲ تا ۲/۵ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع باشد.
۳ $\Phi 12$	۳ $\Phi 12$	۳ $\Phi 10$	خاک‌هایی که مقاومت آنها بیش از ۱/۵ و کمتر از ۲ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع باشد.
۴ $\Phi 12$	۴ $\Phi 12$	۳ $\Phi 12$	خاک‌هایی که مقاومت آنها بیش از ۱ و کمتر از ۱/۵ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع باشد.
۶ $\Phi 14$	۴ $\Phi 14$	۳ $\Phi 12$	خاک‌هایی که مقاومت آنها در حدود ۱ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع باشد.



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



### ۳-۷ بازشو (در - پنجره - گنجه)

در ساختمان‌های بنایی به طور کلی باید از احداث بازشوه‌های وسیع احتراز شود و حتی‌المقدور بازشوها در قسمت مرکزی دیوار قرار گیرند.

رعایت همه محدودیت‌های ذیل برای هر دیوار سازه‌ای (مطابق تعریف بند ۷-۴-۱) الزامی است:

الف) مجموع سطح بازشوها نباید از یک‌سوم سطح آن دیوار بیشتر باشد.

ب) مجموع طول بازشوها نباید از یک‌دوم طول دیوار بیشتر باشد.

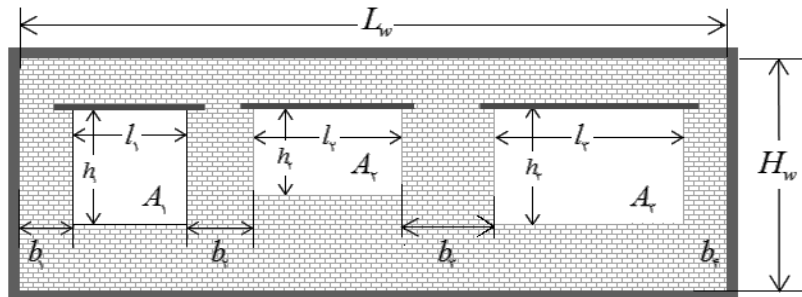
پ) فاصله اولین بازشو از ابتدای طول دیوار نباید از دوسوم ارتفاع بازشو یا ۷۵ سانتی‌متر کمتر باشد، مگر آنکه در طرفین بازشو کلاف قائم قرار داده شود.

ت) فاصله افقی دو بازشو از دوسوم ارتفاع کوچک‌ترین بازشو مجاور خود کمتر نبوده و از یک‌ششم مجموع طول آن دو بازشو نیز کمتر نباشد. در غیر این صورت، جرز بین دو بازشو جزئی از بازشو منظور می‌شود و نباید آن‌را به عنوان دیوار سازه‌ای به حساب آورد و نعل درگاه روی بازشوها باید به صورت یکسره با دهانه‌ای برابر مجموع طول بازشوها به اضافه طول جرز بین آنها و ۲۰ سانتی‌متر اضافه در هر طرف منظور شود.

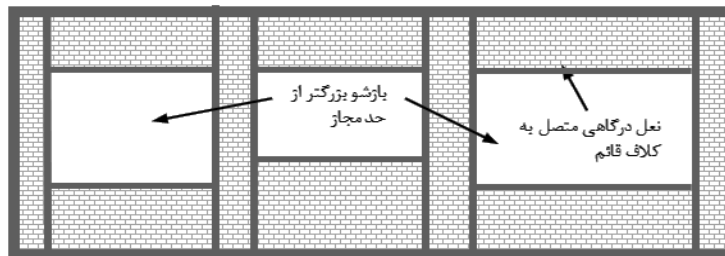
ج) هیچ‌یک از ابعاد بازشو نباید از ۲/۵ متر بیشتر باشد. در غیر این صورت باید طرفین بازشو را با تعبیه کلاف‌های قائم، که به کلاف‌های افقی بالا و پایین آن طبقه متصل می‌شوند، و همچنین با مهار نعل درگاه بازشو در کلاف‌های قائم طرفین تقویت کرد. حداقل مشخصات و ابعاد کلاف‌های قائم باید متناسب با شرایط جدول (۷-۳) تعبیه شوند.

جدول ۳-۷ مشخصات کلاف‌های قائم در اطراف بازشوه‌های بزرگ‌تر از ۲/۵ متر

مشخصات کلاف قائم در اطراف بازشوها	
مقطع کلاف (سانتی‌متر)	۲۰ × ۱۰
میلگردهای طولی کلاف	۲ Φ۱۰
میلگردهای عرضی کلاف	Φ۸ @ ۲۰ cm c/c



در صورت عدم تحقق شرایط فوق



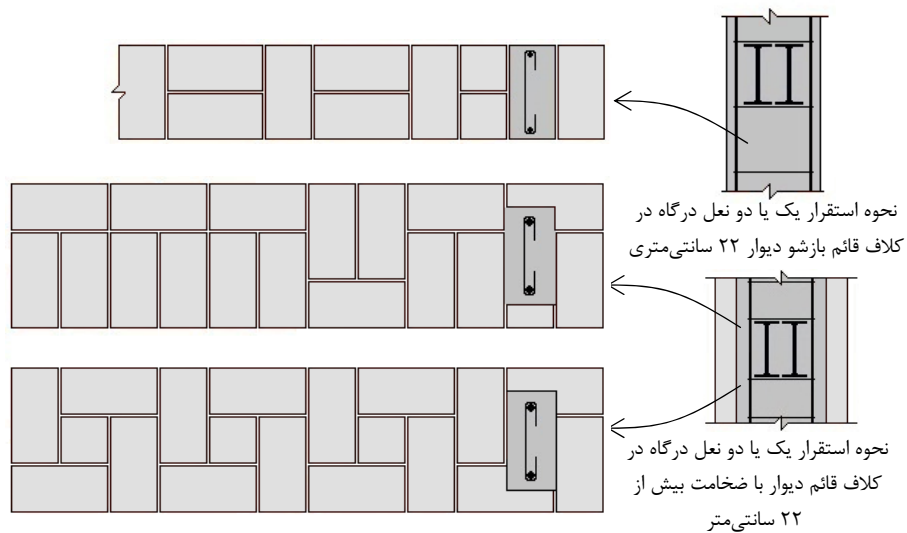
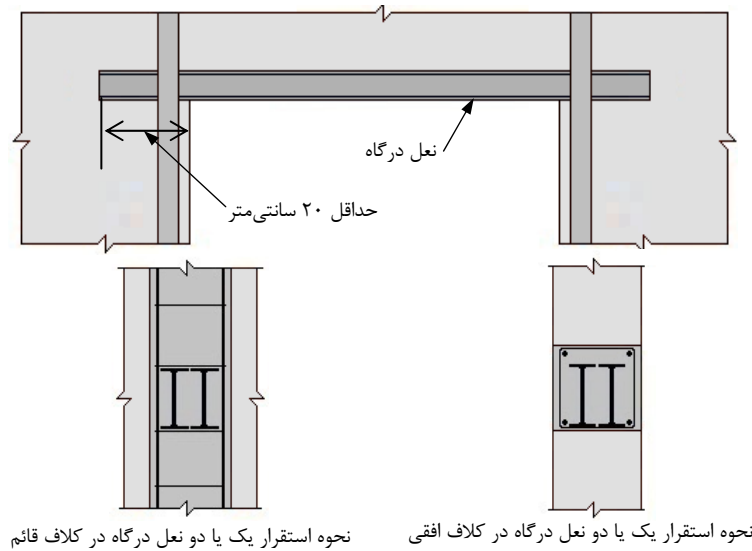
$$A_1 + A_2 + A_3 \leq \frac{1}{3} (L_w \times H_w)$$

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

$$b_1 \geq \frac{2}{3} h_1 \text{ و } \geq 75 \text{ cm} \quad b_2 \geq \frac{2}{3} h_2 \text{ و } \geq \frac{1}{6} (l_2 + l_3) \quad h_i \leq 2/5 m$$

$$b_3 \geq \frac{2}{3} h_3 \text{ و } \geq \frac{1}{6} (l_1 + l_2) \quad b_4 \geq \frac{2}{3} h_4 \text{ و } \geq 75 \text{ cm} \quad l_i \leq 2/5 m$$

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



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

#### ۴-۷ مصالح

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



## ۵-۷ انواع دیوار مصالح بنایی

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

### ۵-۷-۱ دیوارهای سازه‌ای

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

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

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

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

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

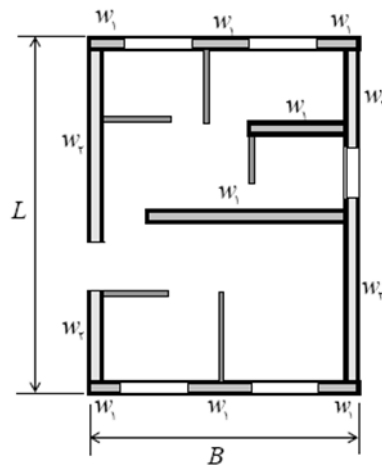
۶- مقدار دیوار سازه‌ای در هر طبقه و در هر یک از امتدادهای طولی و عرضی ساختمان نسبت به کل دیوارها در آن امتداد، نباید از مقادیر مندرج در جدول (۷-۳) و متنابر با خطر نسبی منطقه کمتر باشد.

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

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

### ۷-۵-۲ اجرای دیوارسازه‌ای

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



$$b_{min} = \frac{1}{6}l$$

$$l \leq 5m \text{ یا } 30t$$

$$D_{wx} = \frac{\sum w_{1x}}{L \times B}$$

$$D_{wy} = \frac{\sum w_{2y}}{L \times B}$$

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



#### ۷-۵-۲-۲ چیدن دیوار

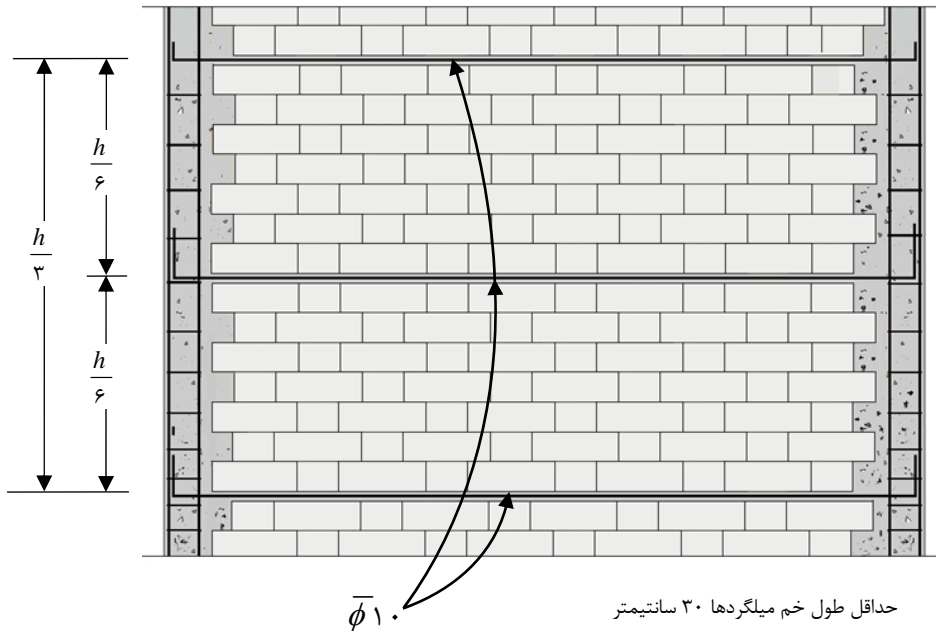
- ۱- برای ساخت دیوار با سنگی که به شکل مکعب مستطیل، یا آجر یا بلوک سیمانی است، نباید بندهای قائم در یک راستا قرار گیرد.
- ۲- درزهای قائم «هرز ملات» باید کاملاً با ملات پر شود.
- ۳- برای اجرای دیوار با سنگ لاشه، لازم است سنگ لاشه‌ها با قفل و بست مجاورهم قرار گرفته و بین آنها کاملاً با ملات پر شود.
- ۴-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

#### ۷-۵-۲-۳ میلگرد میانی

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

۱- یک میلگرد در وسط ارتفاع

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



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

### ۳-۵-۷ دیوار غیرسازه‌ای

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

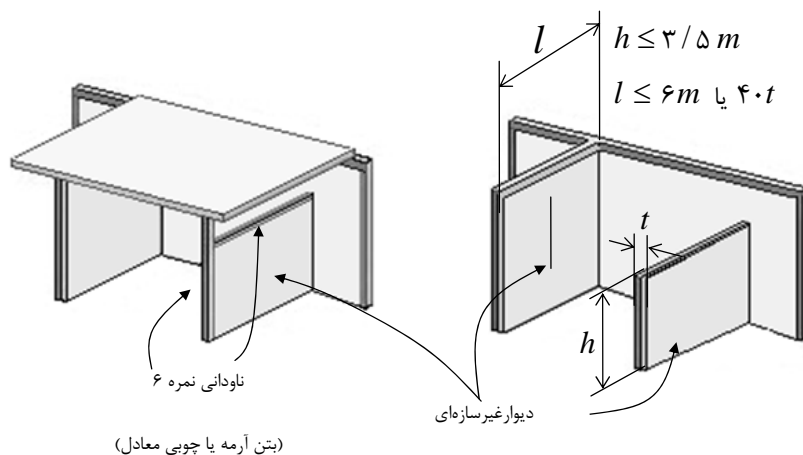
دیوار غیرسازه‌ای باید شرایط زیر را دارا باشد:

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



مناسبتی مقید و محدود شود.

- ۴- دیوار غیرسازه‌ای که در تمام ارتفاع طبقه ادامه دارد، باید کاملاً به زیر پوشش سقف مهار شود، یعنی رگ آخر تیغه با فشار و ملات کافی در زیر سقف جای داده (مُهر) شود.
- ۵- لبه فوقانی (افقی) دیوار غیرسازه‌ای که در تمام ارتفاع ادامه ندارد باید با کلاف فولادی یا ناودانی نمره ۶ یا معادل مقطع بتن مسلح یا چوبی که به دیوارسازه‌ای یا کلاف‌های احاطه‌کننده دیوار غیرسازه‌ای متصل باشد، مقید شود (شکل ۷-۱۴).
- ۶- در صورتی که لبه قائم دیوار غیرسازه‌ای (تیغه) آزاد باشد، این لبه باید به یک تیغه دیگر، یا یک دیوار عمود بر آن، یا کلاف قائم و یا ستونک معادل یک ناودانی فولادی نمره ۶ یا مقطع بتن‌آرمه یا چوبی، با اتصال کافی تکیه داشته باشد.

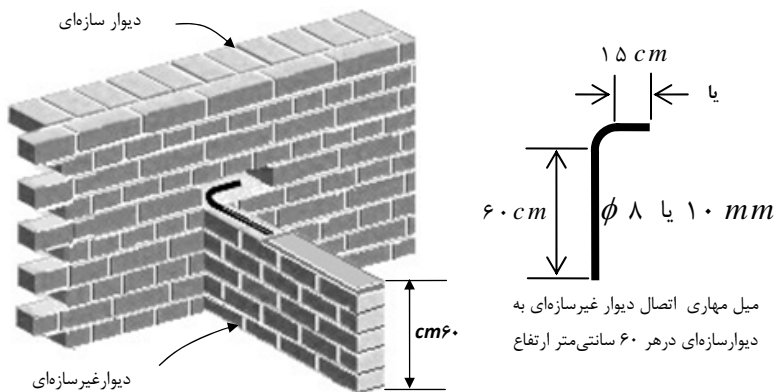


شکل ۷-۱۴ جزئیات دیوارهای غیر سازه‌ای

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

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

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



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

#### ۴-۵-۷ جان‌پناه

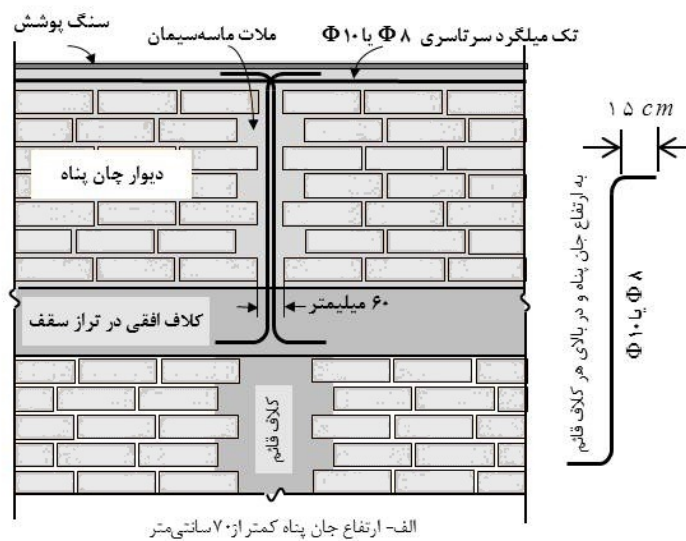
ارتفاع جان‌پناه اطراف بام و بالکن‌ها از کف تمام شده، در صورتی که ضخامت دیوار آن ۱۰ و یا ۲۰ سانتی‌متر باشد، نباید به ترتیب از ۵۰ و ۷۰ سانتی‌متر تجاوز کند و باید مطابق شکل (۷-۱۶) و در فواصل پنج متر از یکدیگر مهار شود. در صورتی که ارتفاع جان‌پناه از ۷۰ سانتی‌متر بیشتر باشد، باید کلاف‌های قائم تا بالای جان‌پناه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

#### ۵-۵-۷ بادگیر

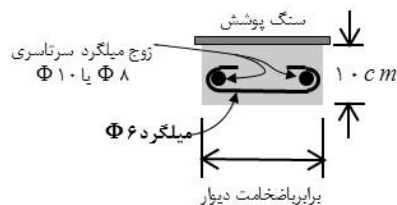
بادگیر ساخته شده با مصالح بنایی و اجزای مشابه نباید از کف بام، بلندتر از ۱/۵ متر باشد. در صورتی که ارتفاع بادگیر از این مقدار تجاوز کند باید به وسیله عناصر قائم فولادی یا بتن‌آرمه به نحو مناسبی تقویت و در کف بام گیردار شود.

### ۶-۵-۷ دودکش

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



الف- ارتفاع جان پناه کمتر از ۷۰ سانتی‌متر



ب- کلاف افقی روی جان پناه، ارتفاع جان پناه بیش از ۷۰ سانتی‌متر

شکل ۱۶-۷ جزئیات مهار جان پناه

### ۶-۷ کلاف بندی

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

می‌شود، در دیوار تعبیه شود.

#### ۷-۶-۱ کلاف‌بندی افقی

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

#### الف) تراز روی شالوده یا شالوده

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

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

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

#### ب) تراز روی دیوار در هر طبقه

کلاف تراز روی دیوار می‌تواند از بتن‌آرمه یا از پروفیل‌های فولادی معادل تیرآهن نمره ۱۰ ساخته شود و باید شرایط زیر را دارا باشد:

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

۲- اگر ضخامت دیوار خارجی بیش از ۲۰ سانتی‌متر است، برای امکان نماسازی، می‌توان عرض کلاف را ۲۰ سانتی‌متر اختیار کرد.

۳- در هر حال اختلاف عرض کلاف با ضخامت دیوار نباید از ۱۲ سانتی‌متر بیشتر باشد.

۴- ارتفاع کلاف نباید از ۲۰ سانتی‌متر کمتر باشد.

۵- اگر به جای کلاف بتن‌آرمه از تیرآهن نمره ۱۰، یا پروفیل‌های فولادی معادل، استفاده شود،

باید کلاف فولادی به خوبی به سقف متصل شود. همچنین این کلاف باید به نحوی مناسب با

کلاف قائم یا دیوار (مثلاً ملات با حداقل ضخامت ۵ سانتی‌متر) متصل و پایدار شود.

۶- چنانچه سقف از تاوله تخت بتن‌آرمه درجا ساخته شود، نیازی به کلاف افقی اضافی در تراز سقف نیست.

#### ۷-۶-۱-۲ میلگرد کلاف افقی بتن‌آرمه

۱- میلگردهای طولی در کلاف افقی بتن‌آرمه باید از نوع آجدار و حداقل قطر ۱۰ میلی‌متر باشد.

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



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

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

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

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

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

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

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

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

#### ۷-۶-۱-۳ اتصال کلاف‌های افقی

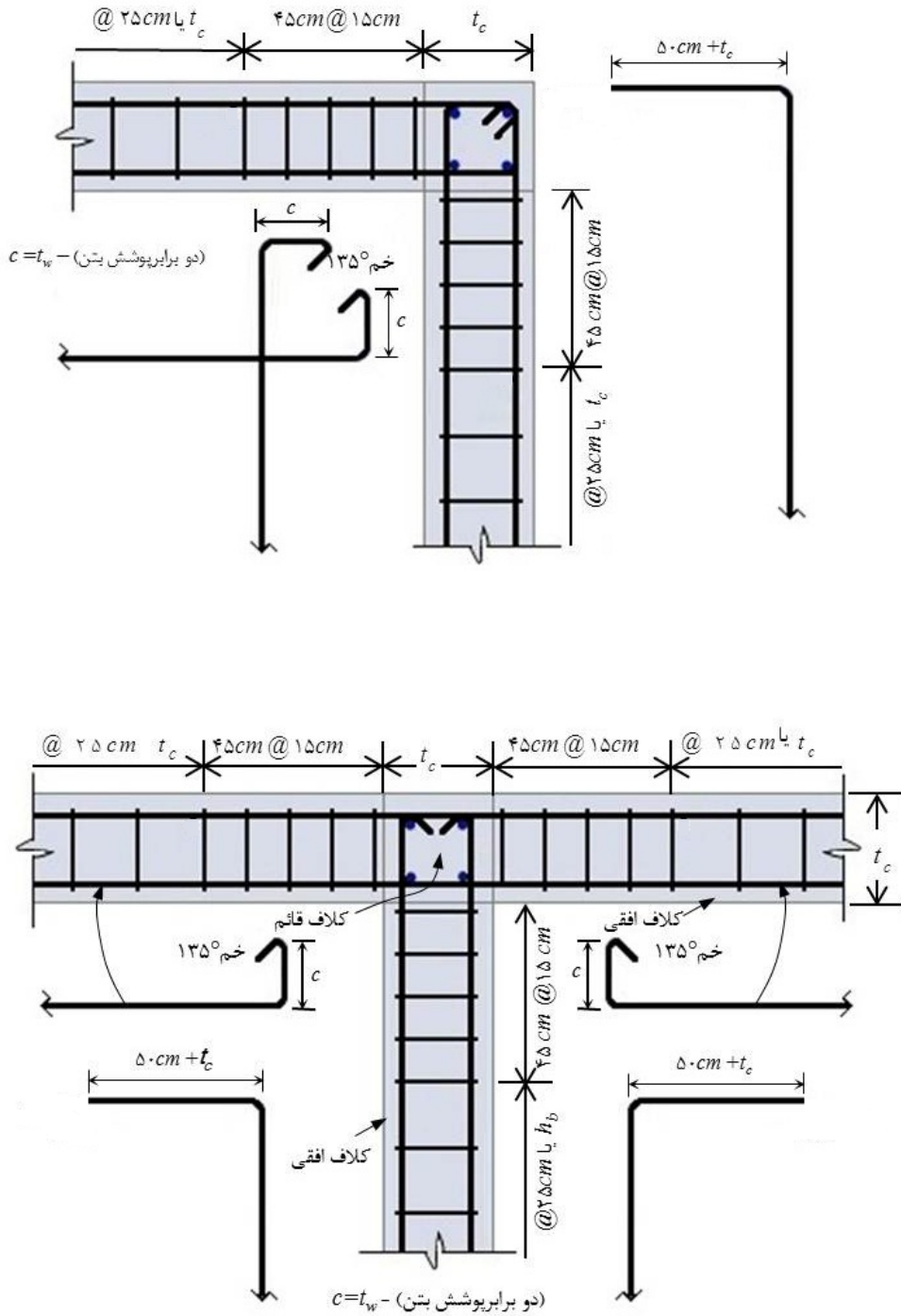
۱- در هر تراز، اضلاع مختلف کلاف‌ها باید به یکدیگر متصل شوند تا ساختمان دارای کلاف‌بندی یکپارچه و به هم پیوسته‌ای باشد.

۲- میلگردهای محل تلاقی اضلاع کلاف (به‌ویژه برای کلاف روی دیوار) باید به‌نحوی تنظیم شود که اتصال کلاف‌ها به‌خوبی تأمین گردد (شکل ۷-۱۷).

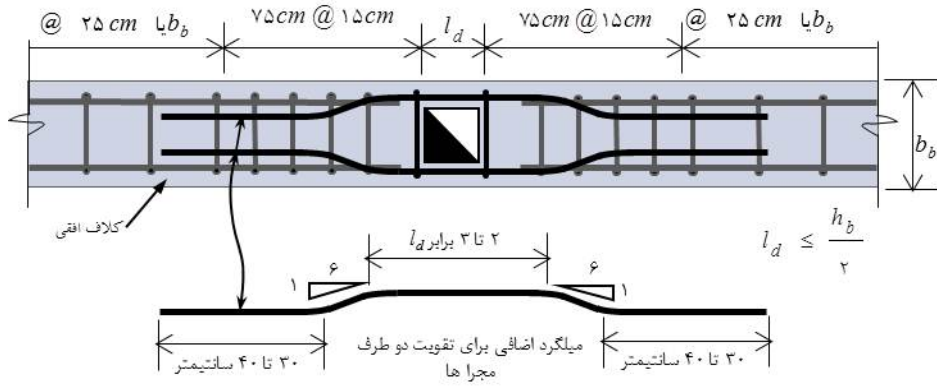
۳- کلاف روی دیوار نباید در هیچ‌جا منقطع باشد.

۴- در صورتی که مجاری دودکش، تهویه و نظایر آنها با کلاف افقی تلاقی کند، باید میلگردهای کلاف از دو طرف این مجاری عبور داده شود و قطر یا عرض این مجاری نباید از نصف عرض کلاف بیشتر باشد (شکل ۷-۱۸).

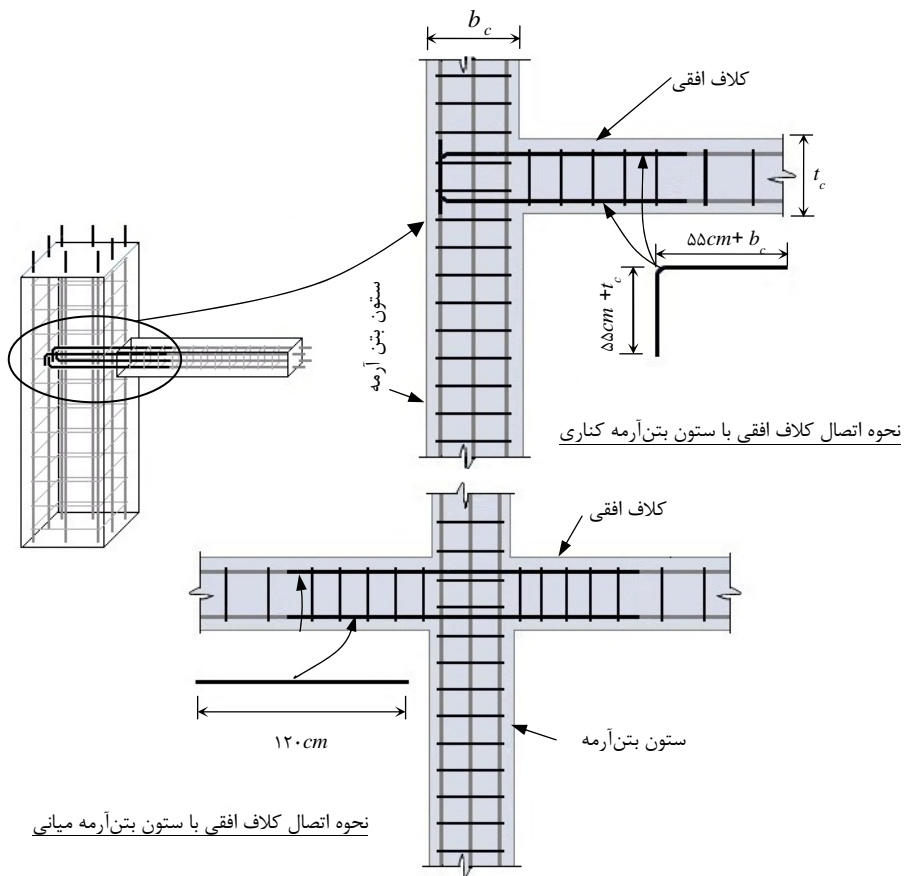
۷-۶-۱-۴ در صورتی که ساختمان بنایی دارای ستون‌های فولادی و یا بتن‌آرمه نیز باشد این ستون‌ها باید به‌نحوی مناسب در بالا به عناصر سقف و یا کلاف روی دیوار و در پایین به کلاف زیر دیوار متصل شوند (شکل‌های ۷-۱۹ و ۷-۲۰).



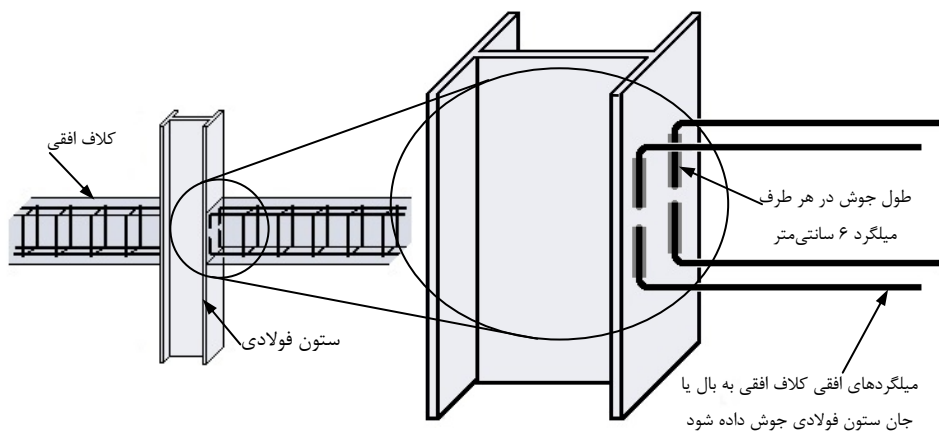
شکل ۷-۱۷ جزئیات میلگردگذاری برای اتصال دو کلاف افقی باکلاف قائم



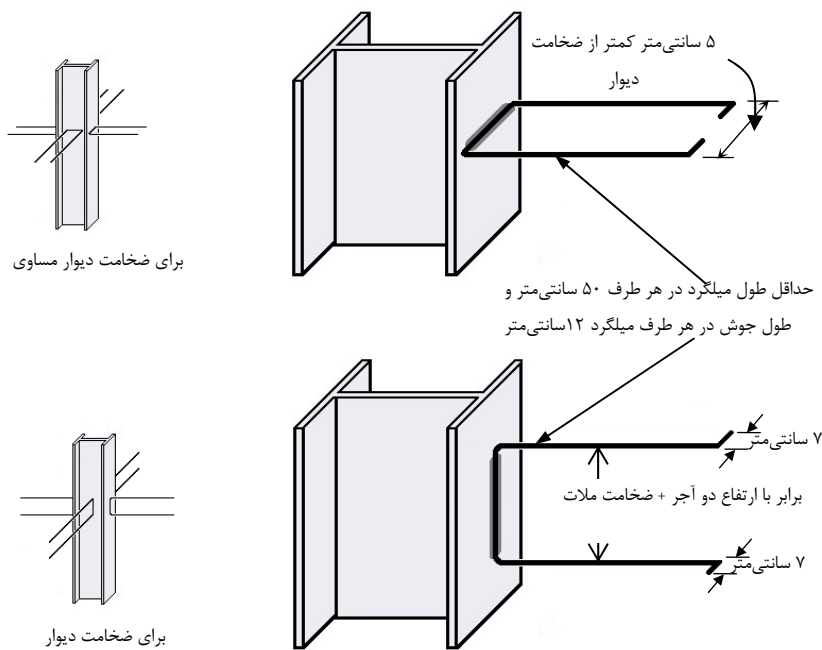
شکل ۷-۱۸ پلان جزئیات میلگردگذاری اطراف مجاری (دودکش و تهویه) عبور داده شده از کلاف افقی



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



الف- نحوه اتصال کلاف افقی به ستون فولادی



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

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



### ۷-۶-۲ کلاف‌بندی قائم

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

### ۷-۶-۲-۱ موقعیت کلاف‌های قائم

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

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

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

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

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

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

۷- کلاف قائم نباید در هیچ جا منقطع باشد.

### ۷-۶-۲-۲ میلگرد کلاف قائم بتن‌آرمه

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

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

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

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

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

- ۶- حداکثر فاصله تنگ‌ها در ناحیه بحرانی باید به ۱۵ سانتی‌متر کاهش یابد.
- ۷- طول ناحیه بحرانی در کلاف قائم از بر داخلی کلاف افقی محاسبه شده و برابر با بزرگ‌ترین مقادیر زیر است:
  - الف- یک‌پنجم فاصله محور تا محور کلاف‌های افقی بالا و پایین دیوار بنایی
  - ب- دو برابر ضخامت کلاف قائم در راستای عمود بر دیوار
- ۸- در ناحیه بحرانی و در محل اتصال کلاف‌ها به یکدیگر نباید وصله میلگرد قرار گیرد، بلکه وصله میلگردها باید در یک‌سوم میانی ارتفاع کلاف تعبیه شود.
- ۹- میلگردهای اصلی کلاف قائم باید با حداقل طول مهاری ۴۰ سانتی‌متر در انتها به زاویه ۹۰ درجه ختم و در کلاف افقی در تراز سقف مهار شود (شکل ۷-۲۱).
- ۱۰- آرماتورهای اصلی کلاف قائم باید حداقل به اندازه ۴۰ سانتی‌متر به صورت قائم و ۲۰ سانتی‌متر با خم ۹۰ درجه در داخل شالوده مهار شود (شکل ۷-۲۲).
- ۱۱- پوشش بتن اطراف میلگردهای طولی نباید از ۲/۵ سانتی‌متر کمتر باشد.

#### ۷-۶-۲-۳ نحوه اجرای کلاف قائم بتن آرمه

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

- الف- اجرای دیوار و باز گذاشتن محل کلاف به صورت کنگره‌ای
- ب- میلگردگذاری و تأمین همپوشانی با میلگردهای انتظار
- پ- نصب مرحله‌ای قالب بیرونی به ارتفاع ۷۰ سانتی‌متر از پایین به بالا
- ت- ملات‌ریزی مرحله‌ای و ویبره کردن برای حصول اطمینان از جاگیری ملات در تمام فضاهای خالی

#### ۷-۶-۲-۴ کلاف‌های قائم معادل

به جای کلاف قائم بتنی می‌توان از کلاف فولادی یا چوبی به شرح زیر استفاده کرد.

#### ۷-۶-۲-۴-۱ کلاف‌های قائم فولادی

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



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

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

#### ۷-۶-۲-۴-۲ کلاف‌های قائم چوبی

۱- برای ساختمان‌های یک طبقه در مناطق با خطر نسبی متوسط یا کم، می‌توان به جای کلاف بتن‌آرمه از پایه یا ستون چوبی با حداقل مقطع ۵۰ سانتی‌متر مربع استفاده کرد. کوچک‌ترین بعد کلاف چوبی باید حداقل ۵ سانتی‌متر باشد. کلاف چوبی باید عاری از ترک، شکاف و اعوجاج باشد.

۲- کلاف چوبی باید به خوبی در کلاف‌های افقی تراز سقف و زیر دیوار و داخل شالوده مهارشود.

#### ۷-۶-۲-۵ میلگردگذاری معادل

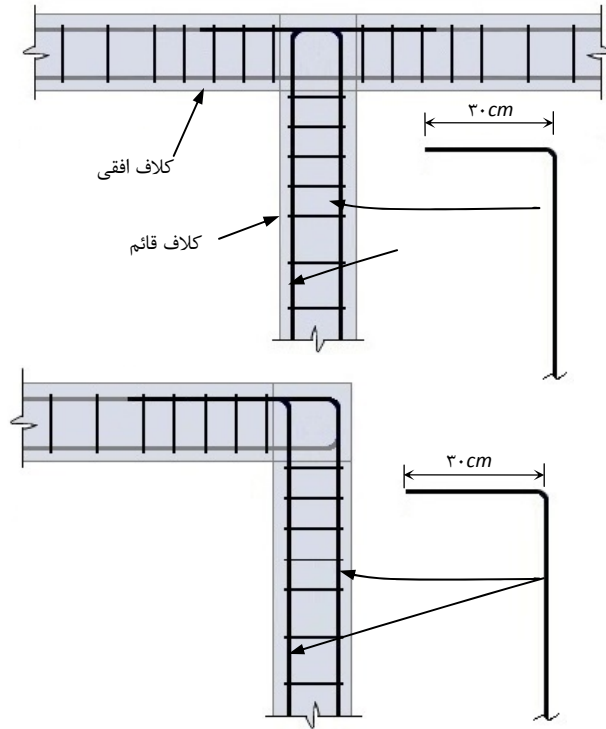
به جای کلاف‌های قائم می‌توان میلگردهایی را مطابق با شرایط زیر و در محل‌های تعیین شده در دیوارهای سازه‌ای توزیع کرد (شکل ۷-۲۳):

۱- میلگردهای قائم از نوع آجدار با قطر ۱۰ میلی‌متر و با فاصله حداقل ۶۰ و حداکثر ۱۲۰ سانتی‌متر تعبیه شود.

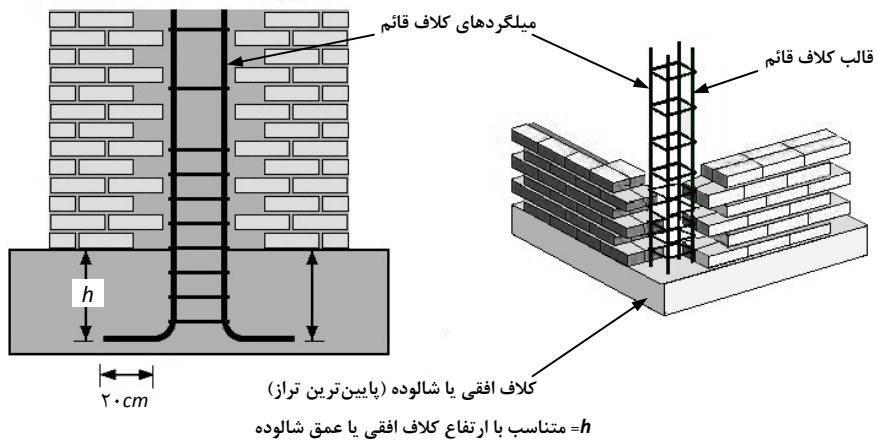
۲- میلگردهای قائم باید با میلگردهای افقی به قطر حداقل ۶ میلی‌متر و در فاصله‌های حداکثر ۲۵ سانتی‌متر به یکدیگر بسته شود.

۳- برای هر میلگرد قائم باید فضایی با حداقل ۶ سانتی‌متر در هر ضلع ایجاد شود که همزمان با چیدن دیوار با ملات پر شود.

۴- میلگردهای قائم باید در کلاف‌های افقی بالا و پایین با خم ۹۰ درجه و حداقل ۴۰ سانتی‌متر مهار شود.



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



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



#### ۶-۲-۶-۷ اتصال کلاف‌های قائم

- ۱- در هر تراز و در کلیه نقاط تقاطع، کلاف‌های قائم و افقی باید به یکدیگر متصل شوند تا ساختمان کلاف‌بندی شده مانند یک سامانه سه بعدی یکپارچه و به هم پیوسته عمل کند.
- ۲- کلاف‌های قائم افقی باید در تمام نقاط تقاطع به یکدیگر متصل شوند به طوری که میلگردهای طولی آنها در تمام طول نقاط تقاطع ادامه یابد.
- ۳- در نقاط تقاطع کلاف‌های افقی و قائم، وقتی کلاف قائم ادامه نمی‌یابد، میلگردهای اصلی کلاف قائم باید متناسب با عمق کلاف در داخل کلاف افقی مهار شود (شکل ۷-۲۲).
- ۴- در صورتی که مجاری دودکش، تهویه، کانال کولر و نظایر آنها با کلاف قائم تلاقی کند، باید میلگردهای کلاف از دو طرف این مجاری عبور داده شود. به علاوه قطر یا عرض این مجاری نباید از نصف عرض مقطع کلاف بیشتر باشد (شکل ۷-۲۴).

#### ۳-۶-۷ کلاف‌بندی دیوارهای مثلثی شکل

- اگر بر روی دیوارهای انتهایی ساختمان بنایی، که سقف آن خرپا یا شیروانی است، خرپا نباشد، باید قسمت مثلثی شکل این دیوارها با کلاف‌بندی به شرح زیر تقویت گردد (شکل ۷-۲۵):
- ۱- در قاعده قسمت مثلثی شکل دیوار انتهایی به محاذات کلاف زیر تکیه‌گاه خرپاها، کلاف افقی مطابق بند (۷-۶-۱) تعبیه و به یکدیگر متصل شود.
  - ۲- سطح فوقانی دیوار مثلثی شکل با کلاف پوشانده شود، به طوری که سطح بالای کلاف موازی صفحه پوشش و سطح زیرین آن پلکانی باشد.
  - ۵- بین دو کلاف پایین و بالای قسمت مثلثی شکل دیوار، کلاف‌های قائم حداکثر به فاصله ۵ متر مطابق بند (۷-۶-۲) تعبیه و در کلاف‌های تحتانی و فوقانی مهار شود.

#### ۷-۷ سقف

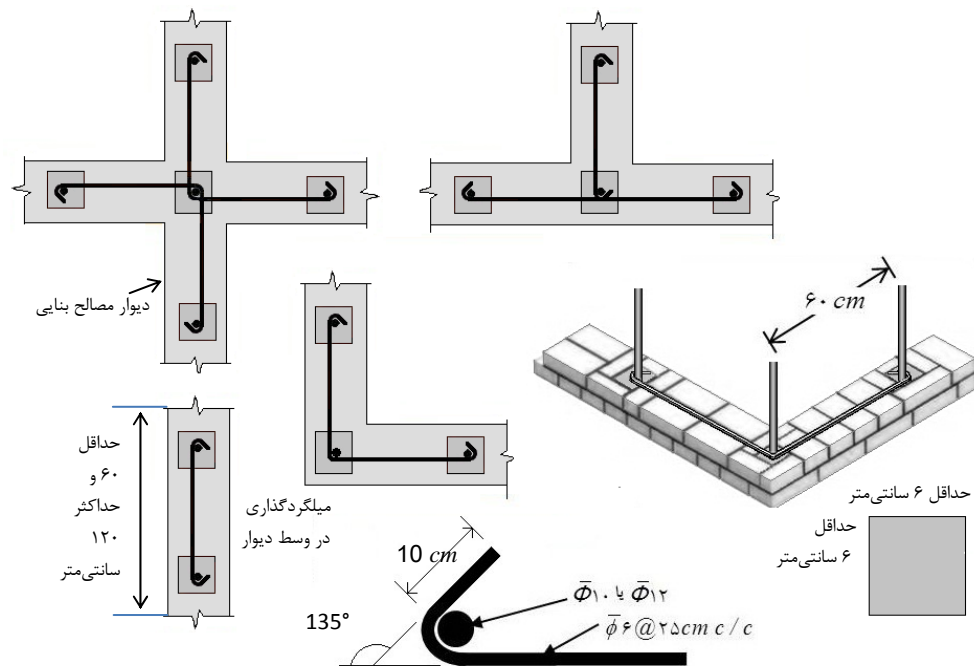
سقف ساختمان بنایی باید یکپارچه بوده و در برابر نیروهای ناشی از زلزله از تکیه‌گاه خود جدا نشود.

### ۱-۷-۷ انواع سقف

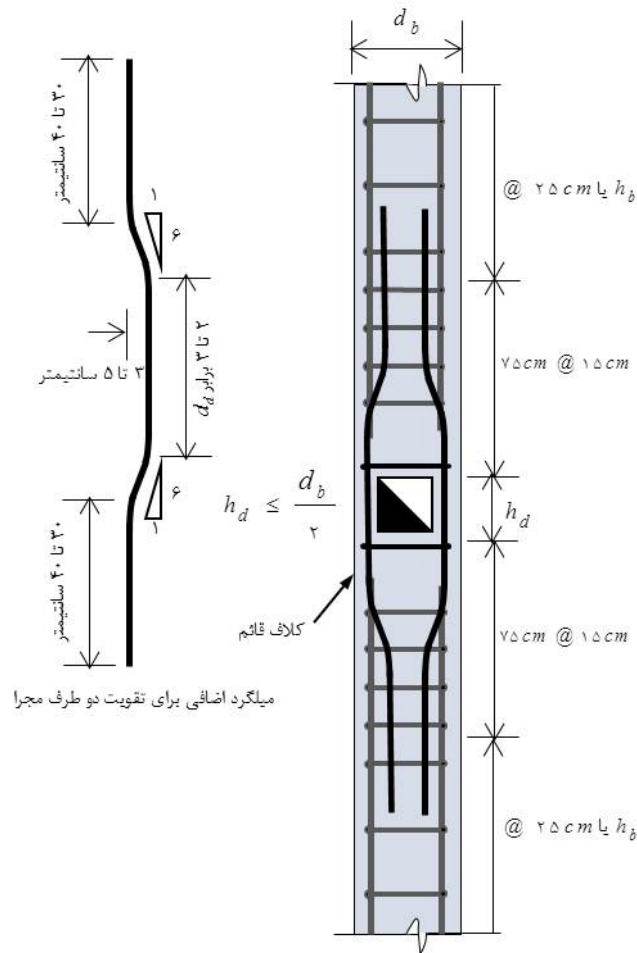
سقف‌های مجاز و متداول برای ساختمان بنایی می‌توانند به صورت تخت، شیب‌دار یا قوسی با استفاده از طاق ضربی، تیرچه بلوک و چوبی اجرا شود.

### ۲-۷-۷ مصالح سقف

- ۱- مصالح مصرفی سقف باید مطابق با فصل پنجم مقررات ملی ساختمان باشد.
- ۲- کاربرد چوب به‌عنوان عنصر باربر سقف در صورتی مجاز است که پوشش سقف از نوع سبک نظیر تخته- ورق آهن یا صفحات موجدار فلزی باشد و در این صورت برای کلاف‌بندی سقف نیز می‌توان از چوب استفاده کرد.
- ۳- سقف چوبی با پوشش حصیر و نی با گِل و یا شفته آهک و یا طاق خستی مجاز نیست.



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



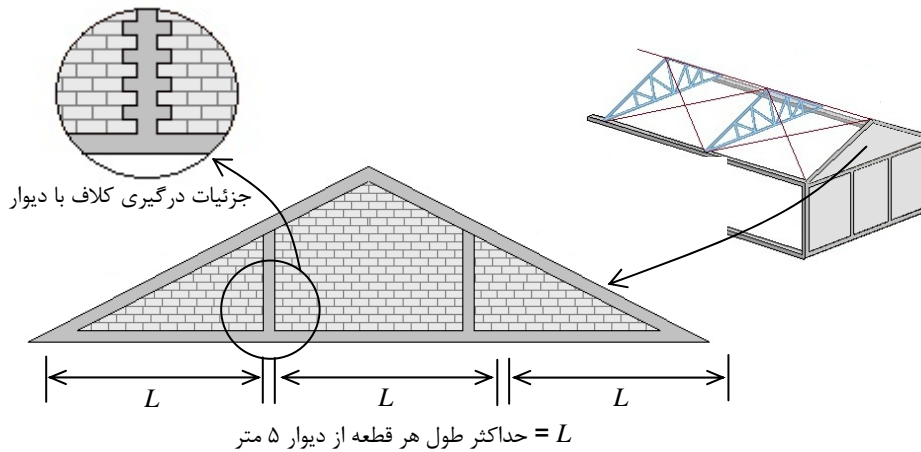
شکل ۷-۲۴ میلگردگذاری اطراف مجاری (دودکش و تهویه) عبور داده شده از کلاف قائم

### ۷-۳-۷ اتصال سقف به تکیه گاه

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

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

- ۲- اگر سقف طاق ضربی بر روی دیوار قرار می‌گیرد، باید تیرآهن‌های سقف در داخل کلاف افقی به‌خوبی مهار شود. برای این منظور می‌توان به یکی از روش‌های زیر اقدام کرد (شکل ۷-۲۶):
- الف) اگر کلاف افقی بتن‌آرمه باشد، باید تیرآهن‌های سقف به صفحات فولادی، که از قبل روی کلاف و به‌وسیله میلگرد داخل آن مهار شده، متصل شوند.
- ب) اگر کلاف افقی فولادی باشد، باید تیرآهن‌های سقف به آنها متصل شوند.
- پ) طول تکیه‌گاه تیرآهن‌های سقف طاق ضربی نباید از ارتفاع تیر یا از ۲۰ سانتی‌متر کمتر باشد.
- ۳- اگر سقف ساختمان بنایی دال بتنی پیش‌ساخته باشد، باید به یکی از روش‌های زیر اتصال سقف به کلاف‌های افقی تأمین شود:
- الف) دال پیش‌ساخته در کلاف افقی بتن‌آرمه مهار شود.
- ب) دال پیش‌ساخته با مهار مناسب بر روی کلاف افقی بتن‌آرمه قرار داده شود.
- ۴- سقف‌های تیرچه-بلوک باید به‌خوبی به کلاف افقی مهار شده و بتن‌ریزی تیرچه‌ها و کلاف هم‌زمان انجام شود.
- ۵- برای سقف‌های بتن‌آرمه درجا باید طول تکیه‌گاه سقف به صورت زیر باشد:
- الف) اگر ضخامت دیوار ۲۰ سانتی‌متر است، طول تکیه‌گاه نباید از ۱۵ سانتی‌متر کمتر باشد.
- ب) اگر ضخامت دیوار بیشتر از ۲۰ سانتی‌متر است، حداقل طول تکیه‌گاه باید ۱۵ سانتی‌متر یا ضخامت دیوار منهای ۱۲ سانتی‌متر هرکدام بیشتر است، باشد.
- ۶- عناصر سازه‌ای راه‌پله باید در پاگردهایی که هم‌سطح ساختمان هستند، در کلاف‌بندی افقی سقف مهار شوند.



شکل ۷-۲۵ کلاف‌بندی دیوار انتهایی زیر سقف‌های شیب‌دار

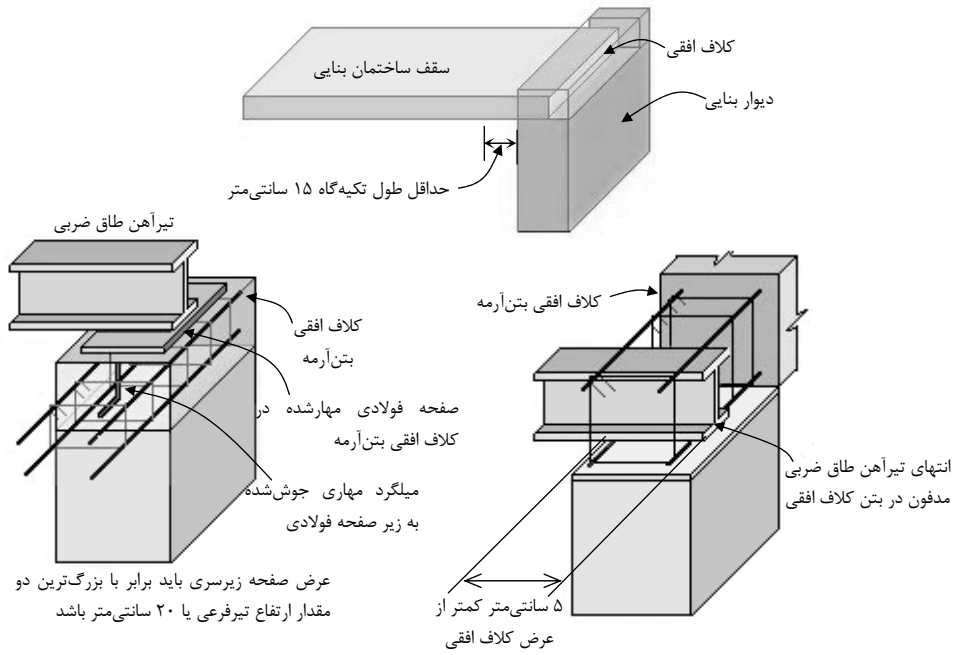
#### ۴-۷-۷ انسجام سقف

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

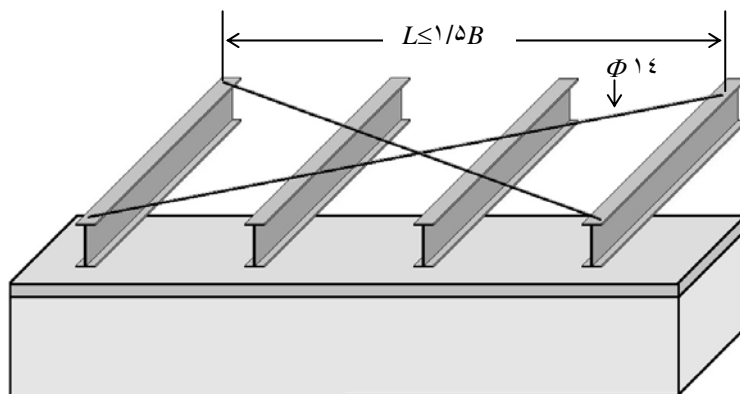
##### ۱-۴-۷-۷ سقف طاق ضربی

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

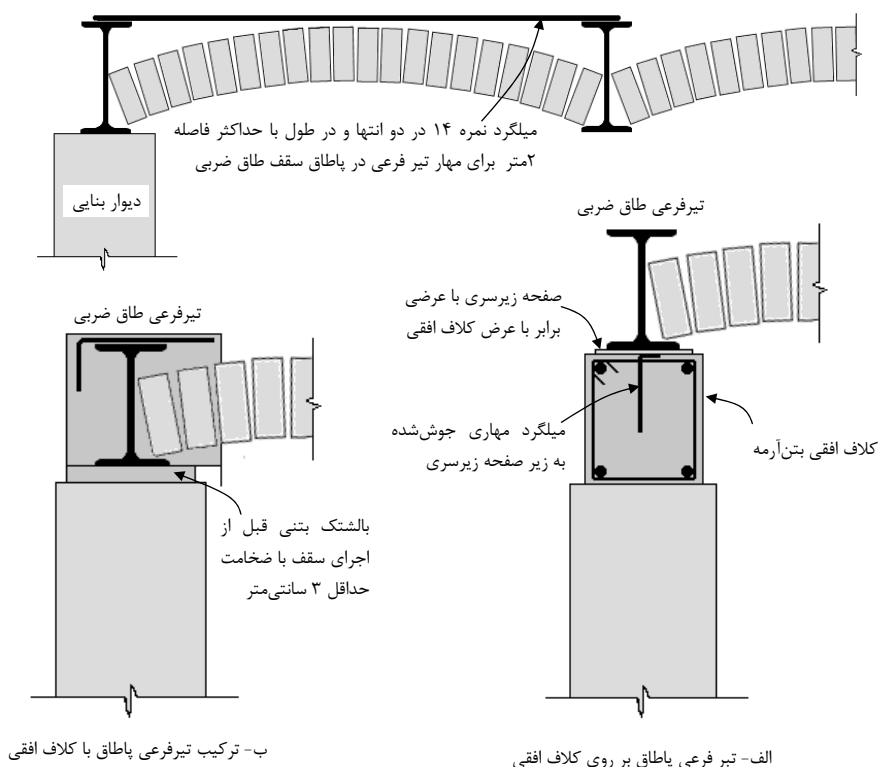
۵- حداقل سطح مقطع میلگرد و یا تسمه که برای مهاربندی ضربدری تیرآهن‌های سقف و یا استوار کردن آخرین دهانه به کار می‌رود، میلگرد ۱۴ میلی‌متر و یا تسمه معادل آن می‌باشد.



شکل ۷-۲۶ نمونه‌های اتصال تیرآهن سقف طاق ضربی به کلاف افقی بتن‌آرمه



شکل ۷-۲۷ نحوه منسجم کردن تیر آهن های سقف طاق ضربی



شکل ۷-۲۸ جزئیات مربوط به نحوه منسجم کردن تیر آهن های سقف طاق ضربی

#### ۷-۷-۴-۲ سقف تیرچه بلوک

الف) تیرچه‌ها به نحو مناسبی به کلاف‌های افقی مطابق زیربند ۴ از بند (۷-۷-۳) متصل شوند.  
ب) ضخامت بتن پوشش روی بلوک‌ها باید حداقل ۵ سانتی‌متر باشد و میلگرد مورد استفاده در بتن پوشش سقف حداقل به قطر ۶ میلی‌متر به فواصل حداکثر ۲۵ سانتی‌متر در جهت عمود بر تیرچه‌ها قرار داده شود.

پ) در صورت تجاوز دهانه تیرچه‌ها از ۴ متر، تیرچه‌ها به وسیله کلاف عرضی، که عرض مقطع آن حداقل ۱۰ سانتی‌متر باشد، به هم متصل شوند. این کلاف باید دارای حداقل ۲ میلگرد آجدار سراسری به قطر ۱۰ میلی‌متر، یکی در بالا و دیگری در پایین مقطع کلاف باشد (شکل ۷-۲۹).

ت) در صورت وجود طره در سقف، در بالای تیرچه بر روی تکیه‌گاه میلگردهایی حداقل به اندازه میلگردهای پایین به طول مهار ۱/۵ متر پیش‌بینی گردد.

#### ۷-۷-۴-۳ خرپاها

در اجرای خرپاها رعایت موارد زیر الزامی است:

الف) با تعبیه مهاربندهای مورب (در صفحه قائم) و افقی مناسب، بین خرپاها انسجام سقف تأمین شود (شکل ۷-۳۰).

ب) اضلاع مختلف خرپای چوبی در نقاط اتصال به یکدیگر با پیچ و مهره و یا اسکوپ‌های فولادی کاملاً به هم محکم شوند (میخ کردن ساده این اضلاع به یکدیگر کافی نیست).

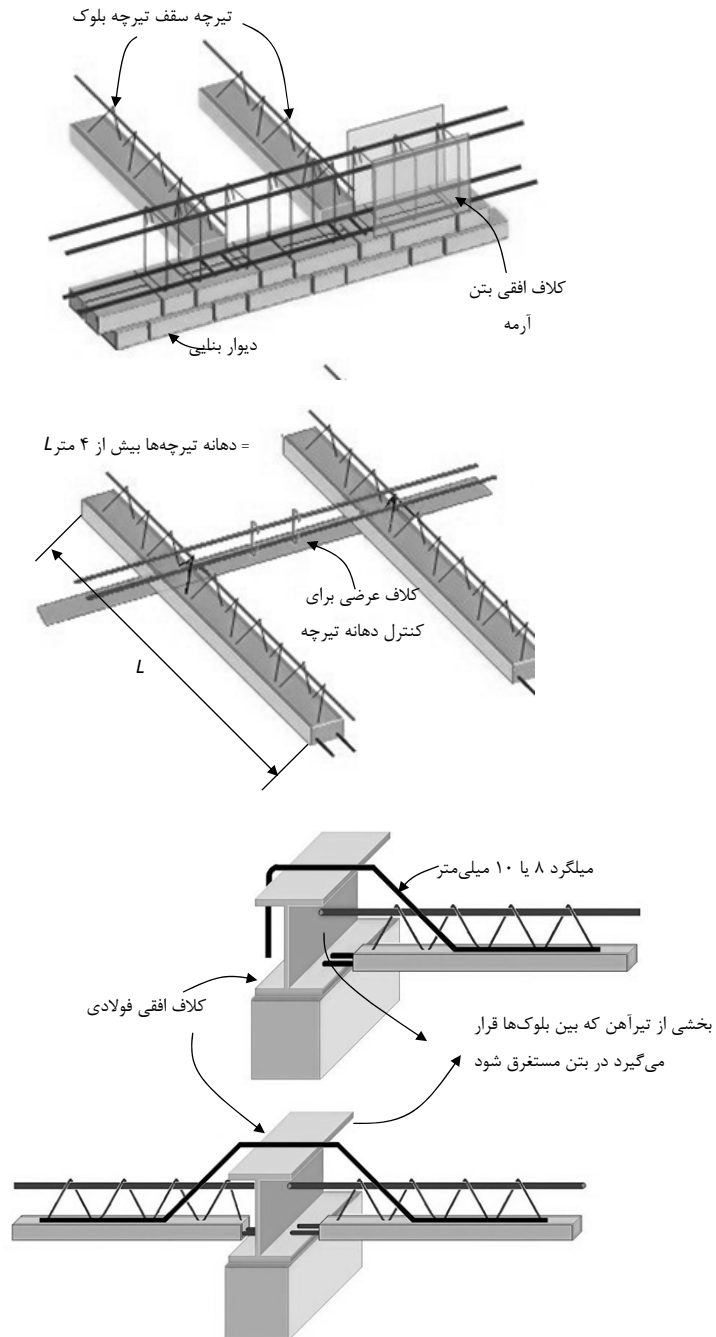
پ) در سقف‌های مسطح شیب‌دار چنانچه سقف به صورت خرپا نباشد، عناصر مناسبی برای مقابله با رانش سقف تعبیه شود.

#### ۷-۷-۵ سقف کاذب

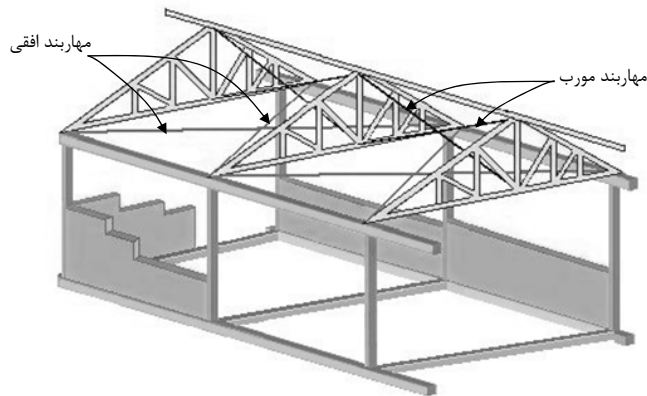
در اجرای سقف کاذب رعایت موارد زیر الزامی است:

۱- سقف کاذب باید حتی‌المقدور با مصالح سبک ساخته شود و قاب‌بندی آن به نحوی مناسب به سقف، اسکلت و یا کلاف‌بندی ساختمان متصل گردد تا ضربه تکان‌های ناشی از زلزله موجب خرابی دیوارهای مجاور نشود.

۲- سقف‌های کاذب باید به نحو مناسبی به سازه اصلی ساختمان، سقف‌ها، کلاف‌ها و دیوارهای باربر، متصل شوند، به طوری که علاوه بر وزن آنها نیروی جانبی ایجاد شده در آنها به نحو مناسبی، نظیر استفاده از مهاربند موضعی، به سازه اصلی منتقل گردد.



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

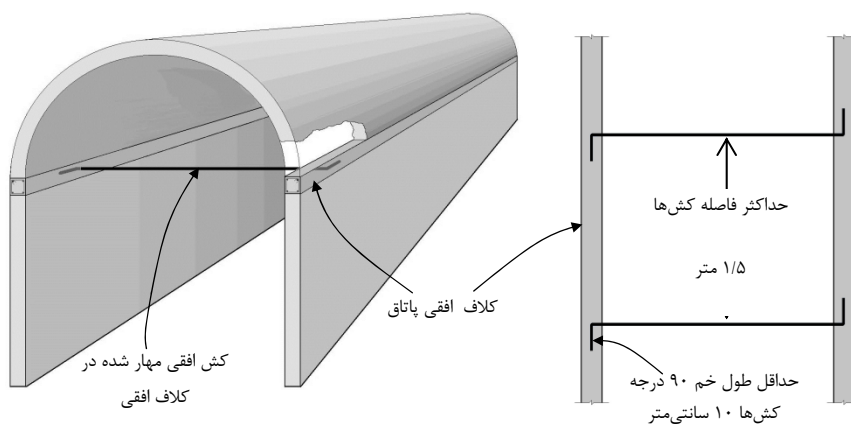


شکل ۷-۳۰ تعبیه مهاربندهای قائم و افقی در خرپاها

### ۷-۶-۶ سقف‌های قوسی

در صورت تحقق شرایط زیر می‌توان از سقف‌های قوسی استفاده کرد:

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



شکل ۷-۳۱ تعبیه مهاربندهای افقی در طاق‌های قوسی استوانه‌ای



## ۷-۸ نماسازی

### ۷-۸-۱ نمای آجری

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

### ۷-۸-۲ نمای سنگی

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

## ۷-۹ خرپشته

احداث خرپشته باید با رعایت شرایط زیر انجام شود:

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

# پیوست ۱

درجه‌بندی خطر نسبی زلزله در شهرها و نقاط مهم ایران



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



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

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



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

خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
		*		اصفهان	انارک	۱۰۵
	*			گلستان	انبارآلوم	۱۰۶
	*			زنجان	اند آباد	۱۰۷
*				کرمان	اندوهجرد	۱۰۸
*				تهران	اندیشه	۱۰۹
	*			خوزستان	اندیمشک	۱۱۰
	*			اردبیل	اودلو	۱۱۱
	*			فارس	اوز	۱۱۲
	*			آذربایجان شرقی	اهر	۱۱۳
	*			بوشهر	اهرم	۱۱۴
		*		خوزستان	اهواز	۱۱۵
	*			فارس	ایج	۱۱۶
	*			خوزستان	ایذه	۱۱۷
	*			سیستان و بلوچستان	ایران‌شهر	۱۱۸
	*			فارس	ایزدخواست	۱۱۹
	*			مازندران	ایزدشهر	۱۲۰
*				خراسان جنوبی	ایسک	۱۲۱
		*		ایلام	ایلام	۱۲۲
	*			آذربایجان شرقی	ایلخچی	۱۲۳
	*			آذربایجان شرقی	ایلخی	۱۲۴
		*		اصفهان	ایمانشهر	۱۲۵
	*			گلستان	اینچه برون	۱۲۶
		*		ایلام	ایوان	۱۲۷
	*			سمنان	ایوانکی	۱۲۸
<b>ب</b>						
	*			فارس	باب انار	۱
*				چهارمحال و بختیاری	باباحیدر	۲

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

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



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

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



خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			مازندران	بهنمیر	۱۱۱
		*		سمنان	بیارجمند	۱۱۲
	*			کرمان	بیاض	۱۱۳
		*		کردستان	بیجار	۱۱۴
*				قزوین	بیدستان	۱۱۵
	*			خراسان	بیرجند	۱۱۶
	*			فارس	بیرم	۱۱۷
	*			کرمانشاه	بیستون	۱۱۸
		*		ایلام	بیشه دراز	۱۱۹
	*			اردبیل	بيله سوار	۱۲۰
<b>پ</b>						
	*			کهگیلویه و بویراحمد	پاتاوه	۱
	*			اردبیل	پارس آباد	۲
	*			هرمزگان	پارسیان	۳
	*			کرمان	پاریز	۴
	*			تهران	پاکدشت	۵
	*			کرمانشاه	پاوه	۶
*				تهران	پردیس	۷
	*			مرکزی	پرندک	۸
	*			کرمان	پشت رود	۹
	*			مازندران	پل سفید	۱۰
	*			سیستان و بلوچستان	پلان	۱۱
		*		لرستان	پلدختر	۱۲
	*			آذربایجان غربی	پلدشت	۱۳
*				مازندران	پلور	۱۴
	*			مازندران	پول	۱۵
		*		ایلام	پهله	۱۶

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



خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			مازندران	تنکابن	۲۳
	*			بوشهر	تنگ ارم	۲۴
*				لرستان	توشک آبسرد	۲۵
	*			همدان	تویسرکان	۲۶
*				سمنان	تویه	۲۷
*				تهران	تهران	۲۸
		*		اصفهان	تیران	۲۹
	*			خراسان جنوبی	تیغدر	۳۰
*				آذربایجان شرقی	تیکمه داش	۳۱
<b>ث</b>						
	*			کرمانشاه	ثلاث باباجانی	۱
<b>ج</b>						
	*			خراسان شمالی	جاجرم	۱
	*			هرمزگان	جاسک	۲
	*			سیستان و بلوچستان	جالق	۳
	*			سمنان	جام	۴
		*		مرکزی	جاورسیان	۵
	*			اردبیل	جعفرآباد	۶
	*			قم	جعفریه	۷
	*			خراسان رضوی	جغتای	۸
	*			مرکزی	جفتان	۹
	*			آذربایجان شرقی	جلفا	۱۰
	*			بوشهر	جم	۱۱
	*			هرمزگان	جناح	۱۲
	*			فارس	جنت شهر	۱۳
	*			اصفهان	جندق	۱۴
	*			خراسان رضوی	جنگل	۱۵

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



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

خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
		*		اصفهان	حبیب آباد	۴
*				کرمان	ختکن	۵
		*		خوزستان	حر	۶
*				کرمان	حرجند	۷
	*			تهران	حسن آباد	۸
	*			مازندران	حسن کیف	۹
	*			هرمزگان	حسن لنگی	۱۰
	*			خوزستان	حسینیه علیا	۱۱
	*			کرمان	حصن	۱۲
		*		اصفهان	حصه	۱۳
	*			زنجان	حلب	۱۴
		*		یزد	حمیدیا	۱۵
		*		خوزستان	حمیدیه	۱۶
	*			کرمانشاه	حمیل	۱۷
	*			اصفهان	حنا	۱۸
	*			گیلان	حویق	۱۹
<b>خ</b>						
	*			بوشهر	خارک	۱
	*			بوشهر	خارکو	۲
		*		بوشهر	خارک	۳
	*			سیستان و بلوچستان	خاش	۴
	*			گلستان	خان بین	۵
	*			فارس	خان زینان	۶
*				کرمان	خانوک	۷
	*			فارس	خاوران	۸
*				تهران	خاورشهر	۹
	*			زنجان	خدابنده	۱۰



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

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



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

خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			زنجان	ده جلال	۴۷
	*			اصفهان	دهاقان	۴۸
	*			هرمزگان	دهبارز	۴۹
		*		کرمان	دهج	۵۰
	*			خوزستان	دهدز	۵۱
	*			کهگیلویه و بویراحمد	دهدشت	۵۲
	*			یزد	دهشیر	۵۳
		*		اصفهان	دهق	۵۴
	*			گیلان	دهکاء	۵۵
	*			کردستان	دهگلان	۵۶
	*			کردستان	دهلان	۵۷
		*		ایلام	دهلران	۵۸
	*			سمنان	دیاج	۵۹
	*			سمنان	دیزج	۶۰
*				تهران	دیزین	۶۱
	*			اصفهان	دیزیه	۶۲
	*			گیلان	دیلمان	۶۳
*				کرمانشاه	دینور	۶۴
		*		کردستان	دیواندره	۶۵
*				یزد	دیپوک	۶۶
<b>ذ</b>						
	*			فارس	ذرات	۱
<b>ر</b>						
	*			مازندران	رئیس کلا	۱
	*			کرمان	رابر	۲

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

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



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

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



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

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



خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			قزوین	سیردان	۸۶
*				آذربایجان شرقی	سیس	۸۷
	*			فارس	سیف آباد	۸۸
*				آذربایجان غربی	سیلاب	۸۹
	*			آذربایجان غربی	سیلوانا	۹۰
	*			گلستان	سیمین شهر	۹۱
		*		فارس	سیوند	۹۲
*				آذربایجان غربی	سیه چشمه	۹۳
<b>ش</b>						
			*	خوزستان	شادگان	۱
		*		مرکزی	شازند	۲
*				قزوین	شال	۳
	*			خراسان رضوی	شاندیز	۴
	*			مازندران	شاه زید	۵
*				تهران	شاهدشهر	۶
		*		یزد	شاهدیه	۷
*				خراسان جنوبی	شاهرخت	۸
	*			سمنان	شاهرود	۹
		*		آذربایجان غربی	شاهین دژ	۱۰
	*			اصفهان	شاهین شهر	۱۱
	*			بوشهر	شبانکاره	۱۲
*				آذربایجان شرقی	شبستر	۱۳
*				آذربایجان شرقی	شربیان	۱۴
*				آذربایجان شرقی	شرفخانه	۱۵
	*			تهران	شریف آباد	۱۶
	*			فارس	ششده	۱۷
	*			خراسان رضوی	شعبه	۱۸

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



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

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



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

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



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

خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			اصفهان	قمصر	۳۴
	*			قم	قنوت	۳۵
*				خراسان رضوی	قوچان	۳۶
	*			آذربایجان غربی	قوشچی	۳۷
		*		همدان	قهاوند	۳۸
		*		اصفهان	قهدریجان	۳۹
		*		همدان	قهورد	۴۰
	*			زنجان	قیدار	۴۱
	*			فارس	قیر	۴۲
	*			فارس	قیروکارزین	۴۳
<b>ک</b>						
	*			خراسان رضوی	کندر	۱
*				کرمانشاه	کنگاور	۲
	*			هرمزگان	کیش	۳
*				کرمان	کیانشهر	۴
*				خراسان رضوی	کاخک	۵
	*			خراسان رضوی	کاریز	۶
	*			فارس	کازرون	۷
	*			اصفهان	کاشان	۸
	*			خراسان رضوی	کاشمر	۹
	*			کهگیلویه و بویراحمد	کاکان	۱۰
	*			بوشهر	کاکلی	۱۱
*				کردستان	کامیاران	۱۲
*				کردستان	کانی‌سور	۱۳
		*		همدان	کبودرآهنگ	۱۴
	*			مازندران	کتالم و سادات شهر	۱۵
	*			خراسان رضوی	کدکن	۱۶



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

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



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

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



خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			هرمزگان	گوهران	۳۷
	*			فارس	گویم	۳۸
	*			کرمانشاه	گهواره	۳۹
*				همدان	گیان	۴۰
*				کرمان	گیسک	۴۱
*				خراسان شمالی	گیفان	۴۲
	*			کرمانشاه	گیلانغرب	۴۳
*				زنجان	گیلوان	۴۴
	*			اردبیل	گیوی	۴۵
<b>ل</b>						
	*			خراسان رضوی	لائین نو	۱
	*			فارس	لار	۲
	*			هرمزگان	لارک	۳
	*			سمنان	لاسجرد	۴
		*		همدان	لاجین	۵
	*			کرمان	لاله زار	۶
	*			خوزستان	لالی	۷
	*			فارس	لامرد	۸
	*			هرمزگان	لاوان	۹
	*			اردبیل	لاهرود	۱۰
	*			گیلان	لاهیجان	۱۱
		*		اصفهان	لایان	۱۲
	*			چهارمحال و بختیاری	لردگان	۱۳
*				کرمانشاه	لنجان	۱۴
	*			کهگیلویه و بویراحمد	لنده	۱۵
	*			گیلان	لنگرود	۱۶
*				تهران	لواسان	۱۷

خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
*				گیلان	لوشان	۱۸
		*		ایلام	لومار	۱۹
	*			گیلان	لوندویل	۲۰
	*			آذربایجان شرقی	لیقوان	۲۱
	*			کهگیلویه و بویراحمد	لیکک	۲۲
<b>م</b>						
	*			کهگیلویه و بویراحمد	مارگون	۱
	*			گیلان	ماسال	۲
	*			لرستان	ماسور	۳
*				گیلان	ماسوله	۴
*				آذربایجان غربی	ماکو	۵
	*			مرکزی	مامونیه	۶
	*			زنجان	ماه‌نشان	۷
*				کرمان	ماهان	۸
*				تهران	ماه‌دشت	۹
	*			کرمانشاه	ماه‌دشت	۱۰
	*			لرستان	مأمون	۱۱
	*			اصفهان	مبارکه	۱۲
*				سمنان	مجن	۱۳
	*			اردبیل	مجیدآباد	۱۴
		*		مرکزی	محلات	۱۵
	*			کرمان	محمدآباد مسکون	۱۶
*				تهران	محمد شهر	۱۷
	*			مازندران	محمدآباد	۱۸
	*			سیستان و بلوچستان	محمدآباد	۱۹
		*		کرمان	محمدآباد	۲۰
	*			آذربایجان غربی	محمدیار	۲۱



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

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



خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			سمنان	میامی	۷۶
		*		آذربایجان غربی	میاندوآب	۷۷
	*			خوزستان	میانه	۷۸
*				آذربایجان شرقی	میانه	۷۹
		*		یزد	میبد	۸۰
	*			کرمان	میچ	۸۱
	*			سیستان و بلوچستان	میرجاوه	۸۲
		*		مرکزی	میلاجرد	۸۳
	*			فارس	میمند	۸۴
	*			کهگیلویه و بویراحمد	میمند	۸۵
	*			زنجان	میمون دره	۸۶
	*			هرمزگان	میناب	۸۸
	*			گلستان	مینودشت	۸۹
<b>ن</b>						
	*			اصفهان	نائین	۱
*				مازندران	ناحیه	۲
*				چهارمحال و بختیاری	ناغان	۳
*				خراسان شمالی	ناوه	۴
	*			یزد	نایبند	۵
	*			کردستان	نابیی سر	۶
		*		اصفهان	نجف آباد	۷
		*		کرمان	نجف شهر	۸
	*			بوشهر	نخل تقی	۹
	*			هرمزگان	نخل ناخدا	۱۰
	*			مرکزی	نراق	۱۱
	*			فارس	نرگس زار	۱۲
*				تهران	نسیم شهر	۱۳

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



خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
	*			کرمانشاه	نوکان	۴۱
	*			قزوین	نهایوند	۴۲
*				همدان	نهایوند	۴۳
	*			خراسان جنوبی	نهبندان	۴۴
	*			آذربایجان شرقی	نهند	۴۵
	*			اردبیل	نیارق	۴۶
	*			اردبیل	نیر	۴۷
	*			فارس	نیریز	۴۸
	*			خراسان رضوی	نیشابور	۴۹
	*			سیستان و بلوچستان	نیک شهر	۵۰
	*			قزوین	نیکوئی	۵۱
	*			خراسان رضوی	نیل شهر	۵۲
		*		مرکزی	نیمور	۵۳
<b>و</b>						
*				تهران	واریش	۱
*				مازندران	وانا	۲
	*			بوشهر	وحدتیه	۳
*				تهران	وحیدیه	۴
	*			تهران	ورامین	۵
	*			آذربایجان شرقی	ورزقان	۶
		*		اصفهان	ورزنه	۷
	*			اصفهان	ورنامخواست	۸
	*			قم	وشنوه	۹
*				خراسان جنوبی	وندیک	۱۰
	*			تهران	وهن آباد	۱۱
*				تهران	ویره	۱۲
		*		خوزستان	ویس	۱۳

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

خطر نسبی زلزله				استان	مرکز جمعیتی	ردیف
بسیار زیاد	زیاد	متوسط	کم			
<b>ی</b>						
	*			کهگیلویه و بویراحمد	ياسوج	۱
	*			آذربایجان شرقی	يامی	۲
	*			مازندران	يانه سر	۳
		*		یزد	یزد	۴
	*			کرمان	یزدان شهر	۵
	*			آذربایجان شرقی	يکان کهريز	۶

## پیوست ۲

راهنمای انجام تحلیل‌های غیر خطی



## ۱- کلیات

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

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

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

تبصره: ترکیب بارهای ثقلی عبارت از  $L + 1/2D$  و  $0.9D$  می‌باشند که در آنها  $D$  بار مرده و  $L$  بار زنده است. بار زنده بر طبق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان محاسبه می‌شود. ضمناً در مواردی که بار زنده گسترده کمتر از ۴۰۰ کیلوگرم بر متر مربع است، کاهش این بار تا ۵۰٪ مجاز است.

## ۲- مشخصات غیرخطی اعضای سازه

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

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



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

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

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

### ۳- تحلیل استاتیکی غیرخطی

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

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

۳-۳ در این روش تأثیر زلزله باید در هر دو جهت مثبت و منفی در هر امتداد اصلی به ساختمان اعمال گردد و بحرانی‌ترین مقادیر تلاش‌ها و تغییرشکل‌های ایجاد شده ملاک طراحی و کنترل اعضا قرار گیرد.

۳-۴ در مورد ساختمان‌های منظم می‌توان تحلیل را در هر امتداد اصلی افقی به‌طور مستقل انجام داد، مگر آن دسته از ساختمان‌ها که باید ضوابط بند (۳-۵) در مورد آنها رعایت شود.

۳-۵ در مورد ساختمان‌های نامنظم باید از مدل‌های سه‌بعدی در تحلیل استفاده کرد. آثار دو مؤلفه افقی زلزله نیز باید ملحوظ گردد. برای در نظر گرفتن این آثار در مورد این ساختمان‌ها و نیز آن دسته از ساختمان‌های منظم که دارای یک یا چند ستون مشترک بین دو یا چند قاب سیستم باربر جانبی در جهات مختلف باشد، در تحلیل استاتیکی غیرخطی باید در هر امتداد ۱۰۰٪ نیروها و تغییرمکان‌ها در جهت مورد بررسی به همراه نیروهای متناظر با ۳۰٪ تغییرمکان در امتداد عمود بر آن در نظر گرفته شود.

### ۳-۶ توزیع‌های بار جانبی

۳-۶-۱ حداقل دو توزیع بار جانبی به شرح زیر در تحلیل باید اعمال گردد، الف- توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی با لحاظ آن تعداد مودهای ارتعاشی که حداقل ۹۰٪ جرم سازه در تحلیل مشارکت کند، ب- توزیع بار یکنواخت که عبارت است از توزیعی متناسب با جرم بدون توجه به ارتفاع هر طبقه. ۳-۶-۲ بارهای جانبی باید در محل جرم‌ها در مدل اعمال گردند. در ساختمان‌های دارای دیافراگم‌های صلب این بارها می‌تواند در مرکز جرم کف‌ها اعمال شود. تأثیر خروج از مرکزیت اتفاقی نیز باید اعمال گردد.

### ۳-۷ منحنی ظرفیت

۳-۷-۱ منحنی ظرفیت یعنی رابطه بین برش پایه و تغییرمکان نقطه کنترل باید توسط روش تحلیل استاتیکی غیرخطی از مقدار صفر تا تغییرمکانی معادل ۱۵۰٪ تغییرمکان هدف تعیین گردد.

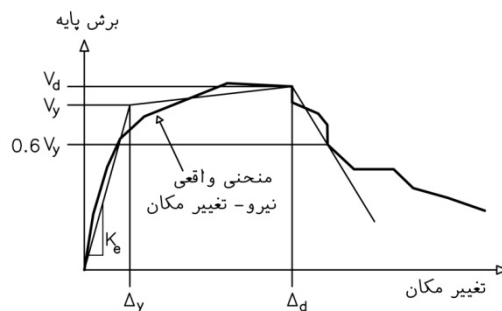
۳-۷-۲ مرکز جرم بام باید به عنوان محل نقطه کنترل اختیار گردد. بام خرپشته را نباید به‌عنوان نقطه کنترل در نظر گرفت.

۳-۷-۳ منحنی ظرفیت باید تبدیل به منحنی چندخطی گردد تا برش پایه جاری شدن مؤثر سازه  $V_y$  و تغییرمکان نظیر آن  $\Delta_y$  تعیین و از این مقادیر برای محاسبه زمان تناوب اصلی مؤثر  $T_e$  استفاده شود.

۳-۷-۴ چندخطی کردن منحنی ظرفیت، مطابق شکل (پ-۲-۱) به نحوی صورت می‌پذیرد که خط اول از نقطه شروع با شیبی برابر با سختی جانبی مؤثر  $K_e$  رسم می‌گردد. سختی جانبی مؤثر  $K_e$  برابر سختی سکانت محاسبه‌شده در برش پایه نظیر ۶۰٪ برش پایه جاری‌شدن مؤثر سازه  $V_y$  در منحنی ظرفیت است. برش پایه جاری شدن مؤثر سازه  $V_y$  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  $(\Delta_d$  و  $V_d$ ) و نقطه‌ای روی خط اول چنان ترسیم می‌شود که سطح زیر مدل رفتار دو خطی برابر سطح زیر منحنی رفتار غیرخطی تا نقطه  $(\Delta_d$  و  $V_d$ ) باشد.  $(\Delta_d$  و  $V_d$ ) روی منحنی ظرفیت سازه در تغییر مکان هدف یا در تغییر مکان نظیر برش پایه حداکثر، هر کدام که کمتر باشد، قرار دارد.

خط سوم نماینده شیب منفی بعد از افت مقاومت است که از نقطه انتهایی شیب مثبت در منحنی ظرفیت  $(\Delta_d$  و  $V_d$ ) و نقطه‌ای که در آن برش پایه به ۶۰٪ پایه جاری‌شدن مؤثر سازه نزول می‌کند، می‌گذرد.



شکل پ ۱-۲ چندخطی کردن منحنی ظرفیت

### ۳-۸ زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان

زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان،  $T_e$  با رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

که در آن  $T_i$  (بر حسب ثانیه) زمان تناوب اصلی ارتجاعی است، که با تحلیل مدل سازه با فرض رفتار خطی به دست می‌آید،  $K_i$  سختی جانبی ارتجاعی سازه (شیب خط مماس بر

منحنی ظرفیت سازه در مبدأ) در جهت موردنظر و  $K_e$  سختی جانبی مؤثر سازه در جهت موردنظر می‌باشد (شکل پ-۲-۱).

### ۳-۹ ضریب اضافه مقاومت

ضریب اضافه مقاومت برابر نسبت برش پایه در هنگام تشکیل سازوکار خمیری کلی در سازه به برش پایه در هنگام تشکیل اولین مفصل پلاستیک می‌باشد. در روش تحلیل استاتیکی غیر خطی، برش پایه در هنگام تشکیل سازوکار خمیری کلی برابر برش پایه جاری شدن مؤثر سازه  $V_y$  فرض می‌شود. در این روش برای تعیین ضریب اضافه مقاومت، باید کمترین ضریب حاصل از دو توزیع بار جانبی، اختیار شود.

### ۳-۱۰ تغییر مکان هدف

مقدار تغییر مکان هدف در نقطه کنترل باید با استفاده از روش‌های معتبر محاسبه شود. این مقدار را می‌توان از رابطه زیر محاسبه نمود.

$$\delta_i = C_0 C_1 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

که در آن  $T_e$  زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان برای امتداد موردنظر،  $g$  شتاب ثقل و  $S_a$  شتاب طیفی در زمان تناوب اصلی مؤثر است. ضریب  $C_0$  با رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$C_0 = \phi_{1,r} \frac{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{1,i}^2}$$

که در آن  $w_i$  و  $\phi_{1,i}$  به ترتیب وزن مؤثر لرزه‌ای و مؤلفه بردار شکل مد اول در تراز  $i$  می‌باشند.  $\phi_{1,r}$  نیز مؤلفه بردار شکل مد اول در تراز نقطه کنترل می‌باشد. ضریب  $C_1$  از روابط زیر محاسبه می‌شود:

$$T_e \geq T_s \rightarrow C_1 = 1.0$$

$$T_e < T_s \rightarrow C_1 = \frac{1.0 + [R_d - 1] \frac{T_s}{T_e}}{R_d}$$



در این رابطه  $T_s$  پارامتر نوع زمین است که از جدول (۲-۳) در فصل ۲ این استاندارد به دست می آید و  $R_d$  نسبت مقاومت است که از رابطه زیر محاسبه می شود.

$$R_d = \frac{S_a}{V_y/W}$$

در این رابطه  $S_a$  شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی مؤثر  $T_e$  و  $W$  وزن مؤثر لرزه ای است. مقدار شتاب طیفی برای زلزله طرح برابر  $ABI$  برطبق فصل ۲ این استاندارد است.

### ۱۱-۳ اثر پیچش

در مورد ساختمان های «انعطاف پذیر پیچشی» که پیچش در مود اول یا دوم آنها حاکم باشد، الگوهای متداول تحلیل استاتیکی غیرخطی می توانند موجب تخمین کمتر از واقع تغییرمکان ها در سمت سخت (مقاوم) ساختمان گردند. در مورد چنین ساختمان هایی تغییرمکان های سمت سخت (مقاوم) آنها باید در مقایسه با ساختمان های متعادل پیچشی افزایش یابد. در صورتی که از ضریب بزرگنمایی برای تغییرمکان های سمت سخت (مقاوم) استفاده گردد، شرایط مورد نظر این بند را می توان اقلنا شده فرض نمود. این ضریب بزرگنمایی می تواند از تحلیل خطی دینامیکی طیفی مدل سه بعدی ساختمان به دست آید.

### ۱۲-۳ معیارهای پذیرش

۱-۱۲-۳ طراحی سازه باید به نحوی انجام شده باشد که مقاومت سازه در نقطه رسیدن به تغییرمکانی معادل ۱۲۵ درصد تغییرمکان هدف، کمتر از برش پایه جاری شدن مؤثر سازه  $V_y$  نباشد.

۲-۱۲-۳ حداکثر تغییرمکان نسبی سازه در تغییرمکان هدف نباید بیشتر از ۱۲۰٪ مقادیر مجاز معرفی شده در بند (۳-۵-۲) این استاندارد باشد.

۳-۱۲-۳ کنترل مقاومت اعضا در خصوص تلاش های کنترل شونده توسط تغییر شکل، با توجه به بازتاب های حاصل از تحلیل ضروری نیست. در مورد آن دسته از تلاش ها که کنترل آنها با توجه به ضرایب اضافه مقاومت در روش های تحلیل خطی ضروری است، مقادیر تلاش های حاصل از تحلیل غیرخطی در تغییرمکان هدف را باید بدون ضرب کردن در ضریب اضافه مقاومت مورد استفاده قرار داد. در صورتی که این تلاش ها از

ظرفیت کرانه پایین آنها بیشتر نباشد، قابل قبول تلقی می‌گردد.

۳-۱۲-۴ ارزیابی کفایت ظرفیت اعضا و اتصالات در تحمل تغییرشکل‌ها و نیروهای نیاز لرزه‌ای بر اساس نتایج مطالعات آزمایشگاهی برای مدل‌های مشابه آن اعضا و اتصالات انجام گردد. تغییرشکل عضوی که وظیفه تحمل بار ثقلی را دارد نباید بیشتر از هر یک از مقادیر زیر باشد: الف) دو سوم تغییرشکلی که در آن عضو ظرفیت باربری ثقلی را از دست می‌دهد، و ب) دو سوم تغییرشکلی که در آن مقاومت عضو به کمتر از ۷۰ درصد مقاومت حداکثر آن افت می‌کند. در مورد تغییرشکل عضوی که وظیفه باربری ثقلی ندارد کفایت شرط (ب) برآورده شود. به‌جای انجام مطالعات آزمایشگاهی می‌توان از روابط معیار پذیرش ایمنی جانی در نشریه ۳۶۰ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی نیز برای تعیین ظرفیت تغییر شکل اعضا استفاده نمود.

۳-۱۳ اگر ضریب  $R_h$  از مقدار ضریب رفتار سازه تقسیم بر ضریب اضافه‌مقاومت سازه بیشتر باشد، سازه طراحی شده باید به تأیید شخص حقیقی یا حقوقی مستقل باصلاحیت رسانده شود. در این بررسی، موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد.

الف- سازگاری مشخصات سازه با داده‌های به‌کار برده شده در مدل تحلیلی،  
ب- سازگاری ظرفیت‌های اعضای سازه با نتایج به‌دست آمده از تحلیل.

#### ۴- تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

۴-۱ در این روش، تحلیل دینامیکی سازه با اثر دادن شتاب زمین به صورت تابعی از زمان در تراز پایه و محاسبه پاسخ مدل ریاضی سازه که در برگیرنده رفتار فرا ارتجاعی آن است، انجام می‌شود. مدل مذکور عمدتاً باید با توجه به ضوابط بندهای ۱ و ۲ پیوست حاضر تهیه شده باشد. در این مدل تکیه‌گاه سازه می‌تواند صلب فرض شود. استفاده از فرض‌های مناسب در خصوص سختی و ظرفیت باربری پی با توجه به ویژگی‌های خاک و در نظر گرفتن تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر برای سازه نیز مجاز است.

۴-۲ شتاب‌نگاشت‌هایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا، در هنگام وقوع زلزله، باشند. برای نیل به این هدف لازم است حداقل سه زوج شتاب‌نگاشت متعلق به



مؤلفه‌های افقی سه زلزله مختلف ثبت شده که دارای ویژگی‌های مذکور در بند (۲-۳-۵-۱) این استاندارد باشند، انتخاب گردند. در مواردی که تعداد مورد نیاز از زوج شتاب‌نگاشت‌های مناسب ثبت شده در دسترس نباشد، می‌توان از زوج شتاب‌نگاشت‌های شبیه‌سازی شده مناسب برای تکمیل تعداد آنها استفاده کرد. زوج شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده باید به روش مذکور در بند (۲-۳-۵-۲) این استاندارد به مقیاس درآورده شوند. لیکن در این محاسبات، طیف طرح باید طیف طرح استاندارد تعریف شده در بند (۲-۱-۴-۲) بدون اعمال عکس ضریب رفتار ( $1/R_u$ ) در نظر گرفته شود.

#### ۳-۴ ترکیب اثر زلزله با بارهای ثقلی

در این تحلیل، اثر زلزله در دو امتداد افقی با استفاده از زوج شتاب‌نگاشت‌ها اعمال می‌شود. ضمناً لازم است در هنگام اثر زلزله بارهای ثقلی نیز مطابق بند ۱ این پیوست به مدل سازه اعمال شود. اثر  $P-\Delta$  نیز در انجام این تحلیل باید در نظر گرفته شود. تبصره: در مورد ساختمان‌های منظمی که دارای یک یا چند ستون مشترک بین دو یا چند قاب سیستم باربر جانبی در جهات مختلف نباشند، می‌توان تحلیل را در هر امتداد اصلی افقی به‌طور مستقل انجام داد. در این حالت شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده باید شرایط مذکور در بند (۲-۴) را دارا باشند، لیکن در مقیاس نمودن آنها دیگر نیازی به تهیه طیف جذر مجموع مربعات زوج مؤلفه‌ها نبوده و شتاب‌نگاشت‌های انتخابی باید با مقیاسه طیف پاسخ آنها با طیف طرح مقیاس شوند.

#### ۴-۴ پارامترهای بازتاب سازه

در تحلیل تاریخچه زمانی بازتاب نهایی سازه شامل تلاش‌های ایجاد شده در اعضا، تغییر شکل اعضا و تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در هر لحظه برابر با حداکثر بازتاب‌های به‌دست آمده از تحلیل با سه زوج شتاب‌نگاشت اعمالی به سازه می‌باشد. در این روش تحلیل، در صورت استفاده از حداقل هفت زوج شتاب‌نگاشت می‌توان مقدار متوسط بازتاب‌های به‌دست آمده از آنها را به عنوان بازتاب نهایی تلقی کرد.

#### ۱-۴-۴ مقاومت اعضا

در این روش کنترل مقاومت اعضا در خصوص تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییر شکل، با توجه به بازتاب‌های حاصل از تحلیل ضروری نیست. در مورد آن دسته از

تلاش‌ها که کنترل آنها با توجه به ضرایب اضافه مقاومت در روش‌های تحلیل خطی ضروری است، مقادیر تلاش‌های حاصل از تحلیل غیرخطی را باید بدون ضرب کردن در ضریب اضافه مقاومت مورد استفاده قرار داد. در صورتی که این تلاش‌ها از ظرفیت کرانه پایین آنها بیشتر نباشد، قابل قبول تلقی می‌گردد.

#### ۴-۴-۲ تغییر شکل اعضا

ارزیابی کفایت ظرفیت اعضا و اتصالات در تحمل تغییرشکل‌ها و نیروهای نیاز لرزه‌ای بر اساس نتایج مطالعات آزمایشگاهی برای مدل‌های مشابه آن اعضا و اتصالات انجام گردد. تغییرشکل عضوی که وظیفه تحمل بار ثقلی را دارد، نباید بیشتر از هر یک از مقادیر زیر باشد: الف) دو سوم تغییرشکلی که در آن عضو ظرفیت باربری ثقلی را از دست می‌دهد، و ب) دو سوم تغییرشکلی که در آن مقاومت عضو به کمتر از ۷۰ درصد مقاومت حداکثر آن افت می‌کند. در مورد تغییرشکل عضوی که وظیفه باربری ثقلی ندارد، کفایت شرط ب) برآورده شود. به‌جای انجام مطالعات آزمایشگاهی می‌توان از روابط معیار پذیرش ایمنی جانی در نشریه ۳۶۰ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی برای تعیین ظرفیت تغییر شکل اعضا استفاده نمود.

#### ۴-۴-۳ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

تغییر مکان جانبی نسبی طبقات حاصل از تحلیل غیر خطی نباید از ۱۲۰٪ مقدار مجاز معرفی شده در بند (۳-۵-۲) این استاندارد تجاوز نماید.

۴-۵ سازه طراحی شده بر اساس تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی باید به تأیید شخص حقیقی یا حقوقی مستقل باصلاحیت رسانده شود. در این بررسی، موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد.

الف- شتابنگاشت‌های به‌کار گرفته شده در تحلیل،

ب- سازگاری مشخصات سازه با داده‌های به‌کار برده شده در مدل تحلیلی،

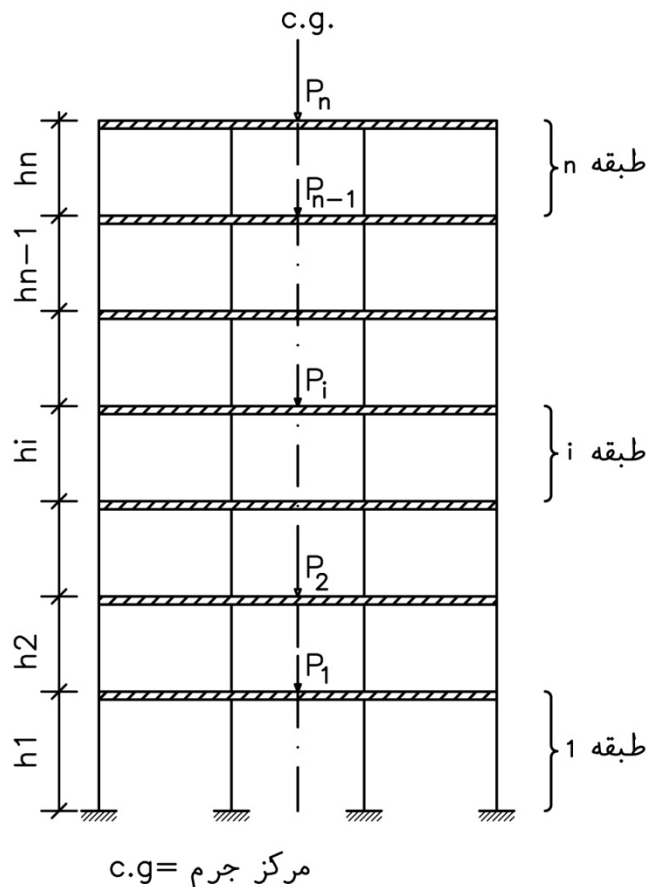
پ- سازگاری ظرفیت‌های اعضای سازه با نتایج به‌دست آمده از تحلیل.



# پیوست ۳

اثر  $P-\Delta$



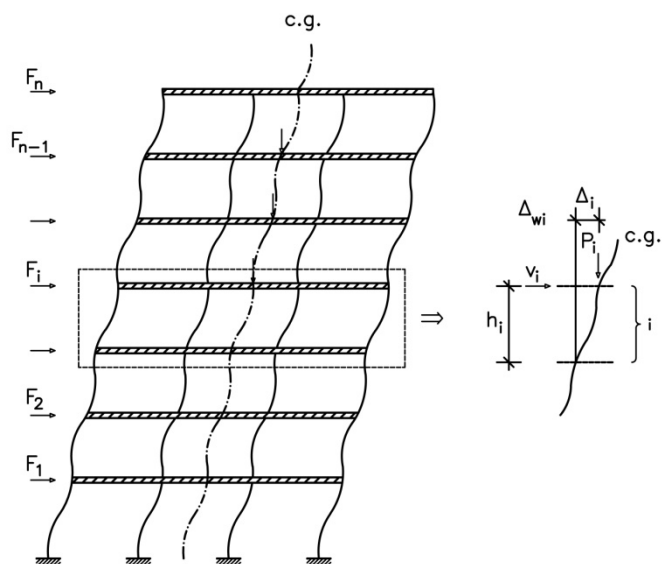


شکل پ ۱-۳ سازه چند طبقه تحت اثر بارهای قائم

### ۱- کلیات، تعاریف و مفاهیم

اثر  $P-\Delta$  در هر طبقه به دلیل برون‌محوری بارهای ثقیل طبقات بالای طبقه  $i$  (طبقه مورد نظر) که نیروی  $P_i$  (یا  $P$ ) نامیده می‌شود، ایجاد می‌گردند. در صورتی که تغییر مکان جانبی طبقه  $i$  در اثر نیروهای جانبی زلزله،  $\Delta$  باشد، به لنگر ایجاد شده در هر طبقه، لنگری که مقدار آن برابر با حاصلضرب  $P$  و  $\Delta$  است، اضافه می‌گردد. شکل (پ-۳-۱) حالت تغییر شکل نیافته یک ساختمان  $n$  طبقه و شکل (پ-۳-۲) حالت تغییر شکل یافته همان ساختمان در اثر بارهای جانبی را نشان می‌دهد. در این پیوست اثر  $P-\Delta$  در یک ساختمان

متقارن بررسی می‌شود، هر چند تعمیم همین بحث می‌تواند ساختمان‌های غیر متقارن (همراه با پیچش) را نیز دربرگیرد.



شکل پ-۳-۲ تغییر شکل‌های جانبی در اثر وارد شدن نیروهای جانبی

$M_i$  = لنگر اولیه طبقه بر اثر برش وارد بر طبقه  $i$

$\Delta_{wi}$  = تغییر مکان نسبی اولیه طبقه  $i$

$V_i$  = مجموع نیروی برش وارد در طبقه  $i$

$P_i$  = مجموع بارهای مرده و زنده مربوط در طبقات  $i$  تا  $n$

$h_i$  = ارتفاع طبقه  $i$

$C.g.$  = مرکز جرم

لنگر ثانویه وارد به طبقه  $i$  بر اثر پدیده  $P-\Delta$  برابر است با:

$$\Delta M_i = P_i \Delta_{wi} \quad (1)$$

لنگر اولیه طبقه بر اثر برش وارد بر طبقه  $i$  برابر است با:

$$M_i = V_i h_i \quad (2)$$

برش اضافه در حالت رفتار ارتجاعی طبقه بر اثر  $P\Delta$  در طبقه  $i$  برابر است با:

$$\Delta V_i = \frac{\Delta M_i}{h_i} = \frac{p_i \Delta w_i}{h_i} \quad (3)$$

نسبت  $\Delta M_i$  ایجاد شده بر اثر  $P-\Delta$  به لنگر اولیه بر اثر برش،  $M_i$ ، شاخص پایداری طبقه نامیده شده و با علامت  $\theta_i$  نشان داده می‌شود:

$$\theta_i = \frac{\Delta M_i}{M_i} = \left( \frac{p \Delta w}{V h} \right)_i \quad (4)$$

اهمیت اثر  $P-\Delta$  بر اساس مقدار شاخص پایداری تعیین می‌شود. اگر مقدار این شاخص از  $\theta_{max}$  مطابق رابطه زیر بیشتر باشد، سازه در طبقه مورد نظر ناپایدار محسوب شده و باید در طراحی آن تجدیدنظر گردد.

$$\theta_{max} = \frac{0.65}{C_d} \leq 0.25 \quad (5)$$

در صورتی که مقدار شاخص پایداری طبقه کمتر از ۱۰ درصد باشد، اثر  $P-\Delta$  در طبقه مورد نظر قابل اهمیت نیست.

در صورتی که  $0.1 < \theta_i < \theta_{max}$  باشد باید نیروها و تلاش‌های ثانویه محاسبه و طراحی اعضا از نظر پایداری با استفاده از رهنمودهای زیر کنترل گردد.

## ۲- محاسبه تغییر مکان نسبی و نیروی برشی معادل طبقه

مجموع لنگر در حالت رفتار ارتجاعی برابر است با:

$$M_i + \Delta M_i = M_i + P_i \Delta w_i = M_i (1 + \theta_i) \quad (6)$$

از طرف دیگر لنگر اضافی  $\Delta M_i$  خود ایجاد یک تغییر مکان اضافی در طبقه  $i$  می‌نماید که این تغییر مکان نیز به نوبه خود اثر  $P-\Delta$  و در نتیجه لنگر اضافی جزئی‌تری را ایجاد می‌نماید. لنگر طبقه در نهایت برابر خواهد بود با:

$$M_{ip\Delta} = M_i (1 + \theta_i + \theta_i^2 + \theta_i^3 \dots) \quad (7)$$

با توجه به حد سری‌ها، مقدار حد سری داخل پرانتز برابر با  $\frac{1}{1-\theta_i}$  است و خواهیم داشت:



$$M_{ip\Delta} = M_i \left( \frac{1}{1 - \theta_i} \right) \quad (۸)$$

در سازه‌های تحت اثر زلزله، به دلیل رفتار غیر ارتجاعی سازه، تغییر مکان طبقات که از محاسبات ارتجاعی سازه در برابر بارهای جانبی زلزله مطابق ضوابط بندهای (۳-۳) و (۳-۴) آیین‌نامه به دست می‌آید، نمایانگر تغییر مکان جانبی غیرارتجاعی طبقه در یک زلزله شدید نیست. تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی در این آیین‌نامه از رابطه (۹-ب) برآورد می‌شود:

$$\bar{\Delta}_{eui} = \frac{\Delta_{eui}}{1 - \theta_i} \quad (۹-الف)$$

$$\Delta_{Mi} = C_d \Delta_{eui} \quad (۹-ب)$$

بنابراین برای کنترل تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی طرح طبقات، تغییر مکان به دست آمده از رابطه (۹-ب) با مقادیر مجاز، بند (۳-۶-۳) آیین‌نامه مقایسه می‌گردد. در محاسبه مقدار برش معادل طبقه با منظور نمودن اثرهای P-Δ، یعنی  $V_{ip\Delta}$ ، می‌توان از رابطه زیر استفاده کرد:

$$V_{ip\Delta} = V_i \left( \frac{1}{1 - \theta_i} \right) \quad (۱۰)$$

### ۳- روش استفاده از برنامه‌های کامپیوتری

برنامه‌های کامپیوتری متعددی وجود دارند که در آنها اثرهای P-Δ به شکل‌های مختلف منظور می‌گردند. در هنگام استفاده از چنین برنامه‌هایی باید فرضیات و روش انجام آنالیز P-Δ برای استفاده‌کننده کاملاً معلوم و مشخص باشد.

از طرف دیگر مقدار تغییر مکان‌های جانبی نسبی غیرخطی طرح در برنامه‌های تحلیل خطی تعیین نمی‌گردد. بنابراین برای تعیین تغییر مکان‌های جانبی نسبی غیرخطی طرح باید تغییر مکان‌های حاصل از تحلیل خطی با در نظر گرفتن اثر P-Δ را نیز با ضریب  $C_e$  افزایش داد.

# پیوست ۴

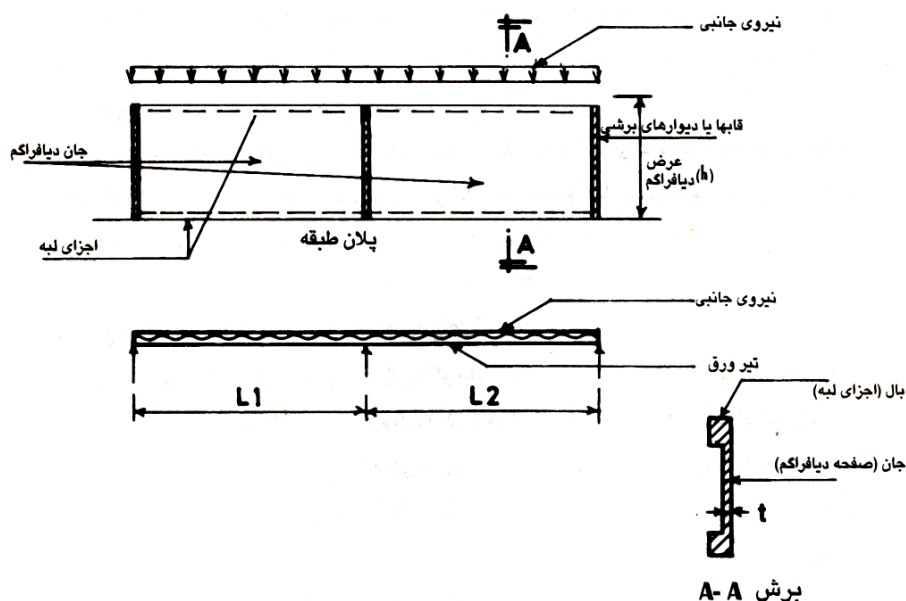
دیافراگم‌ها



## ۱- تعریف و عملکرد

مجموعه سیستم مقاوم ساختمان‌ها در برابر نیروهای جانبی معمولاً از دو قسمت اجزای قائم و اجزای افقی (یا تقریباً افقی) تشکیل می‌شود. اجزای افقی نیروهای افقی زلزله و باد را به اجزای قائم منتقل نموده و اجزای قائم نیز این نیروها را به شالوده‌ها و نهایتاً به زمین منتقل می‌نمایند. به اجزای افقی یا تقریباً افقی منتقل‌کننده نیروهای جانبی «دیافراگم افقی» و یا به اختصار «دیافراگم» گفته می‌شود. در ساختمان‌های متعارف دیافراگم‌ها شامل کف‌ها و سقف‌ها (افقی و یا با شیب کم) می‌باشند. در چنین ساختمان‌هایی دیافراگم‌ها وظیفه باربری قائم (ثقلی) را هم‌زمان بر عهده دارند. در ساختمان‌های صنعتی به‌طور کلی بادبندی‌های افقی (یا تقریباً افقی) نقش انتقال نیروهای افقی به اجزای قائم (قاب‌ها) را عهده‌دار هستند و بنابراین دیافراگم محسوب می‌گردند. برای سهولت دیافراگم را می‌توان مشابه یک تیر ورق تصور نمود که بر روی تکیه‌گاه‌هایی که همان اجزای قائم باربر جانبی می‌باشند (قاب‌ها و دیوارهای برشی) واقع شده است (شکل پ-۴-۱).

جان تیر ورق همان صفحه افقی دیافراگم بوده و بال‌های آن اجزای لبه دیافراگم را شامل می‌شوند. لیکن باید توجه داشت به واسطه بزرگی نسبت عرض دیافراگم‌ها ( $h$ ) به دهانه آنها ( $L_1$  یا  $L_2$ ) معمولاً این اجزا به‌عنوان تیرهای عمیق (تیر تیغه) محسوب شده و دیگر فرض مستوی ماندن مقاطع هنگام خمش در آنها صادق نیست. در تغییر شکل تیر تیغه باید علاوه بر اثرهای تغییر شکل‌های خمشی، اثرهای تغییر شکل‌های برشی نیز منظور گردد. دیافراگم‌ها باید با توجه به فرضیات منظور شده در محاسبات کل سازه در برابر بارهای جانبی دارای سختی و صلبیت مناسب همراه با مقاومت کافی بوده و طوری با سایر قطعات سازه درگیر شده باشند که سازه و دیافراگم هنگام زلزله یکپارچه باقی بمانند.



شکل پ-۴-۱ نمونه‌ای از دیافراگم

## ۲- انواع دیافراگم‌ها از نظر جنس و سیستم ساختمانی

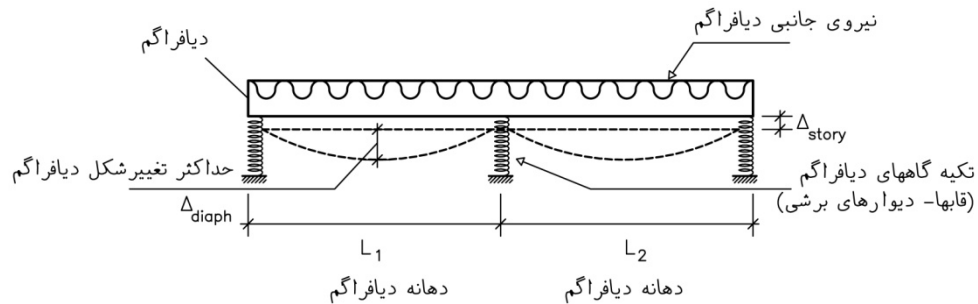
دیافراگم‌ها ممکن است از کف‌های ساخته‌شده از بتن آرمه درجا ریخته‌شده، شامل تیرچه بلوک (با بتن آرمه مناسب رویه)، ورق‌های ساده یا موجدار فلزی، ورق‌های موجدار فلزی با بتن آرمه رویه به صورت مرکب، کف‌های چوبی، کف‌های ساخته‌شده از قطعات بتن پیش‌ساخته همراه با بتن رویه، کف‌های ساخته‌شده از قطعات بتن پیش‌ساخته با اتصالات خشک و یا تر با یکدیگر و بدون بتن رویه، طاق‌های ضربی (با مهاربندی) و غیره تشکیل شده باشند.

همچنین دیافراگم‌ها می‌توانند شامل مهاربندی‌های افقی که از اجزای فولادی و یا بتنی ساخته شده‌اند نیز باشند. طراحی سیستم مهاربندی افقی مشابه سیستم مهاربندی قائم بوده و از ضوابط آیین‌نامه‌های مربوط استفاده می‌گردد.

## ۳- انواع دیافراگم‌ها از نظر صلبیت و انعطاف‌پذیری

نیروی جانبی هر دیافراگم باید بین اجزای قائم سیستم باربری جانبی با توجه به سختی دیافراگم نسبت به سختی اجزای سازه‌ای قائم تقسیم گردد. در واقع اجزای قائم مانند

تکیه‌گاه‌های دیافراگم (تیر ورق) عمل می‌نمایند. جامع‌ترین روش تحلیلی برای تعیین نیروهای داخلی دیافراگم‌ها (تلاش‌ها) و توزیع مناسب نیروهای جانبی بین اجزای باربر قائم، مدل نمودن دیافراگم به صورت اجزای محدود (finite elements) همراه با اجزای تیر، ستون و دیوارهای برشی در یک مدل سه‌بعدی کلی است. لیکن به منظور صرفه‌جویی در وقت در دیافراگم‌های متعارفی که فاقد بازشوهای بزرگ و نزدیک به هم بوده و دارای پلان نسبتاً منظمی می‌باشند، مطلوب‌تر است از روش‌های ساده‌شده استفاده شود. شکل (پ-۴-۲) وضعیت تغییر مکان و تغییر شکل کلی تیر تیغه (دیافراگم) و تکیه‌گاه‌های آن (قاب‌ها و دیوارهای برشی) را نشان می‌دهد.



شکل پ-۴-۲

بر طبق بند (۳-۸-۱) این استاندارد دیافراگم‌ها با توجه به نسبت  $\frac{\Delta_{diaph}}{\Delta_{story}}$  به سه دسته

نرم، نیمه‌صلب و صلب تقسیم می‌شوند.

$$\Delta_{story} = \text{تغییر مکان نسبی}$$

$$\Delta_{diaph} = \text{حداکثر تغییر شکل دیافراگم}$$

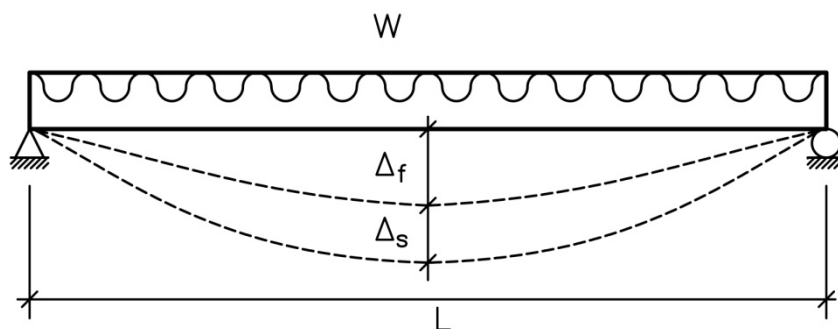
#### ۴- تغییر شکل دیافراگم‌ها

با توجه به اینکه متداول‌ترین نوع دیافراگم در ایران دیافراگم‌های بتن‌آرمه هستند، در ادامه، روش تعیین صلبیت این‌گونه دیافراگم‌ها مورد بحث قرار می‌گیرد.

همان‌طور که قبلاً ذکر شد، تغییر شکل کلی هر دیافراگم ( $\Delta_{story}$ ) تحت اثر بارهای جانبی وارد بر آن از دو قسمت تغییر شکل خمشی ( $\Delta_f$ ) و تغییر شکل برشی ( $\Delta_s$ ) تشکیل می‌گردد.

$$\Delta_{story} = \Delta_f + \Delta_s$$

در تیرهای معمولی (غیر تیغه) مقدار تغییر شکل‌های برشی جزئی بوده و از آن صرف‌نظر می‌شود، لیکن در تیر تیغه، مقدار تغییر شکل‌های برشی عمده بوده و باید منظور گردند. روش برآورد تغییر شکل‌های خمشی تیر تیغه، مشابه تیرهای معمولی است. مثلاً در تیر ساده شکل (پ-۴-۳) مقدار حداکثر  $\Delta_f$  را می‌توان از رابطه زیر محاسبه نمود:



شکل پ-۴-۳

$$\Delta_f = \frac{5wL^4}{384EI}$$

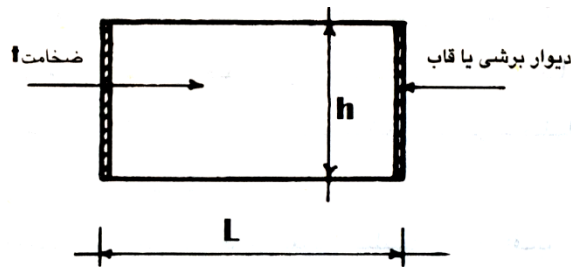
$w$  = بار گسترده یکنواخت

$E$  = مدول ارتجاعی ماده

$I$  = گشتاور ماند مقطع

در دیافراگم‌های با ضخامت ثابت برای محاسبه  $I$  معمولاً کل مقطع دیافراگم منظور می‌گردد. مثلاً در شکل (پ-۴-۴) مقدار  $I$  برابر است با:

$$I = \frac{th^3}{12}$$



شکل پ-۴-۴

تغییر شکل برشی دیافراگم‌ها ( $\Delta_s$ ) به شرطی که دیافراگم به صورت تیر تیغه ساده فرض شود، از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\Delta_s = \frac{\alpha w L^3}{8AG}$$

$\alpha$ : ضریب فرم

$A$ : سطح مقطع کل دیافراگم

$G$ : مدول برشی بتن

$w$ : بار جانبی یکنواخت

در رابطه فوق  $G$  برابر با  $0.4$  مقدار مدول ارتجاعی بتن بر اساس آیین‌نامه بتن ایران،  $t$  ضخامت دیافراگم و ضریب  $\alpha$  ضربی است که برای دال‌های بتنی برابر با  $1/50$  منظور می‌شود. در سایر انواع دیافراگم‌ها مانند دیافراگم‌های ساخته شده از ورق‌های موجدار با بتن رویه یا دیافراگم‌های چوبی، هر چند اصول محاسبات تغییر شکل دیافراگم مطابق روش فوق است، لیکن باید بر اساس اصول مکانیک جامدات و مقاومت مصالح و رعایت شرایط سازگاری، محاسبات تغییر شکل دیافراگم انجام شود.

## ۵- نکاتی درباره تحلیل دیافراگم‌ها

در تحلیل دیافراگم‌های چند دهانه برای تعیین نوع دیافراگم از نظر صلبیت، راه حل محافظه‌کارانه، منظور نمودن کل دیافراگم به صورت چند دهانه ساده می‌باشد. بررسی اجمالی یک دیافراگم، بحرانی‌ترین دهانه‌های آن را به وضوح مشخص می‌نماید. کنترل



صلبیت دیافراگم می‌تواند فقط برای دهانه‌های بحرانی دیافراگم‌های صلب و بر اساس بارگذاری مطابق بند (۳-۳-۶) انجام شود. در صورت صلب بودن دیافراگم در چند دهانه و عدم صلبیت آن در یک دهانه ممکن است نیاز به تحلیل جامع کل دیافراگم و سازه وجود داشته باشد.

از طرف دیگر، در صورتی که کل سازه با فرض دیافراگم صلب تحلیل شده باشد، می‌توان مجموع دیافراگم را به صورت یک تیر ممتد چند دهانه بر روی تکیه‌گاه‌های صلب و با منظور نمودن سختی‌های خمشی (گشتاور ماند) متفاوت و سطوح مقطع برشی مؤثر متفاوت در دهانه‌های مختلف و قسمت‌های مختلف هر دو دهانه تحلیل نمود. بر این اساس تغییر مکان‌های حداکثر دهانه‌های مختلف را با تغییر مکان‌های مجاز هر طبقه مقایسه نموده و صلبیت دیافراگم را تأیید نمود. کنترل تغییر شکل‌های هر دیافراگم باید در امتداد هر دو محور اصلی دیافراگم انجام گیرد.

از طرف دیگر برای تعیین تلاش‌های داخلی هر دیافراگم بعد از تعیین میزان صلبیت آن باید نیروهای طراحی مطابق بند (۳-۸-۳) آیین‌نامه ملاک عمل قرار گیرد. توزیع افقی نیروهای برشی بین تکیه‌گاه‌های دیافراگم (عناصر قائم بار بر جانبی) با رعایت بند (۳-۷-۳-۱) آیین‌نامه صورت می‌گیرد. در صورت صلبیت دیافراگم، این توزیع به نسبت سختی جانبی هر کدام از تکیه‌گاه‌ها (دیوار برشی، قاب، مهاربند و ...) انجام می‌شود. برای تعیین نسبت سختی جانبی عناصر قائم می‌توان تغییر مکان واحدی را در سقف طبقه مورد نظر وارد کرده و در حالتی که کلیه طبقات زیرین بدون حرکت باشند از نسبت نیروهای برشی ایجاد شده در عناصر قائم بار بر جانبی آن طبقه استفاده کرد.

## ۶- نکاتی درباره طراحی دیافراگم‌ها

ضخامت حداقل دیافراگم‌های بتنی و یا بتن رویه دیافراگم‌های ساخته‌شده از ورق و یا قطعات پیش‌ساخته نباید از ۵ سانتی‌متر کمتر باشد. کنترل کفایت ضخامت باید با توجه به تلاش‌های داخلی دیافراگم و ضوابط آیین‌نامه بتن ایران انجام گردد. این کنترل به‌خصوص 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. به‌طور کلی توصیه می‌گردد که میزان و تعداد بازشوها در دیافراگم‌ها به حداقل ممکن

محدود گردد. کلیه اجزای متصل به دیافراگم (سازه‌ای یا غیرسازه‌ای) باید قادر به تحمل تغییر شکل دیافراگم در محل اتصال باشند. همچنین اتصالات دیافراگم با دیوارهای برشی و یا قاب‌های خمشی باید به نحوی طراحی شوند که کل نیروهای وارده را تحمل نمایند. کلیه نیروها و تلاش‌هایی که برای طراحی دیافراگم‌ها به کار می‌روند باید بر اساس نحوه بارگذاری مطابق بند (۳-۸) آیین‌نامه محاسبه شده باشند. نیروی جانبی که باید برای طراحی دیافراگم منظور شود، شامل نیروی اینرسی ایجاد شده در اثر وزن خود دیافراگم و همچنین وزن قطعات سازه‌ای و غیرسازه‌ای متصل به آن می‌باشد. علاوه بر آن دیافراگم‌ها باید نیروهای جانبی سازه‌های باربر جانبی را که در محل دیافراگم جابجا یا قطع شده‌اند تحمل نمایند.



# پیوست ۵

اندرکنش خاک و سازه



## مقدمه

اندرکنش لرزه‌ای خاک و سازه می‌تواند بر نیروهای وارد بر سازه و عملکرد سازه‌ای آن مؤثر باشد. در صورتی که سازه دارای پی گسترده یا عمیق بوده و در عمقی از سطح زمین قرار گیرد و ابعاد ساختمان و پی آن به حدی باشد که انتشار و بازگشت موج زلزله از بدنه سازه به داخل خاک، با توجه به سختی نسبی سازه و خاک پی امکان‌پذیر باشد، می‌توان با استفاده از روش‌های مناسب، اندرکنش لرزه‌ای خاک و سازه را در نظر گرفت. در غیر این صورت و در ساختمان‌های معمولی و با ابعاد متداول که عمق زیرزمین آنها نیز از دو طبقه تجاوز نمی‌نماید، لزومی به در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه نیست. یادآوری می‌شود که در تحلیل‌های معمول سازه‌ای به هنگام اعمال زلزله به دلیل تناوبی بودن نیروی زلزله ممکن است در لحظات کوتاهی بخش سازه‌ای پی از خاک زیر آن جدا شود و مجدداً به خاک متکی گردد. چنین جدایی مادامی که مقدار آن کم بوده و موجب ناپایداری کل سازه بر اثر واژگونی و یا ناپایداری ژئوتکنیکی لرزه‌ای پی (نظیر روانگرایی و یا نشست غیرمجاز) نگردد، بلامانع است و نیازی به استفاده از تمهیداتی نظیر پی عمیق برای اتصال دائم خاک و بخش سازه‌ای پی در حین بارگذاری زلزله نمی‌باشد.

### ۱- کلیات

چنانچه در نظر باشد اثر اندرکنش خاک و سازه در تحلیل سازه لحاظ شود، پیوست حاضر می‌تواند به عنوان یک روش قابل قبول مورد استفاده قرار گیرد تا نیروهای ناشی از زلزله و تغییرشکل‌های ایجاد شده در سازه محاسبه شود. روش حاضر زمانی می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد که در هنگام مدلسازی و تحلیل سازه از فرض تکیه‌گاه ثابت استفاده شده باشد و سازه بر روی زمین‌های نوع I، II یا III قرار گرفته باشد. به عبارت دیگر، چنانچه در مدلسازی سازه اثر انعطاف‌پذیری پی صریحاً و با استفاده از روش‌های معتبر مکانیک خاک لحاظ شده باشد، استفاده از روش حاضر مجاز نیست.

### ۲- روش تحلیل استاتیکی معادل

#### ۱-۲ نیروی برشی پایه

نیروی برشی پایه،  $V_u$ ، محاسبه شده بر طبق بند (۳-۳-۱) آیین‌نامه در این روش تحلیل می‌تواند بر طبق رابطه زیر کاهش یابد و برابر  $V_{eu}$  اختیار گردد.

$$V_{eu} = V_u - \Delta V_u \quad (1)$$

در این رابطه مقدار کاهش نیروی برشی ( $\Delta V$ ) از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$\Delta V_u = \left[ C - \bar{C} \left( \frac{0.05}{\beta_e} \right)^{0.4} \right] \bar{W} \leq 0.15 V_u \quad (2)$$

در رابطه فوق:

$C$  = ضریب زلزله است که با استفاده از رابطه (۲-۳) آیین‌نامه و با فرض زمان تناوب  $T$  در حالت سازه دارای تکیه‌گاه ثابت محاسبه می‌شود.

$\bar{C}$  = ضریب زلزله که با استفاده از رابطه (۲-۳) این استاندارد و با فرض زمان تناوب مؤثر  $T_e$  محاسبه می‌شود.  $T_e$  برطبق ضوابط بند (۲-۲) این پیوست محاسبه می‌شود.  
 $\beta_e$  = در صد میرایی بحرانی مؤثر برای سیستم سازه و پی که برطبق ضوابط بند (۳-۲) این پیوست محاسبه می‌شود.

$\bar{W}$  = وزن مؤثر لرزه‌ای در محاسبات اندرکنش که برابر  $0.7W$  در نظر گرفته می‌شود. در مورد سازه‌هایی که فقط دارای یک جرم متمرکز در یک تراز هستند،  $\bar{W}$  برابر  $W$  می‌باشد.

## ۲-۲ زمان تناوب مؤثر سازه

زمان تناوب اصلی مؤثر سازه با در نظر گرفتن اثر انرکنش خاک و سازه،  $T_e$ ، از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$T_e = T \sqrt{1 + \frac{\bar{K}}{K_y} \left( 1 + \frac{K_y \bar{h}^2}{K_\theta} \right)} \quad (3)$$

در این رابطه :

$T$  = زمان تناوب اصلی سازه در حالت تکیه‌گاه ثابت است که بر اساس بند (۳-۳-۶) آیین‌نامه محاسبه می‌شود.

$\bar{K}$  = سختی سازه در حالت تکیه‌گاه ثابت که از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\bar{K} = 4\pi^2 \left( \frac{\bar{W}}{gT^2} \right) \quad (4)$$

$\bar{h}$  = ارتفاع مؤثر سازه که برابر  $0.7$  ارتفاع کل سازه در نظر گرفته می‌شود. در خصوص سازه‌هایی که فقط دارای یک جرم متمرکز در یک تراز هستند، ارتفاع مؤثر برابر ارتفاع سازه در آن تراز می‌باشد.

$K_\theta$  = سختی حرکت گهواره‌ای پی

$K_Y$  = سختی حرکت جانبی پی

$g$  = شتاب ثقل

سختی‌های حرکت جانبی و گهواره‌ای پی  $K_Y$  و  $K_\theta$  می‌باید بر اساس اصول مهندسی پی و با در نظر گرفتن مشخصات خاک سازگار با سطح کرنش تحت اثر زلزله طراحی محاسبه شود.

در حالتی که سازه بر روی پی سطحی گسترده در نزدیکی سطح زمین قرار گرفته باشد و یا در عمقی مدفون باشد که تماس دیوارهای جانبی با خاک در هنگام زلزله طرح را نتوان مؤثر در نظر گرفت، به جای استفاده از رابطه ۳ می‌توان زمان تناوب را از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$T_e = T \sqrt{1 + \frac{25\alpha r_a \bar{h}}{V_s^2 T^2} \left(1 + \frac{1.12 r_a \bar{h}^2}{\alpha_\theta r_m^3}\right)} \quad (5)$$

در این رابطه:

$\alpha$  = شاخص نسبت جرم سازه به خاک است که از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\alpha = \frac{\bar{W}}{\gamma A_0 \bar{h}}$$

$\gamma$  = متوسط وزن مخصوص خاک

$r_a$  و  $r_m$  = ابعاد مشخصه پی که به ترتیب زیر تعریف می‌شود:

$$r_a = \sqrt{\frac{A_0}{\pi}}$$

$$r_m = \sqrt[4]{\frac{4I_0}{\pi}}$$



$A_0$  = مساحت باربر پی

$I_0$  = ممان اینرسی سطح باربر پی حول محور افقی است که از مرکز سطح پی عبور کند و عمود بر امتدادی باشد که سازه در دست تحلیل است.

$V_s$  = سرعت موج برشی در خاک سازگار با سطح کرنش تحت اثر زلزله طراحی

$\alpha_\theta$  = ضریب اصلاح سختی دینامیکی پی برای حرکت گهواره‌ای که از جدول (پ-۵-۱) به دست می‌آید.

جدول پ-۵-۱

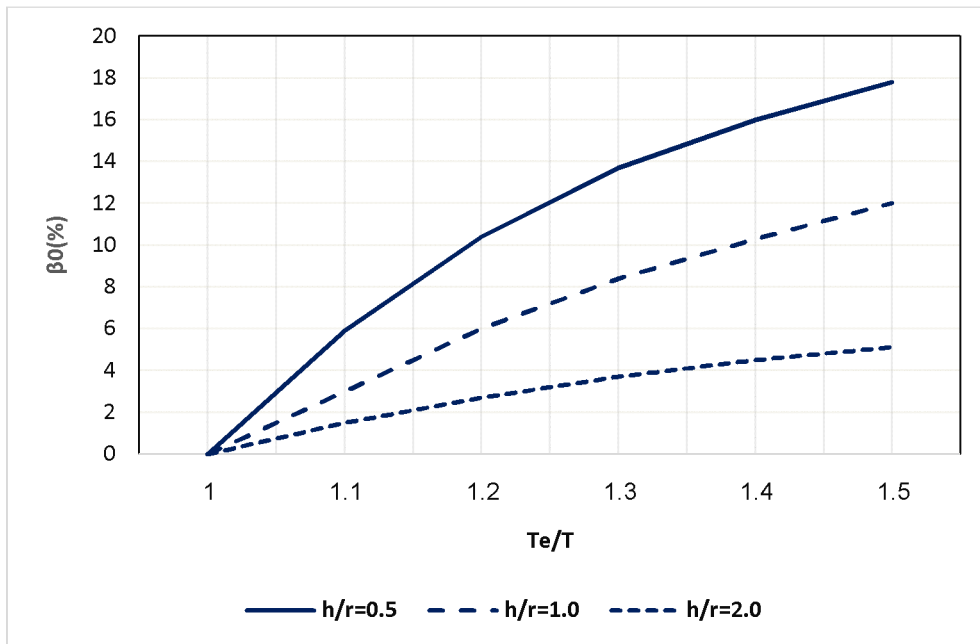
نسبت $\alpha_\theta$	نسبت $r_m/V_s T$
۱/۰	< 0.05
۰/۸۵	۰/۱۵
۰/۷	۰/۳۵
۰/۶	۰/۵

### ۳-۲ میرایی مؤثر

میرایی مؤثر سیستم سازه - پی از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\beta_e = \beta_0 + \frac{0.05}{\left(\frac{T_e}{T}\right)^3} \quad (۶)$$

در این رابطه  $\beta_0$  نسبت میرایی پی است که از شکل (پ-۵-۱) به دست می‌آید:



شکل پ-۵-۱ نسبت میرایی پی

در شکل (پ-۵-۱)  $r$  بعد مشخصه پی است که در حالتی که  $\frac{\bar{h}}{L_0} \leq 0.5$  باشد، برابر  $r_a$  و در حالتی که  $\frac{\bar{h}}{L_0} \geq 1.0$  باشد، برابر  $r_m$  می‌باشد (  $L_0$  طول شالوده در امتدادی است که سازه مورد تحلیل قرار می‌گیرد). برای مقادیر  $\frac{\bar{h}}{L_0}$  بین  $0.5$  و  $1.0$ ،  $r$  از طریق درون‌یابی خطی به دست می‌آید).

در حالتی که  $\frac{\bar{h}}{r} < 0.5$  باشد،  $\beta_0$  برابر با مقادیر متناظر با همین نسبت ابعادی و در حالتی که  $\frac{\bar{h}}{r} > 2.0$  باشد،  $\beta_0$  برابر با صفر در نظر گرفته می‌شود.

استثنا: در مورد سازه‌هایی که بر روی پی‌های شمعی نقطه‌ای قرار گرفته‌اند یا آنها که خاک زیر شالوده متشکل از یک لایه خاک نرم است که بر روی یک خاک بسیار سخت‌تر قرار گرفته‌اند، به طوری که یک تغییر سختی ناگهانی در خاک وجود دارد، در حالتی که

باشد، در رابطه ۴ باید به جای  $\beta_0$  از پارامتر  $\beta'_0$  که از رابطه زیر به دست می‌آید، استفاده شود ( $D_s$  ضخامت لایه خاک نرم است).

$$\beta'_0 = \left(\frac{4D_s}{V_s T_e}\right)^2 \beta_0$$

در هر حال مقدار محاسبه شده  $\beta_e$  نباید از ۰/۰۵ کمتر و از ۰/۲ بیشتر در نظر گرفته شود.

#### ۴-۲ توزیع نیروی جانبی در ارتفاع

نیروی برشی کاهش یافته با در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک و سازه، باید به صورت مشابه با سازه با تکیه‌گاه ثابت و با استفاده از رابطه (۳-۶) این استاندارد در ارتفاع ساختمان توزیع شود.

#### ۵-۲ سایر اثرهای اندرکنش خاک و سازه

مقادیر نیروی برشی، لنگر واژگونی و اثر پیچش حول محور قائم ساختمان بر اساس نیروی برشی کاهش یافته که در این بخش ارائه شدند، مانند ساختمان‌های دارای تکیه‌گاه ثابت، محاسبه می‌شوند.

تغییر مکان جانبی ساختمان در ترازهای مختلف، با توجه به اثر اندرکنش خاک و سازه، باید از رابطه زیر محاسبه شود.

$$\bar{\delta}_x = \frac{V_{eu}}{V_u} \left[ \frac{M_{0u} h_x}{K_{\theta}} + \delta_x \right] \quad (7)$$

در این رابطه:

$M_{0u}$  = لنگر واژگونی در پایه ساختمان در حالت تکیه‌گاه ثابت

$h_x$  = ارتفاع تراز مورد نظر از تراز پایه

$\delta_x$  = تغییر مکان جانبی ساختمان که با اعمال نیروی برشی کاهش نیافته در حالت تکیه‌گاه ثابت به دست آمده است.

کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات (بند ۳-۵ این استاندارد) و اثر  $p-\Delta$  باید با توجه به تغییر مکان جانبی اصلاح شده به روش فوق انجام شود.

### ۳- روش تحلیل دینامیکی طیفی

برای در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک سازه در تحلیل دینامیکی طیفی در هریک از امتدادهای اصلی افقی ساختمان موارد زیر باید رعایت شود.

#### ۳-۱ مقادیر نیروی برشی پایه مودی

مقدار نیروی برشی پایه مود اول می‌تواند بر طبق رابطه (۸) کاهش یابد.

$$V_{e1} = V_{1u} - \Delta V_{1u} \quad (8)$$

مقدار  $\Delta V_{1u}$  از رابطه (۲) با در نظر گرفتن وزن مؤثر لرزه‌ای مود اول،  $\bar{W}_1$  به جای  $\bar{W}$  به دست می‌آید. برای استفاده از رابطه‌های (۲) و (۳)، زمان تناوب مود اول سازه در همان امتداد اصلی افقی  $T_1$  ملاک عمل بوده و در محاسبه ارتفاع مؤثر  $\bar{h}$  از رابطه (۹) استفاده می‌شود:

$$\bar{h} = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \varphi_{i1} h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \varphi_{i1}} \quad (9)$$

در این رابطه :

$W_i$  = وزن طبقه  $i$

$h_i$  = ارتفاع تراز  $i$  از تراز پایه

$\varphi_{i1}$  = دامنه تغییر مکان جانبی تراز  $i$  در ارتعاش در مود اول که از درایه مربوطه در بردار شکل مود اول به دست می‌آید.

$n$  = تعداد طبقات

برای محاسبه نسبت میرایی مؤثر و ضریب  $\alpha$  نیز باید از مقادیر فوق‌الذکر  $\bar{W}$  و  $\bar{h}$  و  $T$  استفاده شود.

کاهش در مقادیر نیروی برشی پایه سایر مودهای ارتعاشی سازه مجاز نبوده و حداکثر مقدار کاهش نیروی برشی مود اول  $\Delta V_1$  نیز برابر  $V_1 / 15$  می‌باشد.

### ۲-۳ سایر اثرهای مودی

مقادیر نیروی جانبی، نیروی برشی و لنگر واژگونی در طبقات مختلف بر اساس مقدار کاهش یافته نیروی برشی پایه در مود اول و به صورت مشابه با ساختمان‌های دارای تکیه‌گاه ثابت محاسبه می‌شود. در مودهای دیگر ارتعاشی، کاهش اعمال نمی‌شود. تغییر مکان جانبی ساختمان نیز در مود اول با توجه به اثر اندرکنش خاک و سازه از طریق رابطه (۱۰) محاسبه می‌شود.

$$\bar{\delta}_{x_1} = \frac{V_{elu}}{V_{lu}} \left[ \frac{M_{0lu} h_x}{K_{\theta}} + \delta_{x_1} \right] \quad (10)$$

پارامترهای رابطه (۱۰) مشابه رابطه (۷) و با در نظر گرفتن پارامترهای متناظر با مود اول محاسبه می‌شود.

### ۳-۳ مقادیر مورد استفاده در طراحی

مقادیر نیروی برشی، لنگر، تغییر مکان جانبی و تغییر مکان جانبی نسبی مورد استفاده در طراحی باید با استفاده از ترکیب مناسب جذر مجموع مربعات یا ترکیب مربعات کامل پاسخ‌های مودهای مختلف محاسبه شود.





**Road, Housing and Urban Development  
Research Center**

**Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of  
Buildings**

**Standard No. 2800  
4<sup>th</sup> Edition**

Permanent Committee for Revising the Iranian Code of Practice for Seismic  
Resistant Design of Buildings

**BHRC Publication No.: S-253**



دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان



مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

پیوست ۶

استاندارد ۲۸۰۰۰

ویرایش چهارم

طراحی لرزه‌ای و اجرای  
اجزای غیر سازه‌ای معماری





جمهوری اسلامی ایران

وزارت راه و شهرسازی

تاریخ:

شماره:

وزیر

بسمه تعالی

به استناد ماده ۳۳ قانون نظام مهندسی و کنترل ساختمان-مصوب ۱۳۷۴- پیوست ششم  
آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله ویرایش چهارم (استاندارد ۲۸۰۰+) با عنوان «طراحی  
لرزه ای و اجرای اجزاء غیر سازه ای معماری» که توسط این وزارتخانه- مرکز تحقیقات راه،  
مسکن و شهرسازی- و با راهبری معاونت مسکن و ساختمان تدوین شده و مراحل تصویب را  
گذرانده است، به شرح پیوست ابلاغ می گردد.

از این رو، شهرداری ها، بخشداری ها، دهیاری ها و سایر مراجع صدور پروانه و کنترل و نظارت بر  
اجرای ساختمان ها و همچنین مالکان، کارفرمایان و مجریان ساختمان ها و صاحبان حرفه های  
مهندسی ساختمان می بایست این ضوابط را رعایت و اجرا نمایند.

محمد اسلامی



## پیشگفتار معاون مسکن و ساختمان

سرزمین پهناور ایران در طول تاریخ سترگ خود همواره با رخدادی طبیعی به نام زلزله مانوس و عجیب بوده است. زمین‌لرزه‌های اخیر هم چون منجیل و رودبار در سال ۱۳۶۹، بم در سال ۱۳۸۲ و سرپل‌ذهاب در سال ۱۳۹۶ هر یک درس آموخته‌هایی را به دنبال داشته است. بعد از زلزله منجیل آئین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله تحت عنوان استاندارد ۲۸۰۰ که نخستین ویرایش آن یک‌سال قبل از این رویداد به چاپ رسیده بود، مورد توجه گسترده جامعه مهندسی قرار گرفت، در زلزله بم نیز توجه به رویکرد پیشگیرانه و کاهش مخاطرات در قالب مدیریت جامع بحران، دستاورد آن رویداد تلخ بود و عملاً زمین‌لرزه سرپل‌ذهاب نیز توجه جامعه مهندسی ساختمان کشور را به موضوع اجزای غیرسازه‌ای و دیوارهای جداکننده و پیرامونی ساختمان‌ها معطوف نموده است. حاصل این توجه پیوست ششم آئین‌نامه ۲۸۰۰ می‌باشد که تحت عنوان طراحی لرزه‌ای و اجرای اجزاء غیر سازه‌ای معماری تهیه و در اختیار جامعه مهندسی ساختمان قرار می‌گیرد.

به‌نوبه خود از همکارانم در مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی و به‌ویژه کمیته دائمی بازنگری آئین‌نامه ۲۸۰۰ که بر این امر مهم همت گذارده‌اند سپاسگزاری نموده و همچنین از آقایان مهندس منصور نویریان و مهندس پیام پالیزیان که زحمت بررسی و ویرایش متن حاضر را به لحاظ اجرائی بودن جزئیات ارائه شده در آن تقبل نموده‌اند نیز تشکر می‌نمایم.

### مازیار حسینی

معاون مسکن و ساختمان وزارت راه و شهرسازی



## پیشگفتار رئیس مرکز

اعضای غیر سازه‌ای معماری از جمله دیوارهای داخلی و خارجی ساختمان‌ها در زلزله آسیب پذیر بوده و تا حال خسارت‌های جانی و مالی فراوانی در سطح جهانی و بویژه در ایران موجب شده‌اند. مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی مدت‌هاست این موضوع را در دستور کارهای خود قرار داده و با انجام آزمایشات استاتیکی و دینامیکی با شتاب‌های مختلف تا شدت‌های بیش از زلزله‌های معمول بر روی اجزای غیر سازه‌ای معماری بخصوص دیوارهایی که در کشور ساخته می‌شود، سعی بر آن داشته تا ضوابطی برای ساخت این اجزا تدوین نماید و در این راستا تجربیات بین‌المللی را نیز مد نظر قرار داده است. پیوست حاضر خلاصه‌ای از نتایج این تحقیقات است که با توجه به حوادث ناگوار ناشی از زلزله در سال‌های اخیر در کشور بنا به توصیه کمیته اجرایی آیین‌نامه قبل از ویرایش پنجم که اکنون مقدمات تدوین آن فراهم شده، برای اجرا ابلاغ می‌گردد.

این پیوست شامل دو بخش است: بخش اول عمدتاً بر روی دیوارهایی متمرکز است که با پیش‌بینی درز انقطاع از سازه جدا اجرا می‌شوند و در سختی آن دخالتی ندارند و برای سازه مزاحمتی ایجاد نمی‌کنند. در این بخش جزئیات اجرایی سایر اجزای غیر سازه‌ای از قبیل جان‌پناه، راه‌پله، سقف کاذب و نما نیز پوشش داده شده است. بخش دوم برای ساختمان‌های تا چهار طبقه بوده و به دیوارهایی اختصاص دارد که به سازه چسبانده می‌شود و در سختی آن مشارکت می‌کند. این دیوارها نقش میانقابی را بر عهده دارند. در این بخش نحوه طراحی این دیوارها و ضوابط اجرایی آنها پوشش داده می‌شود. علاوه بر جزئیات مورد اشاره در این مجلد، استفاده از هرگونه راهکار اجرایی دیگری که الزامات مورد نظر استاندارد ۲۸۰۰ را برآورده سازد، مجاز دانسته شده است.

با عنایت به توجه ویژه کارگروه تدوین متن در خصوص وفادار ماندن به ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ و دقت نظر و همراهی مجدانه و مسئولانه اعضای محترم کارگروه‌های اجزاء غیرسازه‌ای و تحلیل ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ در بازبینی و ارتقاء متن، کمیته اجرایی ترجیح داد که متن پیوست عیناً گزارشی باشد که گروه تهیه‌کننده، زیر نظر کارگروه‌های اجزاء غیرسازه‌ای و تحلیل و با همکاری معاونت مسکن و ساختمان و دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان وزارت راه و شهرسازی تهیه کرده است. نظر به تأیید محتوای مطالب توسط کمیته اجرائی و هماهنگی این استاندارد، مجلد حاضر با نام "طراحی لرزه‌ای و اجرای اجزاء غیر سازه‌ای معماری" به عنوان پیوست ششم از ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران ابلاغ شده و در راستای بخشنامه شماره ۴۴۳۱۳/۱۱۰/۰۱ مورخ ۹۳/۰۸/۲۴، لازم الاجرا دانسته می‌شود.

محمد شکرچی زاده

رئیس مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی



## مجریان و اعضای کمیته تالیف به ترتیب حروف الفبا:

مهندسین مشاور	مهندس ابوالفضل آجولو
دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان وزارت راه و شهرسازی	مهندس سهیل اخوان
دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان وزارت راه و شهرسازی	مهندس مسعود افراز
عضو هیات علمی مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی	دکتر عاطفه جهان محمدی
عضو هیات علمی مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی / <b>مجری بخش اول</b>	دکتر نادر خواجه احمد عطاری
عضو هیات علمی مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی	دکتر مژده زرگران
مهندسین مشاور	مهندس رضا غفاری
مهندسین مشاور	مهندس کوروش غفاری ایرد موسی
عضو هیات علمی پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله / <b>مجری بخش دوم</b>	دکتر مجید محمدی

## کمیته تصویب ( به ترتیب حروف الفبا )

استاد دانشگاه تربیت مدرس - مسئول کارگروه تحلیل و عضو کارگروه غیر سازه‌ای و اجرایی	دکتر علی اکبر آقا کوچک
استاد دانشگاه تربیت مدرس - عضو کمیته اجرایی	دکتر محمدتقی احمدی
استاد دانشگاه علم و صنعت - عضو کمیته اجرایی	دکتر محمدحسن بازاریار
مهندسین مشاور	مهندس پیام پالیزیان
استاد دانشگاه تربیت مدرس - عضو کمیته اجرایی	دکتر عباسعلی تسنیمی
استاد دانشگاه امیرکبیر - مسئول کمیته هماهنگی و اجرایی	دکتر محسن تهرانی زاده
استاد دانشگاه شریف - عضو کمیته اجرایی	دکتر سیدمحسن حائری
انجمن مهندسان محاسب ساختمان - عضو کمیته اجرایی	مهندس بهمن حشمتی
عضو هیات علمی دانشگاه علم و صنعت - عضو کمیته هماهنگی و اجرایی	دکتر مرتضی زاهدی
عضو هیات علمی پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله - عضو کارگروه غیر سازه‌ای و تحلیل	دکتر عبدالرضا سروقد مقدم
استاد دانشگاه تهران و رییس مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی - عضو کمیته اجرایی	دکتر محمد شکرچی زاده
استاد دانشگاه تربیت مدرس - عضو کمیته اجرایی	دکتر حمزه شکیب
مهندسین مشاور	مهندس علی اصغر شهاب
مهندسین مشاور - عضو کمیته هماهنگی و اجرایی	مهندس علی اصغر طاهری بهبهانی
عضو هیات علمی دانشگاه صنعتی شریف - مسئول کارگروه غیر سازه‌ای و عضو کمیته اجرایی	دکتر محمد تقی کاظمی
استاد دانشگاه و معاون مسکن و ساختمان وزارت راه و شهرسازی	دکتر مازیار حسینی
مدیر کل دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان وزارت راه و شهرسازی	مهندس حامد مانی فر
استاد دانشگاه صنعتی شریف - عضو کارگروه تحلیل و کمیته اجرایی	دکتر حسن مقدم
مدیر کل دفتر توسعه مهندسی ساختمان وزارت راه و شهرسازی	مهندس منصور نوبریان
مهندسین مشاور - عضو کارگروه غیر سازه‌ای	مهندس تیمور هنربخش

## ترسیم:

مهندس وحید کیانی

مهندسین مشاور



## پ ۶-۱- ضوابط اجزای غیرسازه‌ای معماری

### پ ۶-۱-۱ مقدمه

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

### پ ۶-۱-۲- انواع اجزای غیرسازه‌ای معماری

اجزای غیرسازه‌ای معماری ساختمان شامل موارد زیر است:

۱- دیوار خارجی

۲- تیغه و دیوار داخلی

۳- جان پناه

۴- راه پله

۵- سقف کاذب

۶- نما

۷- سایر موارد

### پ ۶-۱-۳- بارها و اثرات ناشی از زلزله

بارهای لرزه‌ای وارد به اجزای غیر سازه‌ای معماری همراه با محدودیت‌هایی که در تغییرمکان‌های جانبی آنها باید رعایت شود در بندهای ۱-۴ و ۲-۴ این استاندارد ارائه شده است.

این نیرو باید همراه با بارهای مرده مورد انتظار به عضو غیر سازه‌ای اعمال شده و به صورتی باشد که بیشترین نیاز را در تکیه‌گاه‌ها و مهارهای آنها ایجاد کند. در ارتباط با تغییر مکان‌ها، باید مقدار عرض درزهای انقطاع در نظر گرفته شده با ضابطه ارائه شده در این پیوست سازگار باشد.

## پ ۶-۱-۴- ضوابط و الزامات لرزه‌ای اجزای غیر سازه‌ای

### پ ۶-۱-۴-۱- دیوارها

در این بند ضوابط و الزامات دیوار، بسته به نوع کاربرد آن ارائه شده است. دیوارها را می‌توان به دو صورت غیر پیوسته (جداسازی شده از سازه اصلی) و یا چسبانده شده به دیوار (میانقابی) طراحی و اجرا نمود. دیوارهای غیر پیوسته به دیواری اطلاق می‌شود که بجز در کف‌ها با پیش‌بینی درز انقطاع از سازه باربر جانبی جدا شده و در سختی آن دخالت ندارند و مزاحمتی برای رفتار سازه ایجاد نمی‌کنند. در دیوارهای غیر پیوسته لازم است دیوار و اتصالات آن صرفاً تحت اثر نیروهای اینرسی خارج صفحه کنترل شوند. الزامات لازم برای جداسازی مطابق جزییات ارائه شده در این بند باید در کلیه ساختمان‌های بلندتر از چهارطبقه و نیز در ساختمان‌های با اهمیت بسیار زیاد و با طبقات کمتر از چهار طبقه رعایت شود.

دیوارهای چسبانده شده به سازه (میانقابی) در سختی آن دخالت دارند و باید در برآورد نیروهای وارد بر آن طبق بخش پ ۶-۲ دخالت داده شوند. در این صورت باید رفتار و عملکرد میانقابی دیوار و نیروهای وارد بر تیر و ستون و خود دیوار - بر اثر این رفتار - براساس ضوابط ارائه شده در آن بخش در محاسبات لحاظ شود.

### پ ۶-۱-۴-۱-۱- دیوارهای خارجی

دیوارهای خارجی را می‌توان با ایجاد درز پیوسته بین آنها و سازه محیطی غیر پیوسته کرد. برای این دیوارها باید اتصالاتی در نظر گرفت که قابلیت حرکت داخل صفحه و مهار خارج از صفحه را به دیوار بدهند (بندهای ۱-۵-۸ و ۴-۵-۳ این استاندارد). فواصل جداسازی دیوارها از قاب باید توسط مواد تراکم‌پذیر مناسب از قبیل پشم سنگ ضد رطوبت پر شوند. توصیه می‌شود برای جلوگیری از ترک خوردگی در نازک‌کاری از یک لایه شبکه الیاف یا رابیتس بر روی مواد تراکم‌پذیر استفاده شود. در بیمارستان‌ها ساختمان‌ها برای جلوگیری از ایجاد ترک خوردگی در نازک‌کاری، در 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 استفاده از این ضابطه توصیه می‌شود.

### پ ۶-۱-۴-۱-۱-۱- محدودیت ابعاد هندسی

طول آزاد دیوار خارجی در پلان نباید از ۴ متر و ارتفاع آزاد آن نباید از ۳/۵ متر بیشتر در نظر گرفته شود. در دیوارهای با طول بیشتر از ۴ متر باید از عضو قائم با مقطع فولادی یا بتنی به عنوان تکیه‌گاه جهت مهار خارج از صفحه دیوار (وادار) و در دیوارهای با ارتفاع بیش از ۳/۵ متر باید با استفاده از عضو افقی با مقطع فولادی یا بتنی (تیرک) ارتفاع آزاد را کاهش داد. جزییات وادارها و تیرک‌ها در بندهای پ ۶-۱-۴-۱-۲ و پ ۶-۱-۴-۱-۲-۴ ارائه شده است. در دیوارهای پانلی کارخانه‌ای ارتفاع دیوار می‌تواند تا حدی که برای برش و خمش عمود بر صفحه طراحی شده، در نظر گرفته شود.

#### پ ۶-۱-۴-۱-۱-۲- طراحی دیوارها

دیوارها باید برای بارهای اینرسی ایجاد شده در آن ها، در جهت داخل صفحه و در جهت عمود بر صفحه طراحی شوند. در جهت داخل صفحه دیوار تحت تاثیر برش و خمش و در جهت عمود بر صفحه تحت تاثیر بار محوری ناشی از وزن دیوار و برش و خمش خارج از صفحه عمودی و افقی قرار می‌گیرد. روش طراحی این دیوارها در «راهنمای طراحی سازه‌ای و جزییات اجرایی دیوارهای غیر سازه‌ای - ضابطه شماره ۸۱۹ مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی» ارائه شده است. شرایط مرزی تحت نیروهای عمود بر صفحه باید به صورت مفصلی در نظر گرفته شود.

تبصره ۱: دیوارهای خارجی که تمام ارتفاع طبقه را پوشش نمی‌دهند (دیوار کوتاه)، بخصوص در ساختمان‌های بتنی، همواره باید از قاب سازه‌ای جدا شوند. زیرا در غیر اینصورت می‌تواند باعث تشکیل "ستون کوتاه" در سازه شود.

#### پ ۶-۱-۴-۱-۱-۳- عرض درز های انقطاع (فاصله جداسازی)

فاصله جداسازی دیوار از ستون‌ها به اندازه ۰/۰۱ ارتفاع کف تا کف طبقه و فاصله جداسازی از سقف برابر با بیشترین دو مقدار ۲۵ میلی‌متر و حداکثر خیز دراز مدت تیر می‌باشد.

#### پ ۶-۱-۴-۱-۱-۴- دیوارهای پانلی

دیوارهای پانلی کارخانه‌ای که به صورت نوارهای قائم در طول دیوار نصب می‌شوند مجاز به استفاده در ساختمان‌ها به عنوان دیوار خارجی، می‌باشند. در این حالت دیوار به صورت یک دال یک طرفه عمل می‌کند. دیوار باید با استفاده از نبشی یا المان مشابه در جهت خارج از صفحه، در تراز سقف و کف مهار شود. در این حالت باید اتصال پانل دیوار در تراز سقف با نبشی به صورت کشویی بوده و دیوار اجازه جابجایی داخل صفحه را نداشته باشد. در این نوع دیوارها نیازی به اجرای وادار نمی‌باشد.

در صورتی که ارتفاع دیوار به اندازه‌ای باشد که پانل، قابلیت تحمل بار خمشی وارد بر آن را نداشته باشد، باید از تیرک در تراز میانی و وادار انتهایی استفاده نمود. تیرک مورد استفاده به وادار متصل می‌شود و باید از اتصال آن به ستون‌ها پرهیز شود. دیوارهای پانلی‌ای مجاز به استفاده در صنعت ساختمان هستند که دارای گواهی‌نامه فنی از مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی باشند. استفاده از دیوارهای خارجی پانلی در بیمارستان‌ها موکدا توصیه می‌شود.

#### پ ۶-۱-۴-۱-۱-۵- دیوارهای بلوکی

در دیوارهای بلوکی، دیوار مشابه با یک پوسته و دال دو طرفه طراحی می‌شود. در این حالت جداسازی در جهت داخل صفحه و مهار در جهت خارج از صفحه می‌تواند توسط نبشی‌های فولادی و یا بست‌های U شکل متصل به

دال سازه‌ای در تراز سقف و نبشی یا بست‌های U شکل متصل به ستون‌ها در دو انتهای (طرفین) دیوار و وادارهای میانی انجام گردد. نبشی‌های فولادی می‌توانند منقطع یا پیوسته باشند که باید برای نیروی خارج از صفحه طراحی شوند. در این دیوارها باید از المان مسلح کننده میلگرد بستر مورب یا نردبانی برای دیوارهای دارای ملات ماسه سیمان و از بست‌های فولادی منقطع یا پیوسته برای دیوارهای دارای ملات بستر نازک و یا محصولات جدید مانند نوارهای مش الیاف، جهت یکپارچه سازی و حفظ پیوستگی دیوار استفاده نمود. در دیوارهای با ارتفاع کمتر از ۳/۵ متر لزومی به اجرای وادار انتهایی در نزدیکی ستون نمی‌باشد.

#### پ ۶-۱-۴-۱-۲- دیوارهای داخلی (تیغه‌ها)

خرابی تیغه‌ها در زلزله یکی از عوامل اصلی آسیب‌رسان بوده است. به علاوه در حالتی که از تیغه‌ها به عنوان مهار جانبی برای لوله‌کشی، اتاقل‌های الکتریکی، قفسه‌ها یا دیگر اعضای غیرسازه‌ای استفاده می‌شود، خرابی تیغه‌ها ممکن است باعث آسیب رساندن به این تاسیسات شود. تیغه‌های داخلی باید مانند دیوارهای خارجی از سقف و ستون‌ها جداسازی شوند.

فواصل جداسازی دیوارها از قاب باید توسط مواد تراکم‌پذیر مناسب از قبیل پشم سنگ ضد رطوبت پر شود. مانند دیوارهای خارجی در دیوارهای داخلی نیز توصیه می‌شود برای جلوگیری از ترک خوردگی در نازک کاری از یک لایه شبکه الیاف یا رابیتس بر روی مواد تراکم پذیر استفاده شود. در بیمارستان‌ها برای جلوگیری از ایجاد ترک خوردگی در نازک کاری، در 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 استفاده از این ضابطه توصیه می‌شود.

**تبصره ۱:** در صورتی که از تیغه به عنوان مهار جانبی دیگر اعضای غیرسازه‌ای استفاده شود، تیغه و مهارهای لازم باید برای بار وارده کنترل شوند.

**تبصره ۲:** تیغه‌هایی که تمام ارتفاع طبقه را پوشش نمی‌دهند (دیوار کوتاه) مانند دیوارهای خارجی بخصوص در ساختمان‌های بتنی همواره باید از قاب سازه‌ای جدا شوند.

#### پ ۶-۱-۴-۱-۲-۱- فاصله جداسازی

فاصله جداسازی دیوارهای داخلی از ستون‌ها به اندازه ۰/۰۱ ارتفاع کف تا کف طبقه و فاصله جداسازی از سقف برابر با بیشترین دو مقدار ۲۵ میلی‌متر و حداکثر خیز دراز مدت تیر می‌باشد.

#### پ ۶-۱-۴-۱-۲- تیغه پانلی

در تیغه‌های پانلی قائم، دیوار به صورت یک دال یک طرفه طراحی می‌شود و دیوار باید با استفاده از قطعات نبشی یا قطعه اتصال مشابه در جهت خارج از صفحه در تراز سقف و کف مهار شود. در این حالت باید اتصال پانل دیوار در

تراز سقف با نبشی یا ناودانی به صورت کشویی بوده و دیوار اجازه جابجایی داخل صفحه را نداشته باشد. در این نوع دیوارها نیازی به وادار انتهایی یا میانی نمی‌باشد.

پوشش نما و یا پاشش سیمان بر روی سطوح تیغه‌های پانلی باید به نحوی اجرا شود که موجب چسبیدن و اتصال نبشی به تیغه پانلی نشود و از حرکت آن در داخل صفحه جلوگیری ننماید.

در صورتی که ارتفاع دیوار به اندازه‌ای باشد که پانل قابلیت تحمل بار خمشی وارد بر آن را نداشته باشد، باید از تیرک در تراز میانی و وادار انتهایی استفاده نمود. توجه شود که تیرک باید به وادار متصل شود و از اتصال آن به ستون‌ها پرهیز شود. استفاده از دیوارهای داخلی پنلی در بیمارستان‌ها موکداً توصیه می‌شود.

در تیغه‌های ساخته شده از LSF باید توجه شود که تیرک پانل سرد نورد نباید به سقف متصل شود. در این حالت می‌توان از تیرک تغییر شکل دهنده (دو تیرک قرار گرفته در درون هم که به صورت کشویی امکان جابجایی دارند و تیرک بالا به سقف متصل بوده و تیرک پایین به قاب سرد نورد متصل است) استفاده نمود برای جزییات بیشتر می‌توان به نشریه ۶۱۲ سازمان برنامه و بودجه مراجعه نمود.

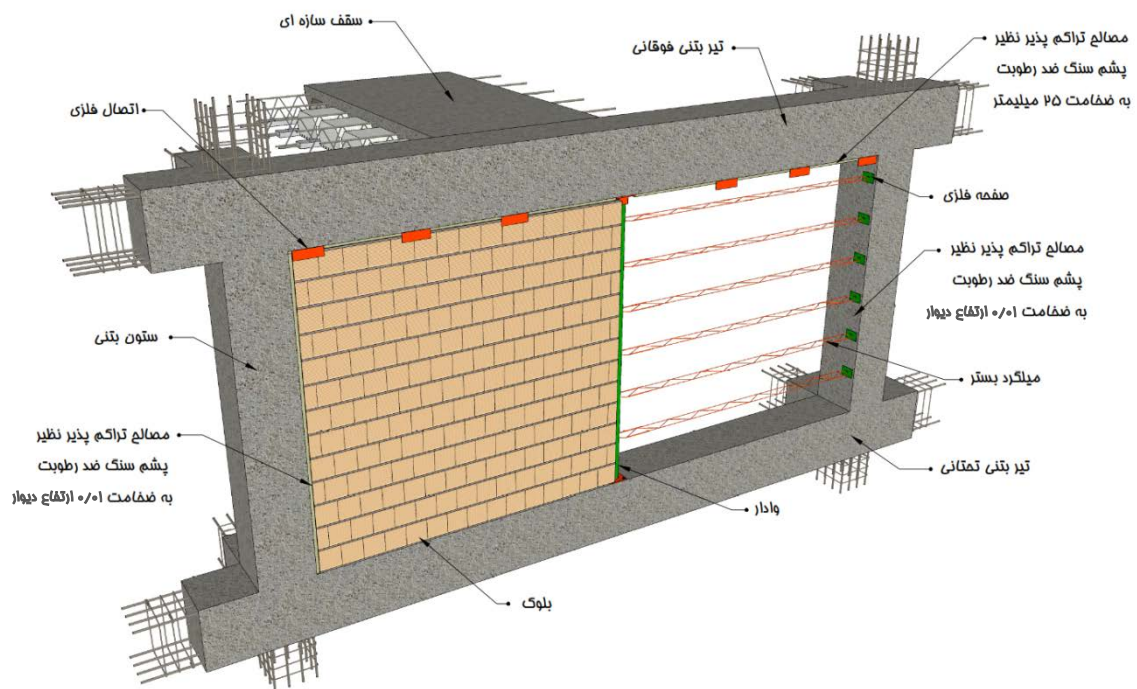
### پ۶-۱-۴-۱-۲-۳- تیغه بلوکی

در تیغه‌های بلوکی، دیوار مشابه با یک پوسته و دال دو طرفه طراحی می‌شود. جداسازی در جهت داخل صفحه و مهار در جهت خارج از صفحه می‌تواند توسط قطعات نبشی فولادی، بست‌های U شکل و یا قطعات مشابه آنها، متصل به سازه در تراز سقف و متصل به ستون‌ها در دو انتهای (طرفین) دیوار و وادارهای میانی، انجام شود. قطعات اتصال می‌توانند منقطع یا پیوسته باشند که باید برای نیروی خارج از صفحه طراحی شوند. در این دیوارها باید از المان مسلح کننده میلگرد بستر خرابایی یا نردبانی برای دیوارهای دارای ملات ماسه سیمان و از بست‌های فولادی منقطع یا پیوسته برای دیوارهای دارای ملات بستر نازک جهت یکپارچه‌سازی و حفظ پیوستگی دیوار استفاده کرد. در دیوارهای با ارتفاع کمتر از ۳/۵ متر لزومی به اجرای وادار انتهایی در نزدیکی ستون نمی‌باشد.

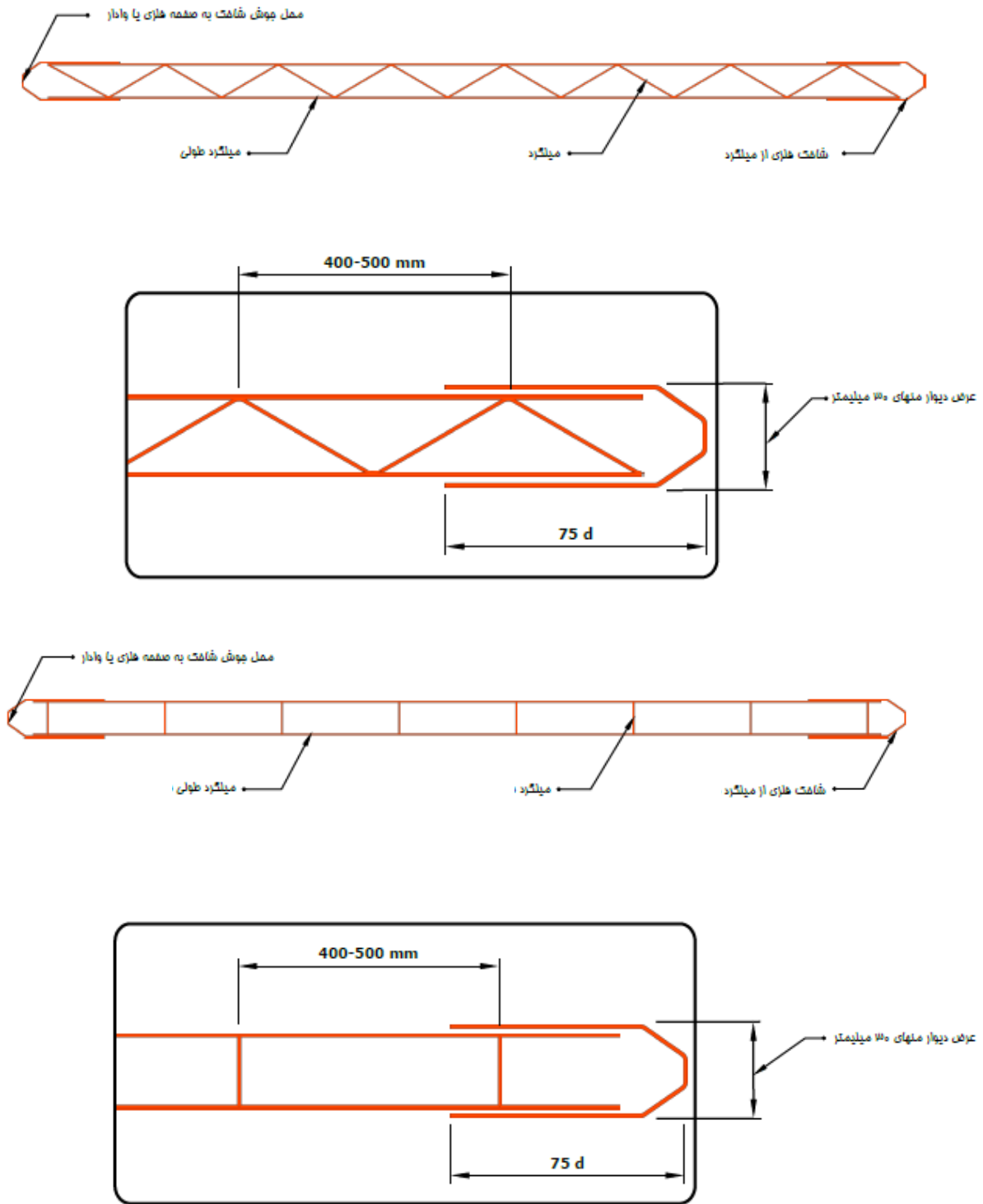
### پ۶-۱-۴-۲- جزییات اجرایی دیوارهای داخلی و خارجی

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 ...، قطعه دیوار پایدار بماند و عملکرد آن حفظ شود و از ایجاد ترک شدید در دیوار جلوگیری نماید. در این بند نمونه‌هایی از اتصالات مورد قبول ارائه شده است. جزییات مشروح‌تر همراه با جداول مقاطع محاسبه شده در «راهنمای طراحی سازه‌ای و جزییات اجرایی دیوارهای غیر سازه‌ای - ضابطه شماره ۸۱۹ مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی» ارائه شده است. دیوارهای بلوکی با توجه به عملکرد دو طرفه آنها در جهت افقی باید با استفاده از ابزار مناسب مسلح شوند (شکل پ۶-۱). این مسئله در

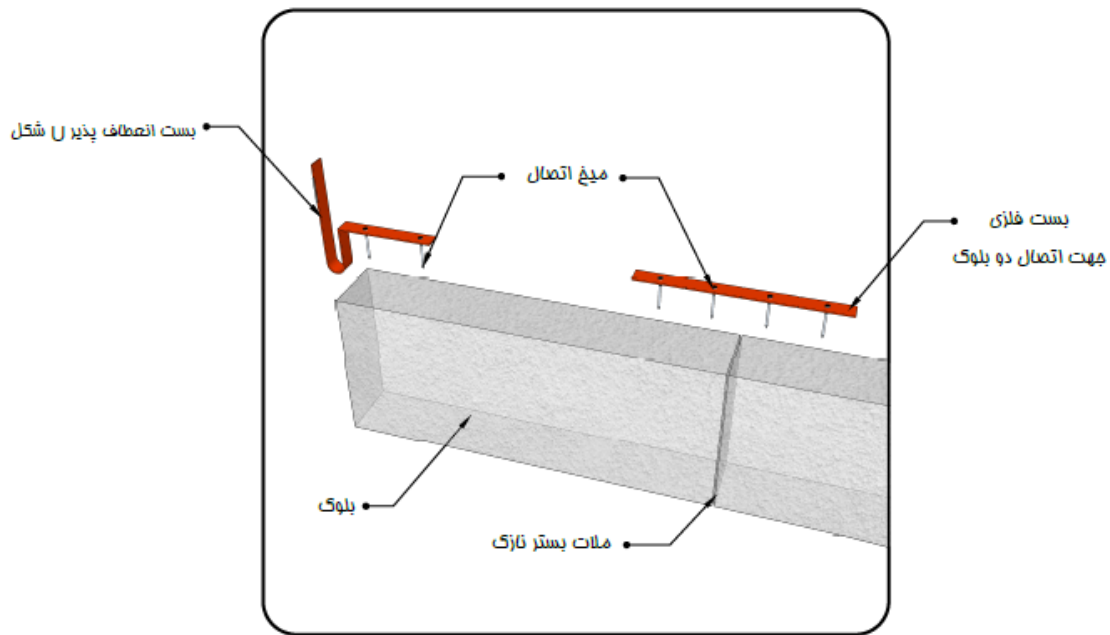
دیوارهای بلوکی اجرا شده با ملات می‌تواند با استفاده از میلگرد بستر خرابایی یا نرده‌بانی (شکل پ ۶-۲) و دیوارهای اجرا شده با ملات بستر نازک (ضخامت ملات کمتر از ۳ میلی‌متر) یا چسب‌های پلی‌یورتان با استفاده از بست‌های نازک فولادی منقطع یا پیوسته انجام شود (شکل پ ۶-۳). میلگردها و بست‌های مورد استفاده باید طبق ضوابط مبحث هشتم مقررات ملی ساختمان در مواردی که مورد نیاز است از جنس فولاد ضد زنگ یا فولاد گالوانیزه و یا میلگرد آج‌دار سرد نورد باشند. حداقل سطح مقطع قطعه مسلح کننده  $0.0003$  سطح مقطع موثر دیوار در برش خارج از صفحه می‌باشد. حداکثر فاصله قائم قطعات مسلح کننده در ارتفاع دیوار یک متر می‌باشد که باید قطعه براساس آن طراحی و محاسبه شود.



شکل پ ۶-۱- دیوار خارجی بلوکی (سفال، آجر بلوک سیمانی سبک و...) دارای ملات سیمانی مسلح شده به میلگرد بستر



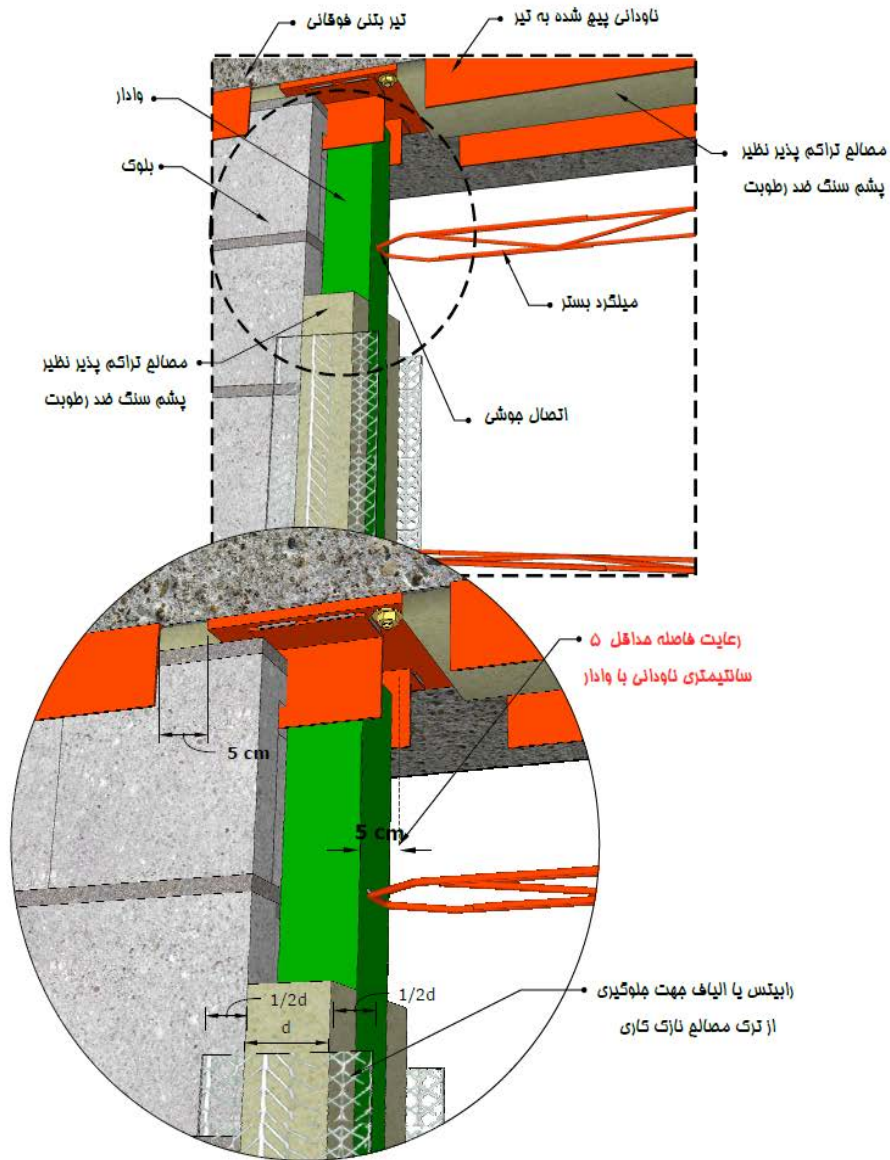
شکل پ ۶-۲- میلگرد بستر خرابایی یا نرده بانی



شکل پ ۳-۶- بست‌های فلزی منقطع در دیوارهای بلوکی ساخته شده از ملات بستر نازک

#### پ ۱-۶-۱-۲-۴-۱- وادارها

در صورتی که طول دیوار از مقادیر مجاز براساس طراحی (حداکثر ۴ متر) بیشتر شود، از عضو قائم با مقطع فولادی یا بتنی (وادار) به عنوان تکیه گاه جهت مهار خارج از صفحه دیوار و اجزای مسلح کننده آن استفاده می‌شود. وادار باید به نحو مناسبی به کف سازه با اتصال به صورت مفصلی متصل شود ولی اتصال آن در زیر تراز سقف باید در راستای داخل صفحه به صورت کشویی باشد تا امکان جابجایی درون صفحه دیوار فراهم شود. در دیوارهای خارجی روی سطح وادار باید به وسیله پشم سنگ ضد رطوبت برای عایق بندی پوشانده شود و بر روی آن یک لایه مش الیافی یا رابیتس برای جلوگیری از ترک خوردگی نازک کاری اجرا شود (شکل پ ۴-۶).



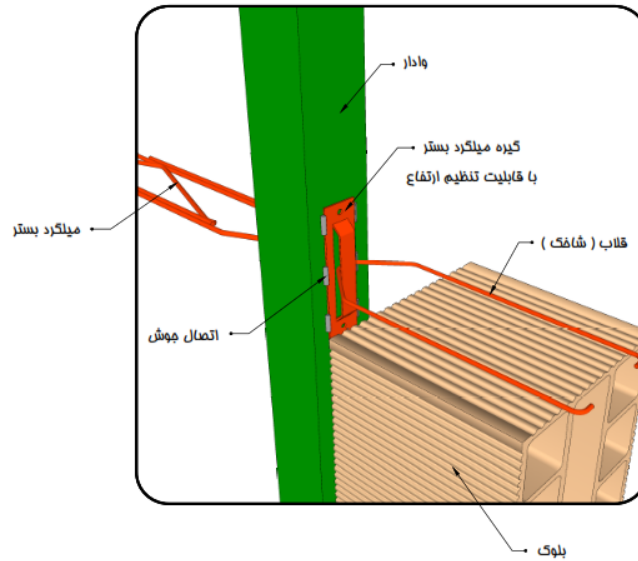
شکل پ ۴-۶- اجرای عایق پشم سنگ و مش الیاف یا رابطیس بر روی وادار

#### پ ۶-۱-۴-۲- اتصال به وادارها

در دیوارهای غیرسازه‌ای در فواصل بین ستون‌ها برای مهار خارج از صفحه دیوارها بسته به نوع و طول دیوار، ممکن است نیاز به وادار باشد. برای انتقال بار به وادار استفاده از اتصالات جوشی یا پیچی و نظایر آنها به وادار مجاز است ولی نباید از مقاومت اصطکاکی ناشی از بارهای ثقلی استفاده شود. دیوار با توجه به بارهای وارده و شرایط لبه‌های آن در بالا (زیر سقف) و دو لبه قائم دو طرف دیوار و شرایط مرزی زیر (روی کف) کنترل شوند و بر این اساس حداقل طول دیوار که نیاز به مهار با استفاده از وادار دارد محاسبه شود.

فواصل وادارها را می‌توان بر پایه محاسبه ظرفیت خمشی پانل دیوار با فرض شرایط تکیه‌گاهی لبه‌ها و با اعمال بار وارد بر دیوار تعیین نمود. باید توجه نمود که جزئیات ارائه شده در این پیوست شرایط مفصلی را تأمین می‌کند. این کنترل برای دیوارهای بلوکی به صورت دال دو طرفه براساس ضابطه شماره ۸۱۹ مرکز تحقیقات راه، مسکن و

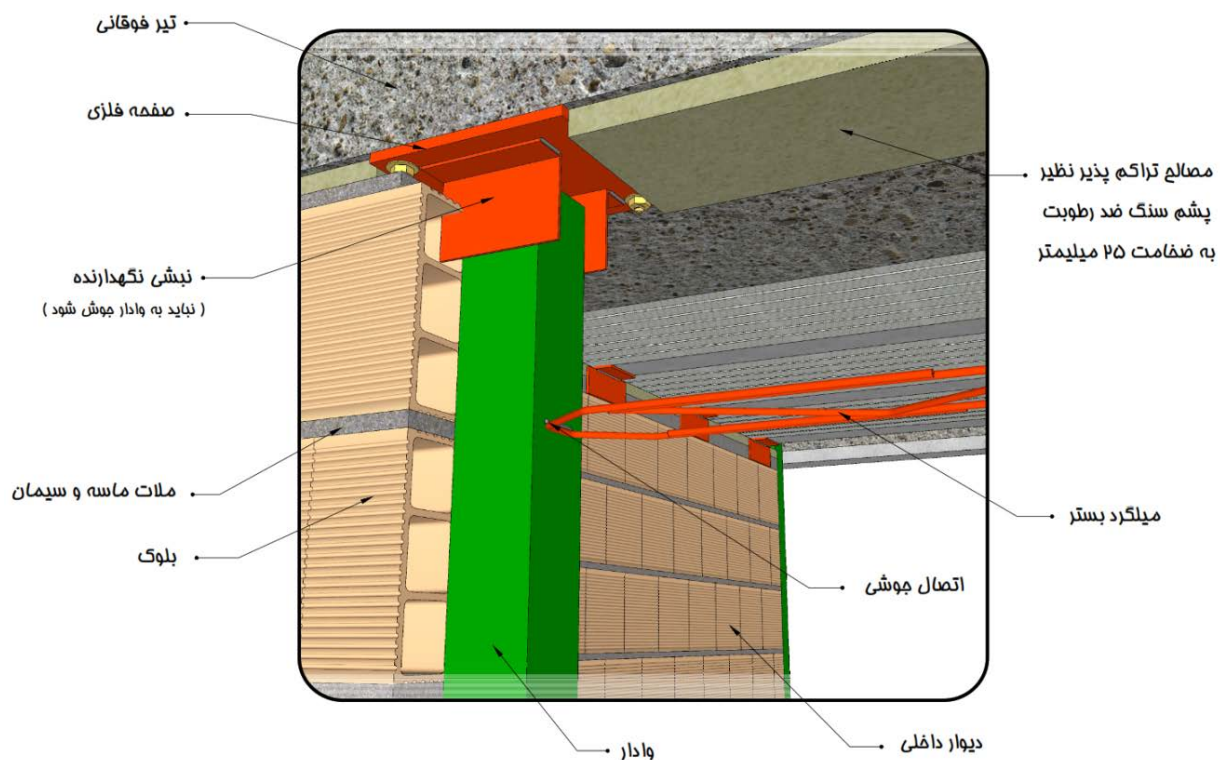
شهرسازی انجام می‌شود. دیوار بلوکی در فاصله بین وادارها با میلگرد بستر یا تسمه‌های فولادی مسلح می‌شود (شکل پ ۶-۵).



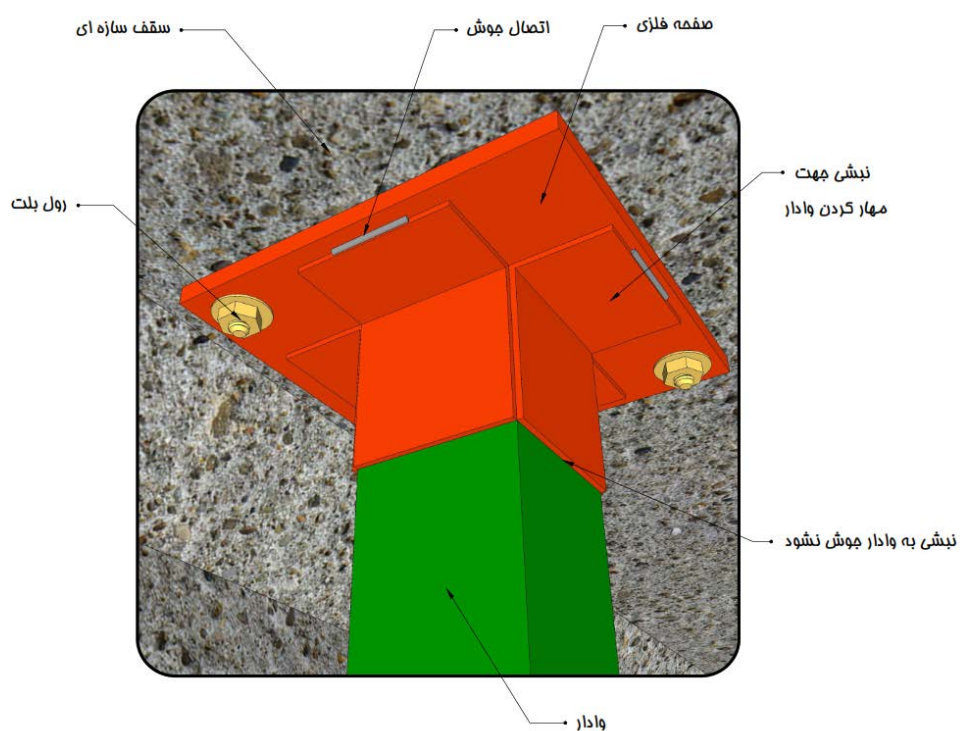
شکل پ ۶-۵- میلگرد بستر در فاصله بین وادارها و اتصال آن به وادار

#### پ ۶-۱-۴-۲-۳- اتصال وادار به قاب سازه‌ای

در دیوارهای بلوکی که نیاز به وادار دارند به منظور تامین حرکت جانبی داخل صفحه دیوارها، مجموعه دیوار و وادار همزمان از آزادی در حرکت جانبی برخوردارند. وادارها نباید به نبشی‌های تعبیه شده در تیرها که تنها جهت جلوگیری از حرکت خارج از صفحه نصب شده‌اند جوش شوند (شکل پ ۶-۶- الف). با توجه به اتصال کشویی وادار نیازی به رعایت فاصله جداسازی دیوار در مجاورت وادارها نمی‌باشد و دیوار می‌تواند از بر وادار چیده شود. تبصره: در دیوارهای واقع در خارج قاب، وادارهای دو انتهای دیوار باید در برابر حرکت جانبی در هر دو جهت مقید (به صورت اتصال تلسکوپی) شوند و به دیوار اجازه حرکت داده شود. در این حالت جزییات اتصال دیوار به این وادارها مانند اتصال به ستون‌ها می‌باشد در این فاصله جداسازی ۱٪ بین وادار و دیوار باید رعایت شود (شکل پ ۶-۶- ب).



الف- به صورت اتصال کشویی با استفاده از نبشی

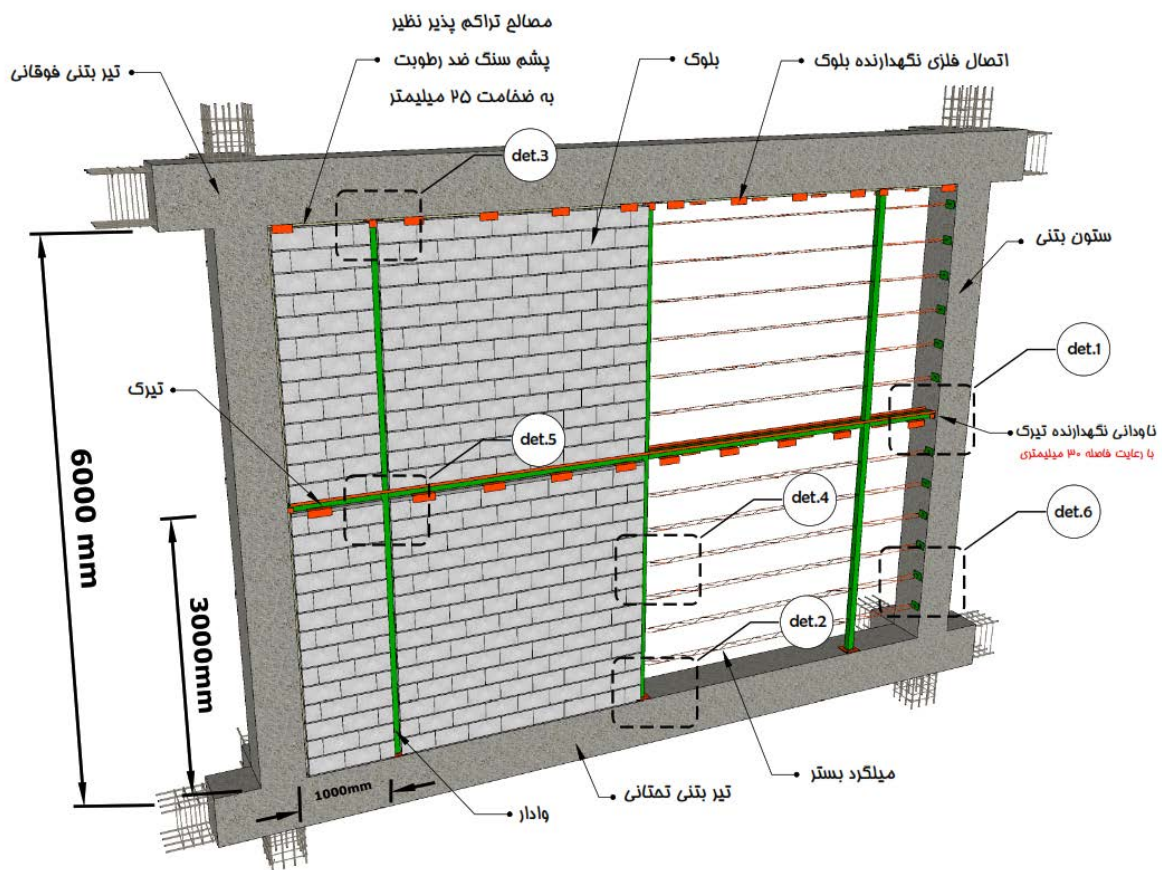


ب- اتصال وادار انتهایی در دیوارهای خارج از قاب به صورت تلسکوپی

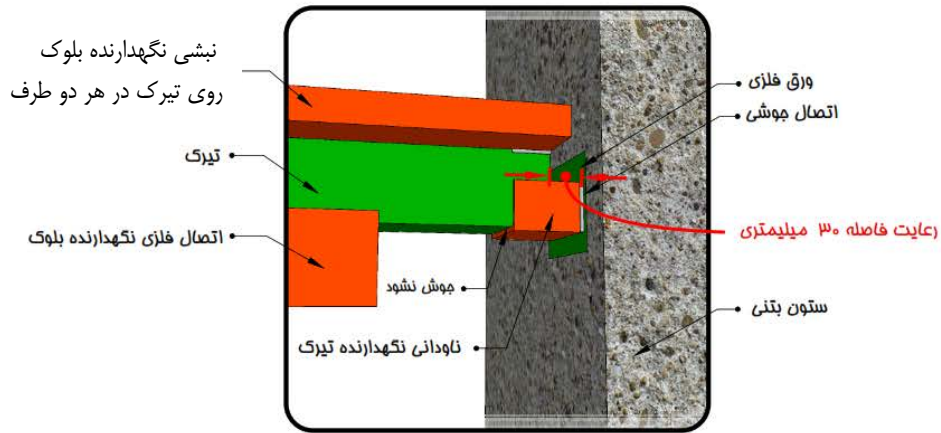
شکل پ ۶-۶- اتصال وادار به سقف

پ ۶-۱-۴-۲-۴-تیرک ها (دیوارهای با ارتفاع بیش از ۳/۵ متر)

در دیوارهای با ارتفاع بیش از ۳/۵ متر باید با استفاده از عضو افقی با مقطع فولادی یا بتنی (تیرک) ارتفاع آزاد دیوار را کاهش داد. در این حالت برای اینکه جداسازی دیوار از قاب سازه‌ای به نحو مناسب انجام شود، نیاز به اجرای وادار انتهایی برای نگه داشتن تیرک می‌باشد (جهت عدم ایجاد مانع برای تغییر شکل تیر در ناحیه مفصل پلاستیک وادار انتهایی باید حداقل در فاصله یک متری از بر ستون طبق شکل پ ۶-۷ باشد). نحوه اجرای تیرک به این صورت است که تیرک باید به صورت کامل بر روی دیوار بنشیند و بار ثقیلی دیوار فوقانی نباید به تیرک منتقل شود. به عنوان نمونه شکل پ ۶-۶ نحوه اجرای تیرک و وادارها در یک دیوار ۶ متری و شکل پ ۶-۸ جزییات اتصالات آن را نشان داده است. اتصال انتهایی تیرک به ستون نیز باید به صورت نشیمن با قابلیت جابجایی در راستای دیوار مطابق شکل پ ۶-۸ باشد.

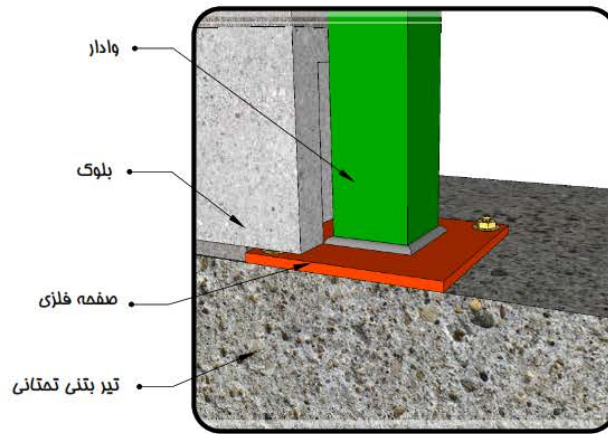


شکل پ ۶-۷- دیوارهای بلوکی با ارتفاع بیش از ۳/۵ متر دارای تیرک و وادار (به عنوان نمونه یک دیوار با ارتفاع ۶ متری)



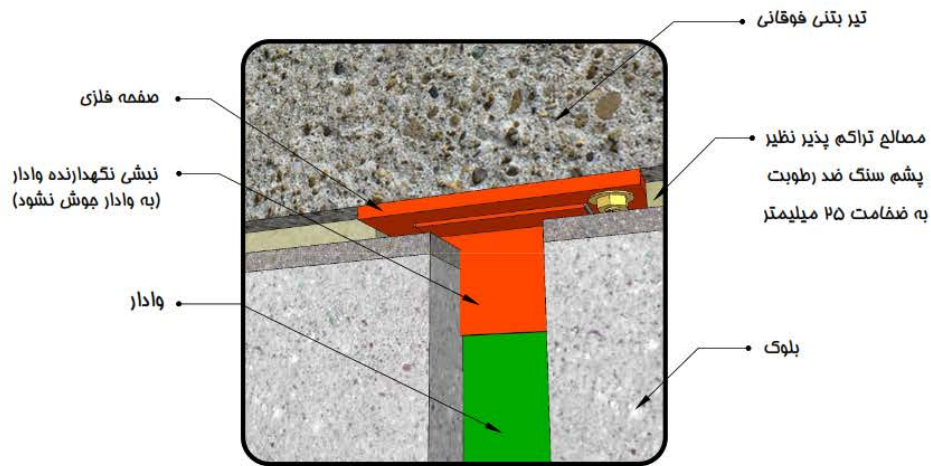
مزییات اتصال تیرک به ستون بتنی

det.1



مزییات اتصال وادار میانی روی تیر تمتمانی

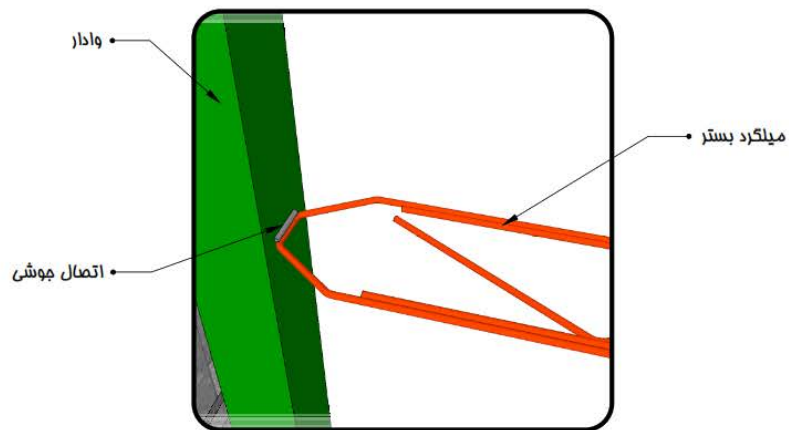
det.2



مزییات اتصال وادار میانی به زیر تیر فوقانی

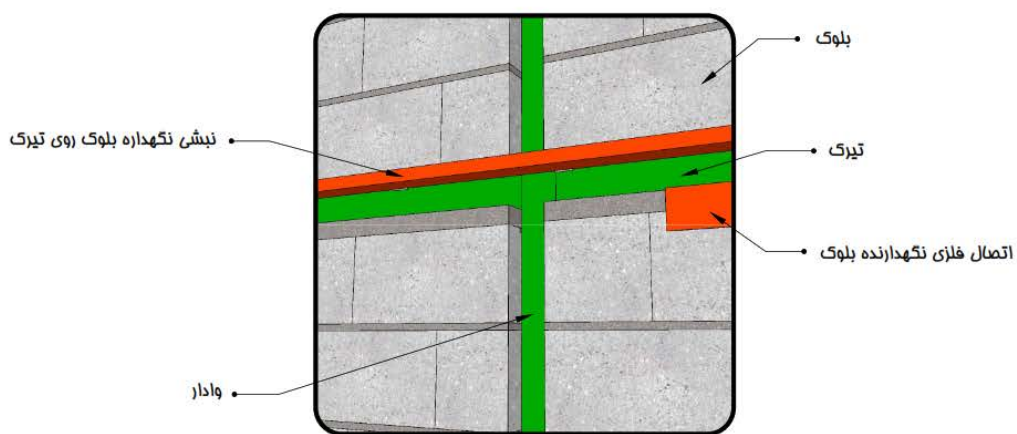
det.3

شکل پ ۸-۶- جزئیات اجرایی اتصال تیرک و وادار در دیوار با ارتفاع بیش از ۳/۵ متر



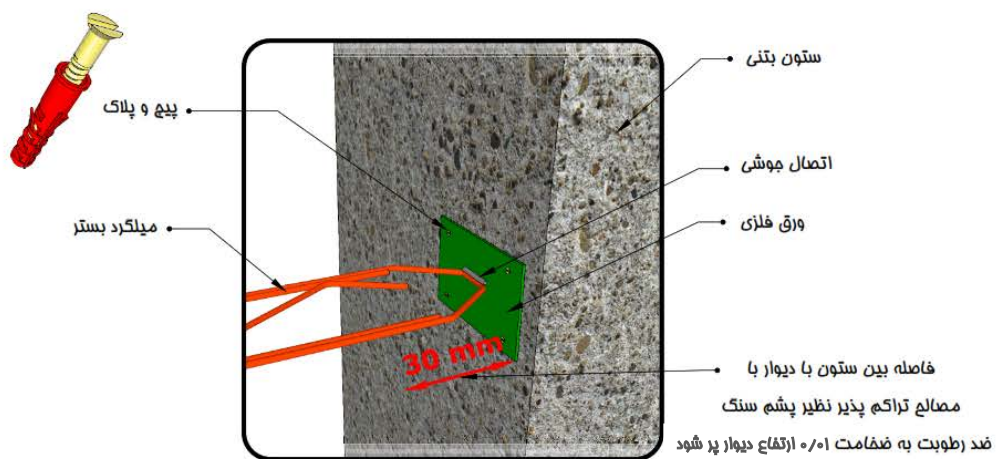
جزئیات اتصال میلگرد بستر به وادار

det.4



جزئیات اتصال تیرک به وادار

det.5



جزئیات اتصال میلگرد بستر به ستون بتنی

det.6

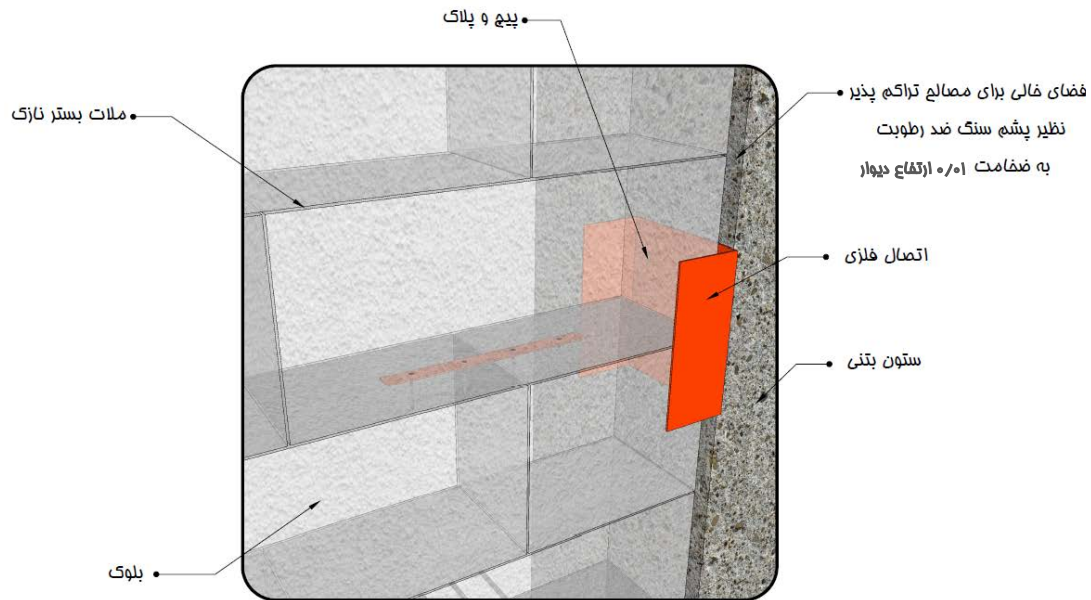
ادامه شکل پ ۶-۸- جزئیات اجرایی اتصال تیرک و وادار در دیوار با ارتفاع بیش از ۳/۵ متر

### پ ۶-۱-۴-۲-۵- روش‌های اتصال دیوار به اعضای قائم سازه‌ای

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 نیازی به اتصال بین دیوار و ستون وجود ندارد و فواصل بین این دو باید با مواد تراکم پذیر مانند پشم سنگ ضد رطوبت پر شود و بر روی آن در نازک کاری از یک لایه شبکه الیاف یا رابیتس استفاده شود.

#### الف- اتصال کشویی با استفاده از دو نبشی یا ناودانی

یکی از روش‌های مناسب برای اتصال دیوار به عضو قائم سازه‌ای، استفاده از اتصال کشویی در محل تماس، به وسیله نبشی یا ناودانی منقطع یا پیوسته می‌باشد. در این حالت استفاده از نبشی و یا ناودانی‌های گرم نورد یا سرد نورد شده فولادی در طرفین دیوار که به نحو مناسبی به عضو قائم سازه‌ای اتصال داده می‌شود، توصیه می‌شود (شکل پ ۶-۹).



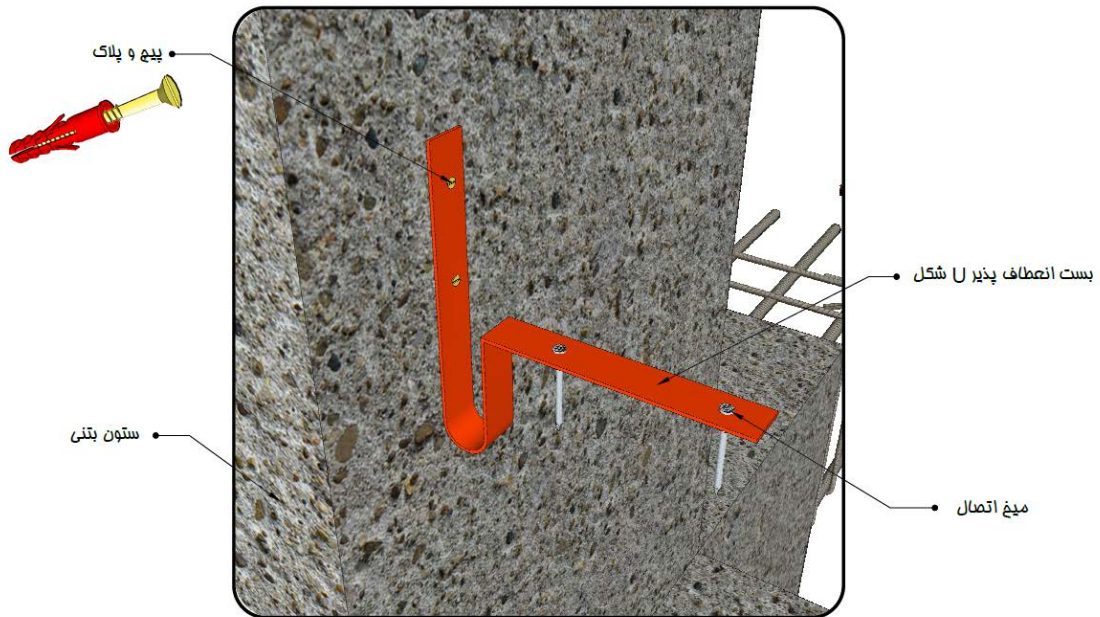
شکل پ ۶-۹- مهار دیوار خارجی ساخته شده از بلوک به ستون با استفاده از نبشی یا ناودانی

#### ب- اتصال با بست های انعطاف پذیر U شکل

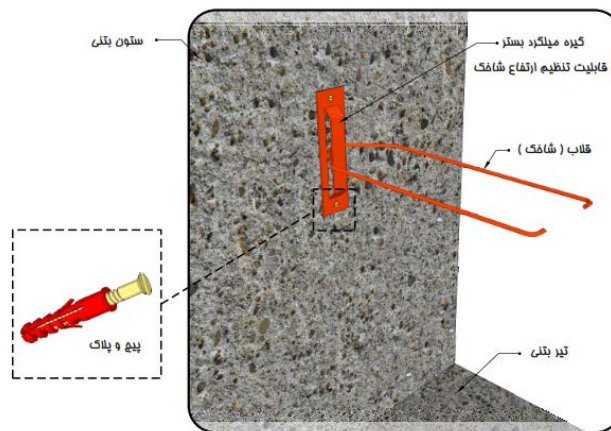
از اتصالات U شکل لغزشی برای مهار خارج از صفحه و در عین حال تامین آزادی حرکت در درون صفحه دیوار می‌توان استفاده نمود (شکل پ ۶-۱۰-الف).

### ج- شاخک انتهایی

در صورت استفاده از میلگرد بستر از شاخک انتهایی آن جهت اتصال دیوار به ستون در جهت خارج می توان استفاده نمود و نیازی به استفاده از نبشی یا ناودانی نمی باشد (شکل پ ۶-۱۰-ب).



الف- اتصال دیوار خارجی ساخته شده از بلوک به ستون با استفاده از بست ارتجاعی U شکل



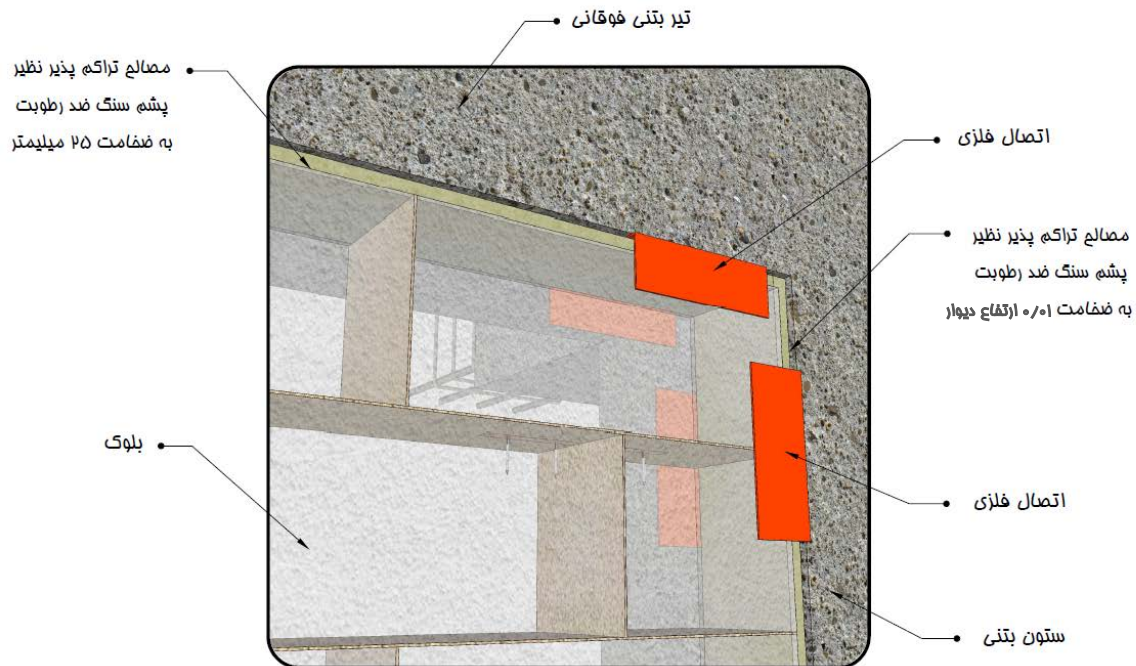
ب- استفاده از شاخک انتهایی به همراه میلگرد بستر

شکل پ ۶-۱۰- روش های مهار دیوار به ستون جهت نیروی خارج از صفحه

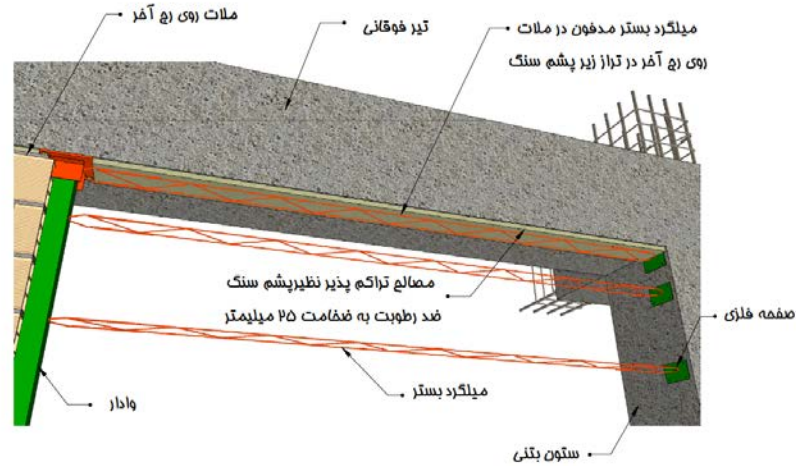
### پ ۶-۱-۴-۲-۶- اتصال دیوار به زیر سقف

اتصال دیوار به زیر سقف باید به صورت اتصال لغزشی بدون اتصال مستقیم دیوار به سقف و با استفاده از مهار خارج از صفحه دیوار با قطعاتی از قبیل نبشی یا ناودانی اجرا شود (شکل پ ۶-۱۱-الف). انتخاب نوع اتصال بستگی به وضعیت دیواری دارد که بین اعضای قائم شامل ستون، دیوار و یا وادار مهار شده است. در سازه های بتنی چنانچه بر اساس نوع سقف امکان پیش بینی اتصالات مناسب لغزشی در زمان ساخت عضو سازه ای برای بالای دیوار نباشد

می‌توان این اتصال را با کاشت میل مهار پس از اجرای تیر انجام داد. باید توجه شود که در این صورت کاشت میل مهار باید در هسته تیر بتنی انجام شود و کاشت و اتصال به پوشش بتن مجاز نمی‌باشد. حداقل فاصله بالای دیوار تا زیر سقف برابر با بیشترین دو مقدار ۲۵ میلی‌متر و حداکثر خیز دراز مدت سقف در امتداد دیوار در نظر گرفته شود. لبه بالایی دیوار را می‌توان با استفاده از دو نبشی و یا ناودانی که به طریق مناسب به سقف سازه متصل می‌شود مهار نمود. ناودانی و یا نبشی‌ها نباید به دیوار یا وادار پیچ، میخ و یا جوش شوند. با این اتصال امکان حرکت آزادانه دیوار در درون صفحه تامين می‌شود. فاصله بالای دیوار تا سقف باید در حدی باشد که تیر بتواند آزادانه خیز داده و اتصالی با دیوار پیدا ننماید. نبشی‌ها به ترتیب ابتدا در یک سمت اجرا و پس از دیوارچینی و قرارگیری بالاترین بلوک دیوار، نبشی دوم متصل می‌شود. نبشی می‌تواند به صورت سرد نورد یا گرم نورد و به شکل منقطع یا پیوسته باشد. می‌توان به جای مهار خارج از صفحه دیوار در تراز سقف، آخرین ردیف دیوار را با جزییات بند پ۶-۱-۴-۲-۲ به وسیله میلگرد یا بست مسلح نمود. در این صورت توجه شود که در محاسبات دیوار به صورت یک صفحه یک طرفه لحاظ شود و کل بار جانبی وارده به دیوار در طراحی وادارها و المان‌های مسلح‌کننده دیوار لحاظ شود (شکل پ۶-۱۱-ب).

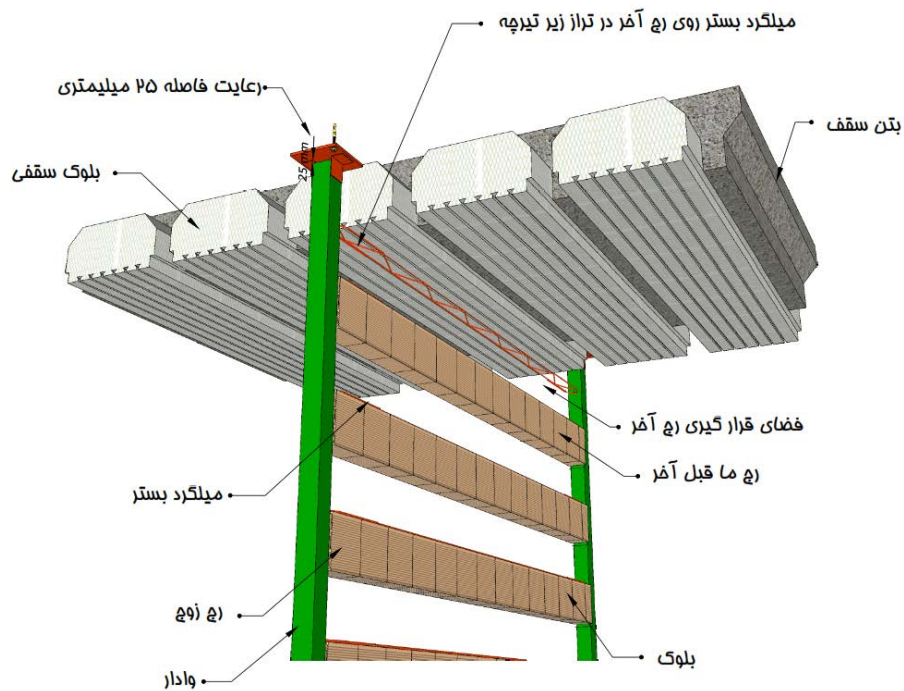


الف- اتصال دیوار به سقف با استفاده از نبشی



ب-عدم اتصال به سقف و اجرای المان مسلح کننده در ریح آخر دیوار  
 شکل پ ۶-۱۱- جزئیات اجرایی در محل تلاقی دیوار با سقف

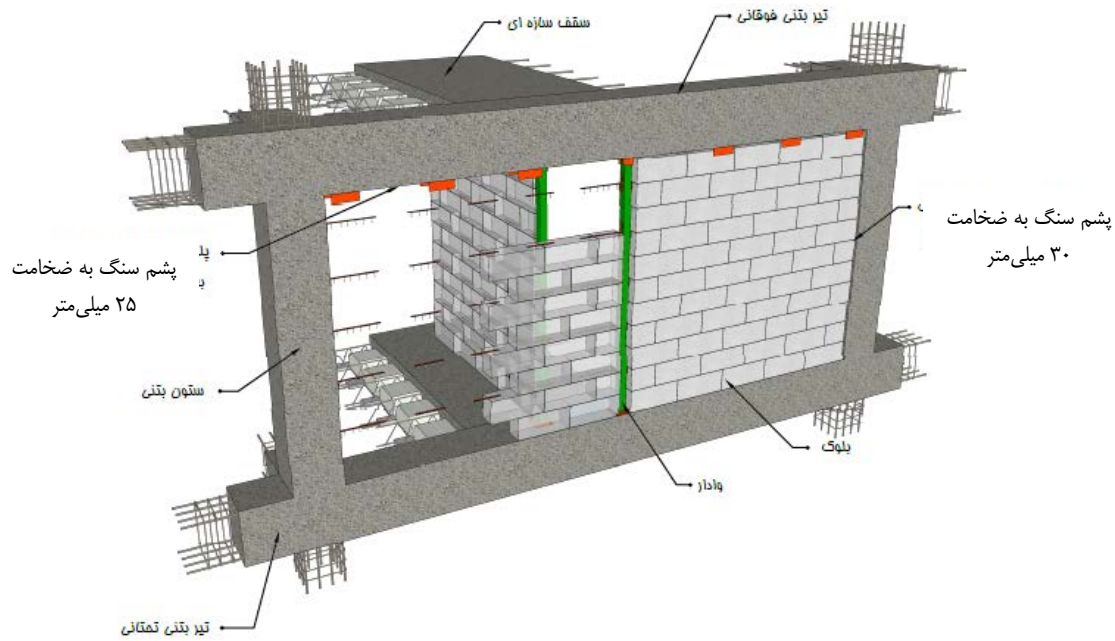
در اجرای دیوارهای داخلی به خصوص در انواع سقف‌های دارای تیرچه یا تیر یا هر نوع سقف مختلط که در آنها تیری در راستای دیوار نباشد، مانند دیوارهای خارجی می‌توان ریح انتهایی دیوار یا ریح ماقبل آنرا با میگلرد بستر یا بست مسلح کرد (شکل پ ۶-۱۲)



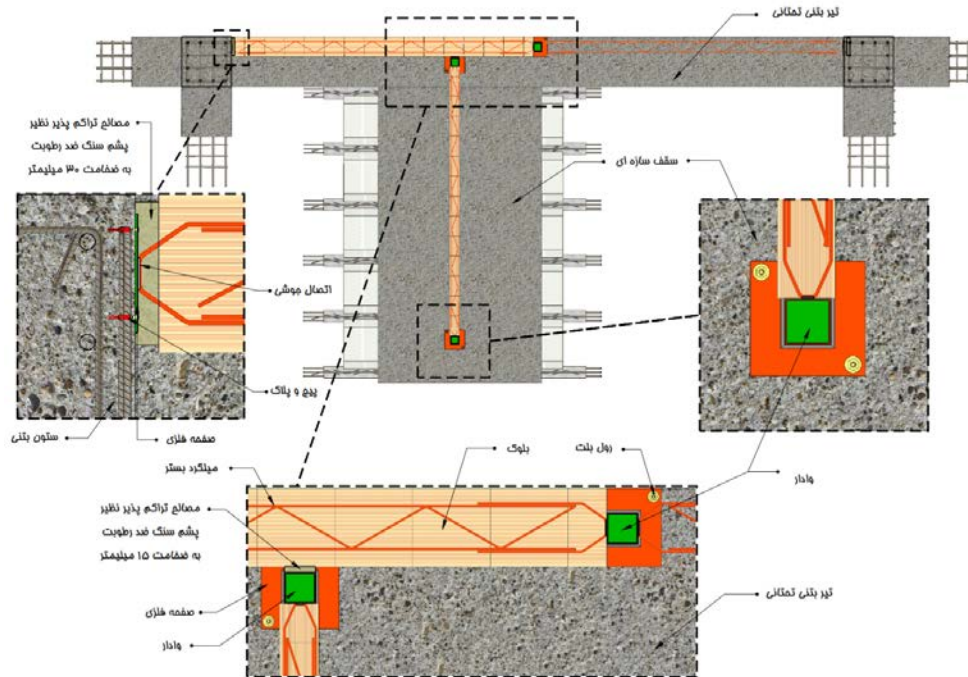
شکل پ ۶-۱۲- مهار دیوار به صورت یک طرفه با استفاده از قطعه مسلح کننده در بالاترین ردیف بلوک مصالح بنایی (اتصال وادار به سقف باید صورت کشویی باشد)

پ ۶-۱-۴-۲-۷- اتصال دیوارهای غیر سازه‌ای به یکدیگر

در اتصال دیوارها توصیه می‌شود که به دلیل امکان بروز تنش‌های کششی در درون صفحه دیوارهای متقاطع، از بست‌های فلزی مشابه آنچه در مورد اتصال به ستون به کار برده شد استفاده شود و یا برای جداسازی دیوارها از یک دیگر در محل اتصال دو دیوار متقاطع از وادار استفاده شود. شکل پ ۶-۱۳ اجرای وادار مجزا در محل اجرای دو دیوار متقاطع و شکل پ ۶-۱۴ نحوه اجرای بست در محل تقاطع را نمایش می‌دهد.

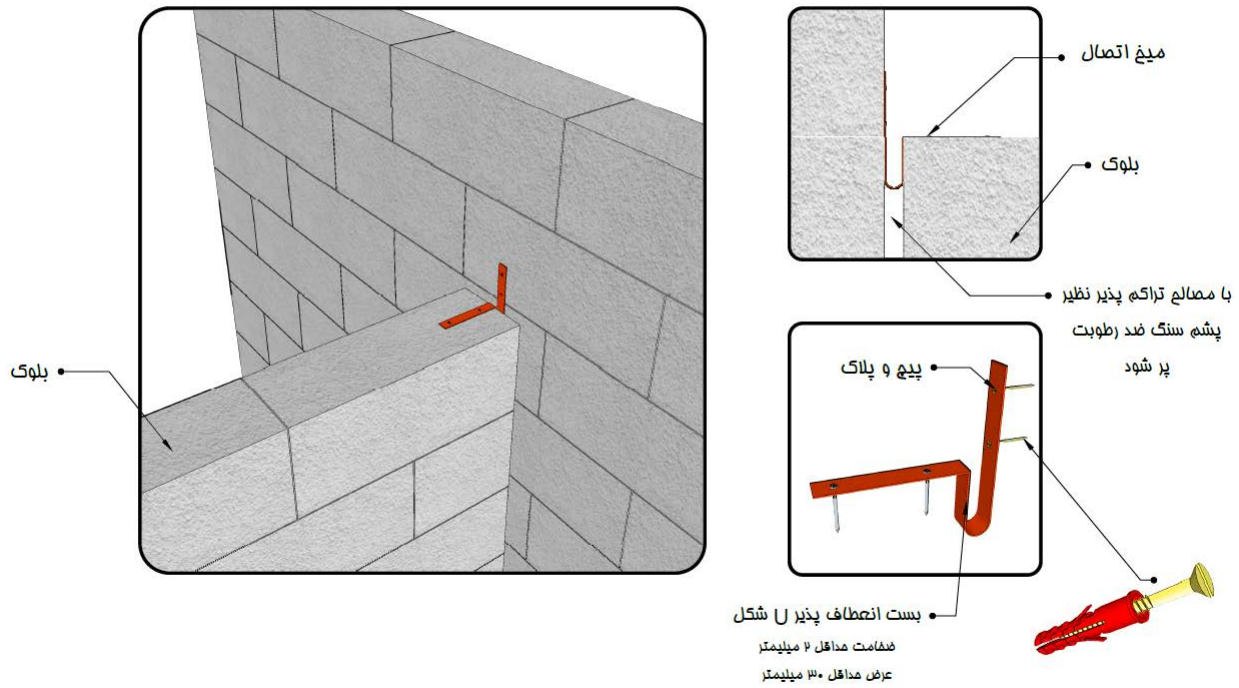


الف- نمای سه بعدی اجرای دیوارهای متقاطع



ب- اجرای دیوار متقاطع از پلان

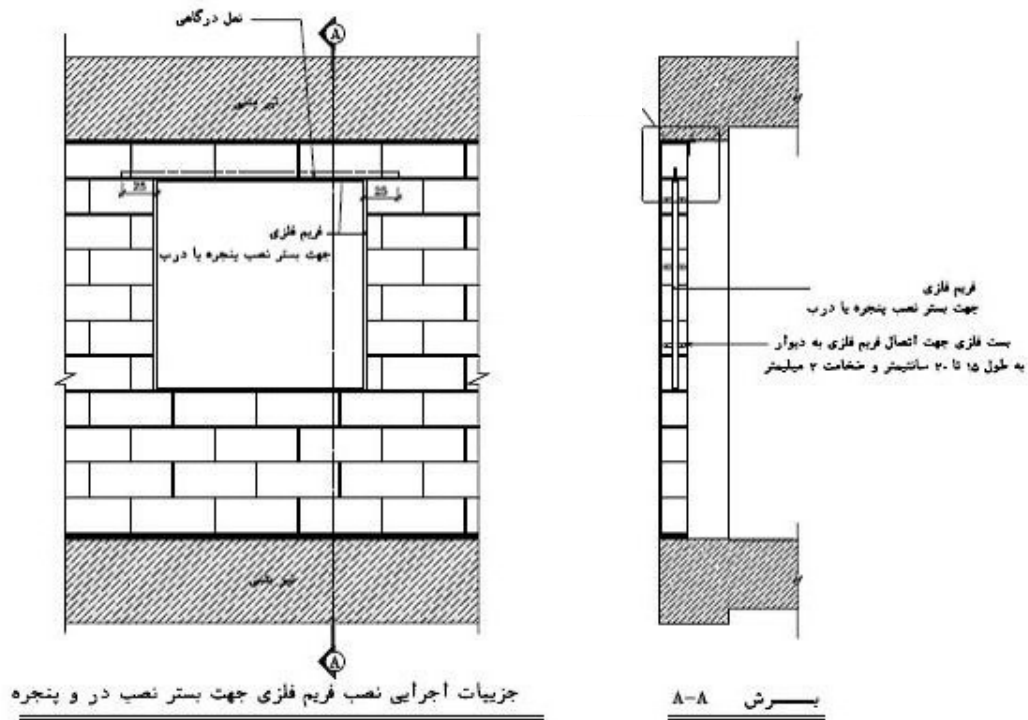
شکل پ ۶-۱۳- اجرای دیوارهای متقاطع و نحوه اجرای وادار در محل اتصال دو دیوار



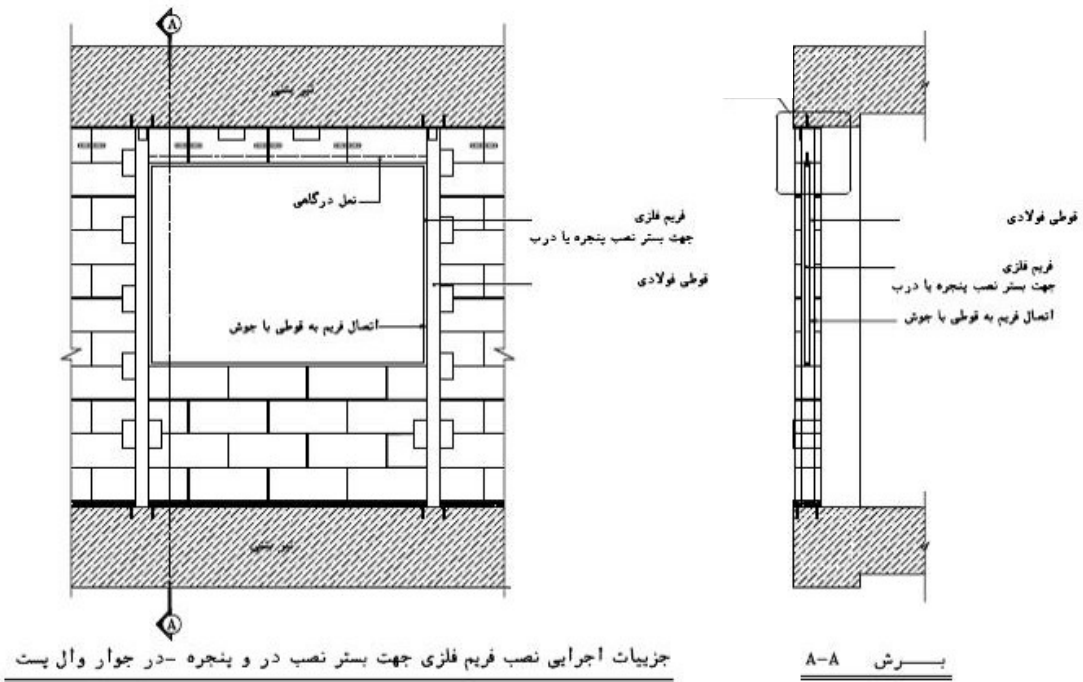
شکل پ ۶-۱۴- اجرای دیوار متقاطع با استفاده از بست انعطاف پذیر

#### پ ۶-۱-۴-۲-۸- 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 رعایت جزئیات مشابه شکل‌های پ ۶-۱۵ و پ ۶-۱۶ انجام شود. برای بازشوهای بزرگتر از ۲/۵ متر، نیاز به اجرای وادار و نعل درگاه در کنار بازشو می‌باشد. در بازشوهای کوچکتر از این اندازه، در صورتی که از چهارچوب فلزی مناسب که پاسخگوی بارهای وارده باشد استفاده شود و المان‌های مسلح کننده دیوار به قاب متصل شوند (می‌توانند جوش داده شوند)، احتیاجی به تعبیه وادار در کنار بازشو نمی‌باشد، در غیر این صورت باید برای این دهانه‌ها نیز وادار تعبیه نمود.



شکل پ ۶-۱۵- نحوه اجرای فریم و نعل درگاه در اطراف بازو



شکل پ ۶-۱۶- نحوه اجرای وادار در دو طرف بازو در صورت نیاز

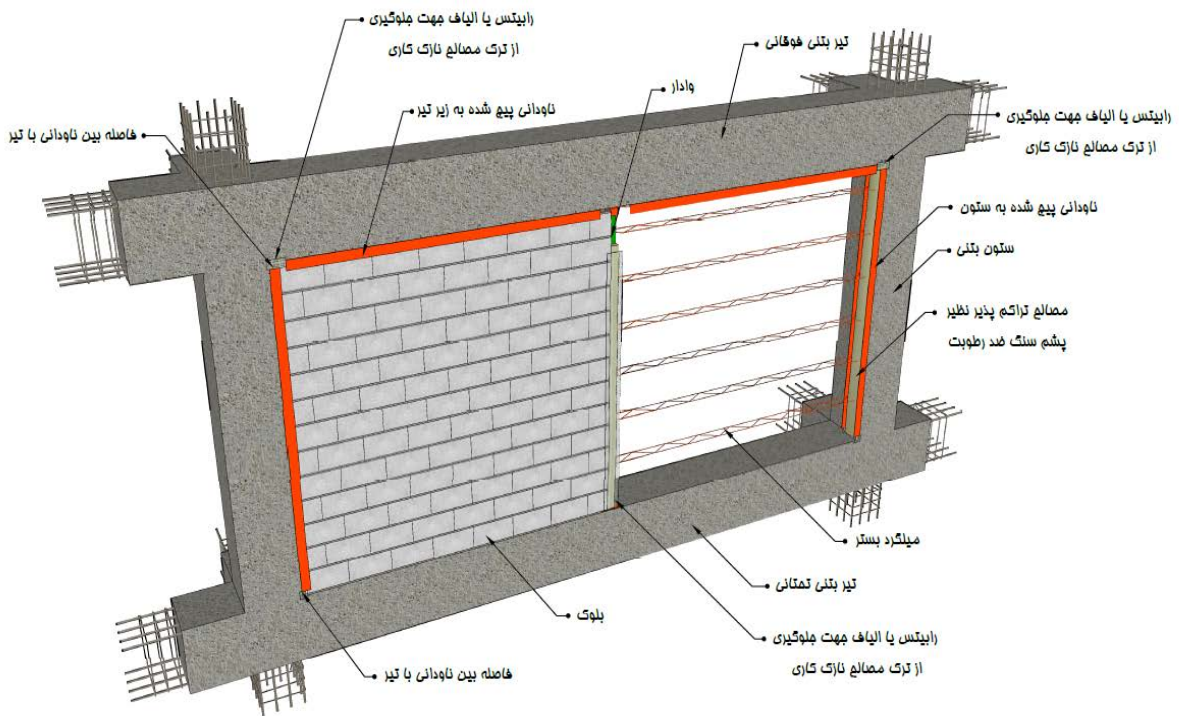
#### پ ۶-۱-۴-۲-۹- اجرای دیوار در دهانه‌های مهاربندی

در دهانه‌های مهاربندی در تمام ساختمان‌ها، دیوار باید در جهت داخل صفحه از قاب سازه‌ای جداسازی شود. اجرای دیوار در محور مهاربند یا با هرگونه تماس یا اتصال به مهاربند با توجه به اینکه مانع از عملکرد صحیح و رفتار مناسب مهاربند می‌شود ممنوع می‌باشد دیوار باید خارج از محور مهاربند و با جزییات جداسازی ارائه شده در این

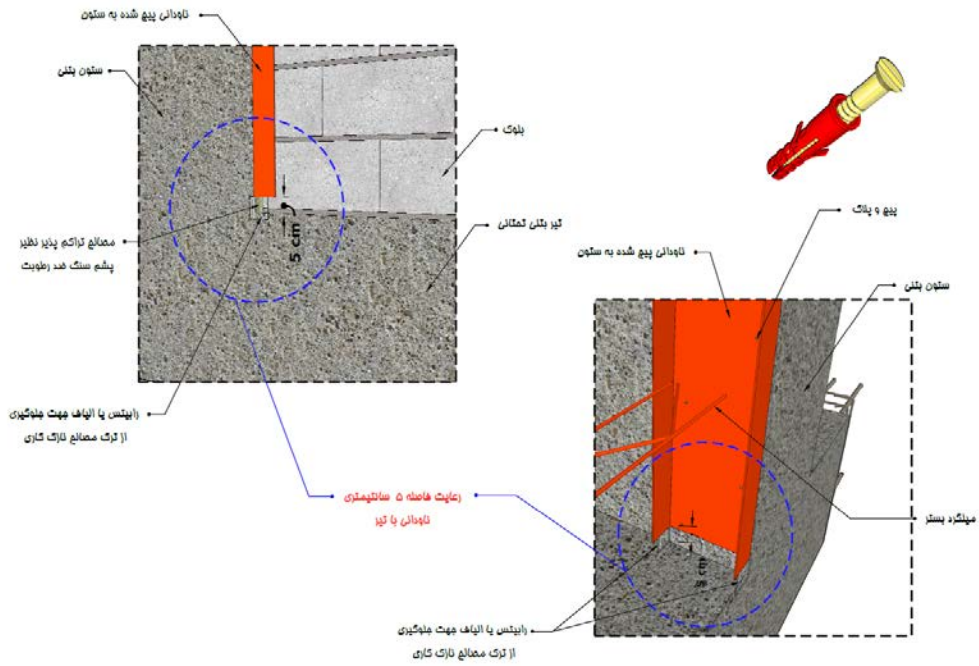
پیوست اجرا شود. در صورت نیاز می‌توان برای عدم نمایان بودن مهاربند از دو دیوار در دو سمت مهاربند که فاقد هر گونه اتصال و درگیری با مهاربند می‌باشند استفاده کرد.

#### پ ۶-۱-۴-۲-۱۰- جزئیات اجرای دیوار در بیمارستان ها

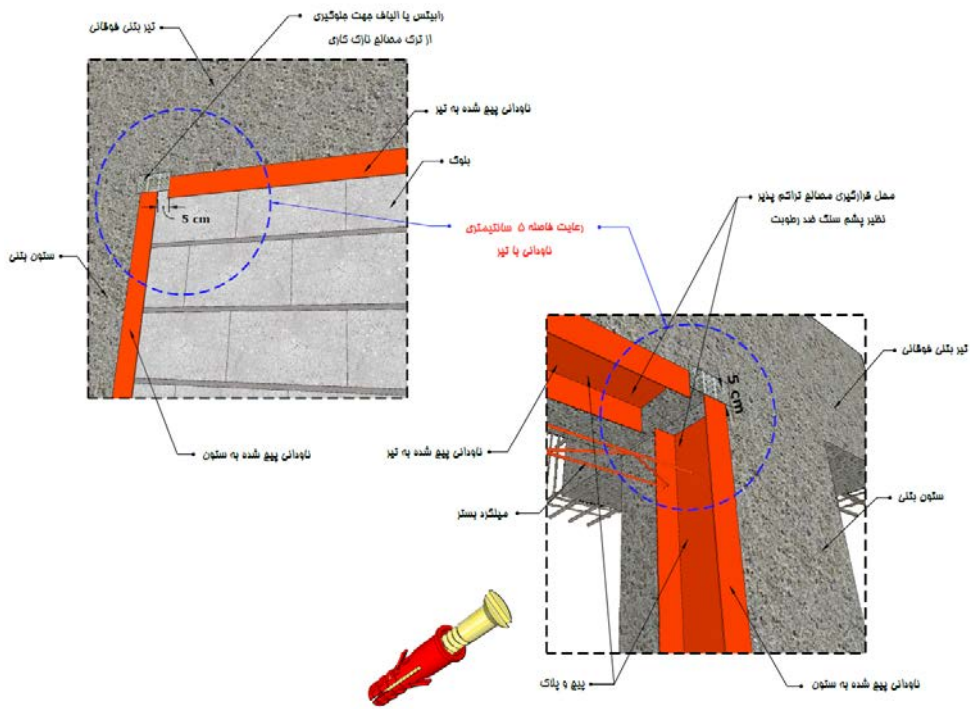
در بیمارستانها جهت جلوگیری از ایجاد هر گونه ترک در دیوار در هنگام زلزله و خارج نشدن فضاهای استریل از سرویس دهی ضروری است که در مجاورت تیر و ستون از قطعات ناودانی سرتاسری، که داخل آن به اندازه یک درصد ارتفاع طبقه از مواد تراکم پذیر نظیر پشم سنگ ضد رطوبت پر شده است، مطابق شکل پ ۶-۱۷ و شکل پ ۶-۱۸ استفاده شود. این جزئیات برای هر دو نوع دیوارهای بلوکی و پانلی لازم الاجرا می باشد.



شکل پ ۶-۱۷- اجرای ناودانی سرتاسری در مجاورت تیر و ستون در دیوارهای بیمارستانی



الف- عدم اتصال ناودانی قائم به کف طبقه



ب- عدم اتصال ناودانی قائم و افقی به یکدیگر

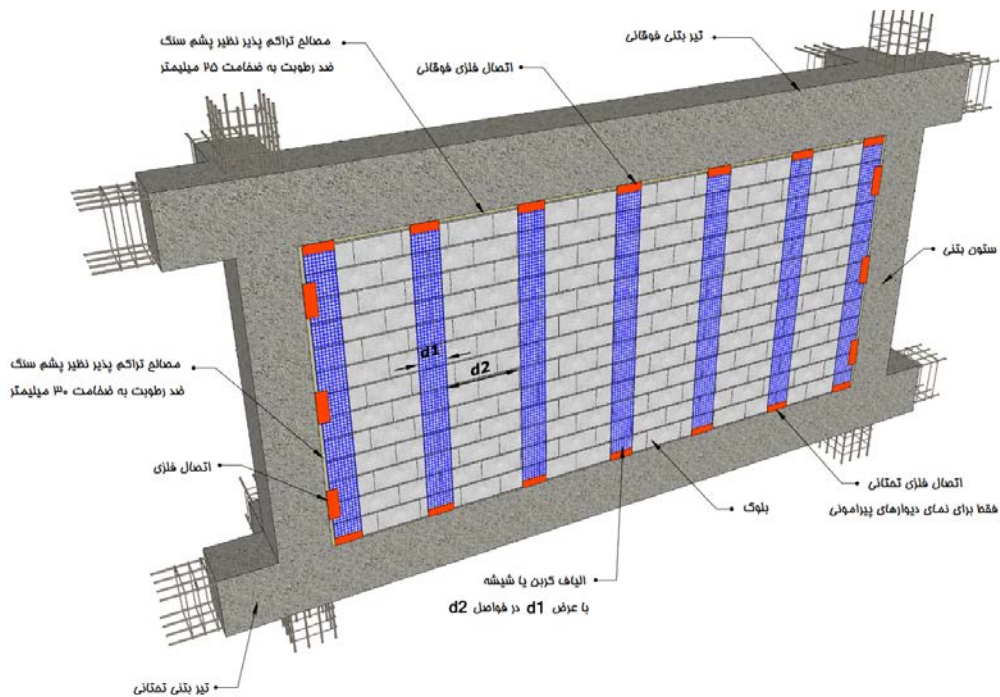
شکل پ ۶-۱۸- جزئیات اتصال ناودانی سرتاسری به تیر و ستون

پ ۶-۱-۴-۲-۱۱- روش های نوین مهار دیوار

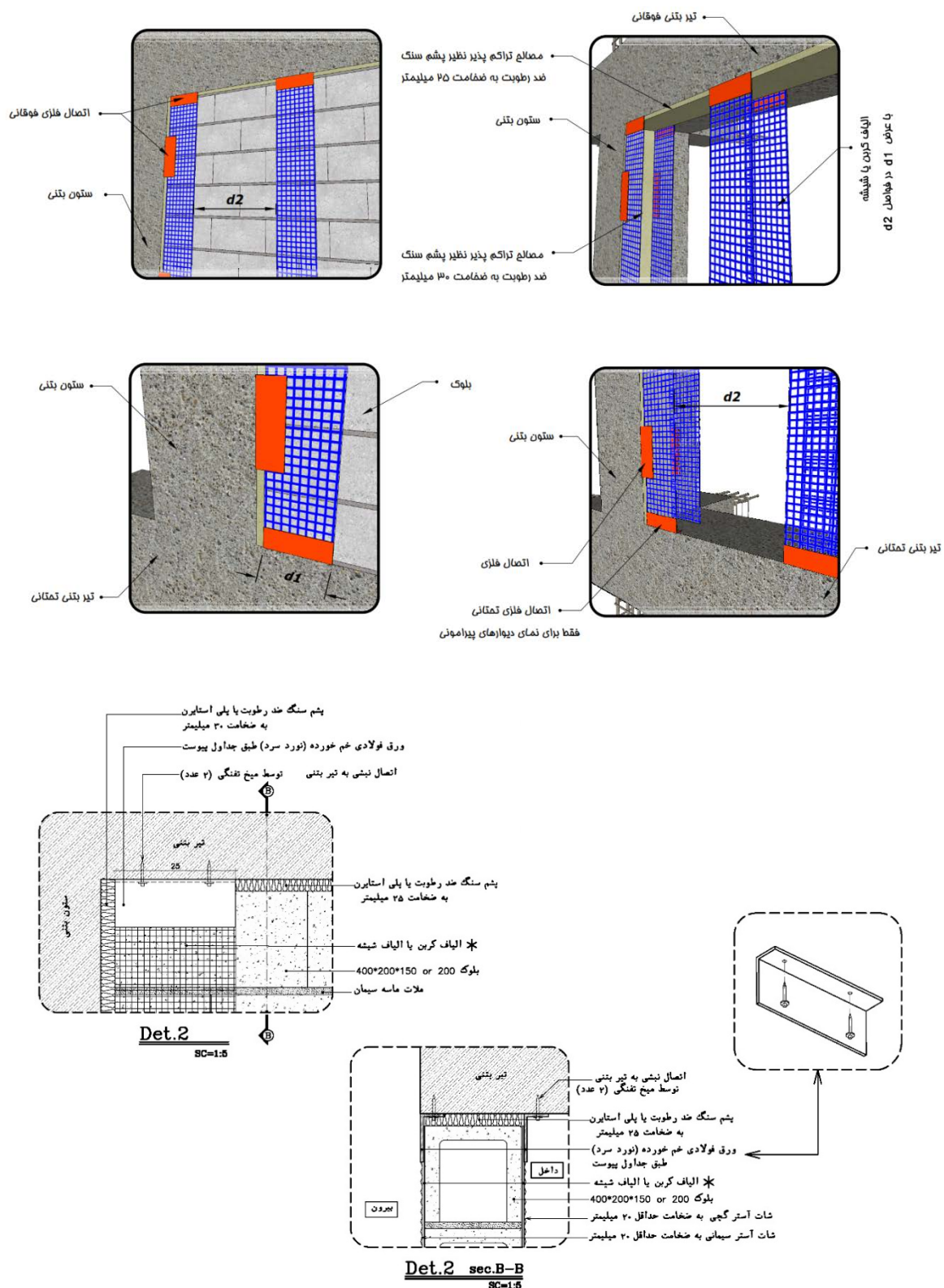
پ ۶-۱-۴-۲-۱۱-۱- مسلح کردن دیوار با شبکه الیاف

یک روش مهار لرزه‌ای دیوارها مسلح کردن آن با شبکه الیاف می‌باشد. در این روش خمش دیوار، یک طرفه و در راستای قائم می‌باشد بنابراین دیوار نیازی به وادار ندارد و محدودیتی در طول دیوار وجود ندارد. توجه شود که در این

حالت در لبه‌های دیوار و کنار بازشوها باید بر روی دیوار از نوار شبکه الیاف استفاده نمود. در این روش نوارهای شبکه ساخته شده از الیاف کربن یا شیشه بر روی دیوار قرار داده شده و نازک‌کاری بر روی آن به صورت دستی پاشیده می‌شود. بعد از انجام لایه اول پاشش باید نبشی مهار خارج صفحه دیوار در بالا و پایین دیوار اجرا شده و لایه نهایی نازک‌کاری دیوار بر روی نبشی اجرا شود (توجه شود که نباید پاشش بر روی نبشی اجرا شود و از حرکت داخل صفحه دیوار جلوگیری نماید). در صورت وجود حداقل ۵۰ میلی‌متر کف‌سازی که پایین دیوار در داخل آن قرار گیرد نیازی به اجرای نبشی پایینی نمی‌باشد. در این روش، در صورتی که نازک‌کاری روی دیوار از جنس سیمان انتخاب شده باشد، الیاف شیشه مقاوم به قلیا (AR-Glass) با مقاومت تسلیم بیش از ۱۰۰۰ MPA مناسب بوده و در صورتی که نازک‌کاری از جنس گچ منظور شده باشد، استفاده از الیاف شیشه E-Glass نیز با همان مقاومت تسلیم مجاز می‌باشد (شکل‌های پ۶-۱۹ و پ۶-۲۰). در هر دو صورت، مقدار الیاف مورد نیاز با توجه به مشخصات آنها در حالت استفاده به صورت نواری حداقل  $100 \text{ gr/m}^2$  و در حالت استفاده به صورت سرتاسری  $50 \text{ gr/m}^2$  (در هر سمت دیوار) می‌باشد. از شبکه الیاف کربن با مقاومت تسلیم بیش از ۳۰۰۰ MPA نیز می‌توان به عنوان جایگزین الیاف شیشه استفاده نمود. این روش با توجه به حذف وادارها می‌تواند نسبت به سایر روش‌ها از هزینه کمتری برخوردار بوده و برای ساختمان‌های موجود نیز قابل کاربرد می‌باشد.



شکل پ۶-۱۹- مسلح کردن دیوارها با استفاده از نوارهای شبکه الیاف شیشه یا کربن

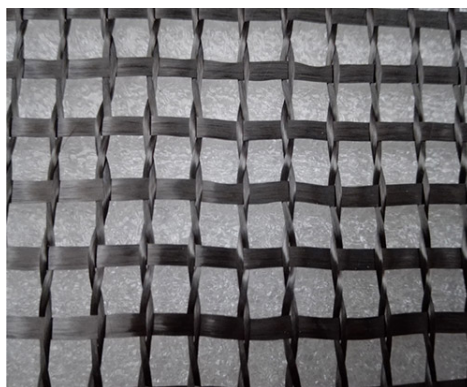


شکل پ ۶-۲۰- جزئیات مسلح سازی دیوار با شبکه الیاف

شبکه الیاف یک ساختار شبکه‌ای متشکل از نخ‌های متعدد است که به یکدیگر متصل شده‌اند. شبکه الیاف می‌تواند دارای ساختار یک جهته یا دو جهته باشد. ساختار یک جهته به معنای این است که نخ‌ها در یک راستا از مقاومت کششی مناسبی برخوردار هستند اما در جهت دیگر مقاومت کمتری داشته و نخ‌های ضعیف‌تر تنها برای اتصال و

کنار هم نگهداشتن نخ‌های قوی‌تر استفاده شده‌اند؛ لذا در طراحی و کاربرد باید جهت قوی ملاک باربری باشد. در مش دوطرفه در هر دو جهت نخ‌ها از مقاومت کششی بالایی برخوردار می‌باشند. 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 باشد. همچنین حداکثر اندازه سنگدانه مورد استفاده در ملات، برای اتصال شبکه الیافی باید از نصف فاصله باز بین چشمه‌ها بیشتر نباشد.

ژئوگریدهایی که ساختار شبکه‌ای پلیمری داشته و از نخ و الیاف تشکیل نشده‌اند و همچنین پارچه الیافی که عموماً در ساختارهای کامپوزیت FRP مورد استفاده قرار می‌گیرد، نباید به عنوان شبکه الیافی مورد استفاده قرار گیرند. شکل پ ۶-۲۱ نمونه‌ای از شبکه‌های الیافی را نمایش می‌دهد.



شکل پ ۶-۲۱- نمونه‌ای از شبکه الیافی

لازم به ذکر است الیاف شیشه مورد استفاده در محیط سیمانی حتماً باید از الیاف شیشه مقاوم به قلیا باشند، به علت اینکه در محیط سیمانی (با  $\text{pH} > 12.5$ )، الیاف شیشه تحت تأثیر قلیایی محیط پیرامون خود قرار می‌گیرند و کاهش مقاومت پیدا می‌کنند. در نهایت فرآیند خوردگی در محلول قلیایی با گذشت زمان می‌تواند تا تخریب کامل شبکه ادامه پیدا کند و به این ترتیب طول عمر الیاف لایه تقویت کاهش می‌یابد. کاهش مقدار قلیای سیمان و ایجاد یک لایه سد محافظتی روی الیاف در برابر اثرات شیمیایی محیط، هرچند راهکارهای موثری در بهبود خوردگی الیاف شیشه می‌باشند اما کافی نیست و حتماً لازم است از الیاف شیشه مقاوم به قلیا استفاده نمود. الیاف شیشه مقاوم به قلیا باید دارای حداقل ۱۶ درصد زیرکونیا ( $\text{ZrO}_2$ ) باشد.

تعیین سطح مقطع نخ، دانسیته، مقاومت کششی و مدول الاستیسیته، تعیین درصد زیرکونیا در الیاف و آزمون مقاومت به قلیا از جمله آزمون‌های ضروری برای شناخت ویژگی‌های مش شیشه می‌باشند. تعیین سطح مقطع نخ، دانسیته، مقاومت کششی و مدول الاستیسیته، تعیین درصد کربن یا گرفتن طیف مادون قرمز FTIR از نمونه از جمله آزمون‌های ضروری برای شناخت ویژگی‌های مش کربنی می‌باشند.

پ ۶-۱-۴-۲-۱۱-۲- مسلح کردن دیوار با FRP

یک روش دیگر برای پایدارسازی دیوار در جهت خارج از صفحه، استفاده از نوارهای قائم FRP می‌باشد. جزییات این روش در نشریه ض-۶۹۱ مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی ارائه شده است و جزییات اتصال آن به تیر و ستون مشابه بند ۱-۴-۲-۱۱-۱ می‌باشد. این روش با توجه به هزینه بالاتر FRP ممکن است در بسیاری از حالات غیر اقتصادی شود.

پ ۶-۱-۴-۲-۱۲- جلوگیری از آسیب به سازه‌های بتنی در حین اجرای اتصالات مهار دیوارها

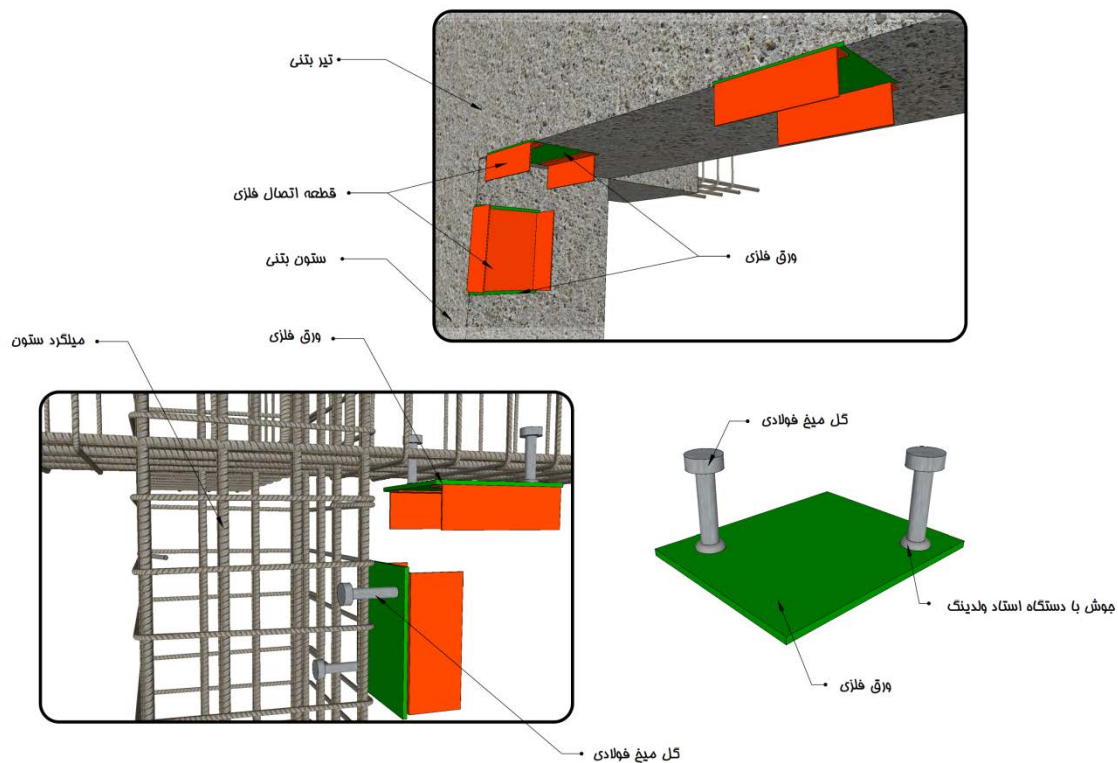
- کلیه اتصالات به سازه‌های بتنی یا با استفاده از میخ و پیچ انجام می‌شود و یا در هنگام اجرای اسکلت سازه بتنی صفحات دارای گل میخ یا میلگرد جوش شده دارای خم انتهایی در مکان‌ها و مقاطع مورد نظر جایگذاری می‌شوند (شکل پ ۶-۲۲).

- محل میخ یا پیچ در لبه قطعات باید به فاصله‌ای از لبه اجرا شود که موجب قله‌کن شدن پوشش بتنی اعضای سازه نشود.

- استفاده از میخ‌های کاشت به صورت ضربه ای ممنوع می‌باشد و می‌توان از روش کاشت چرخشی استفاده نمود.

- الزاماً زاویه نصب پیچ یا میخ در اجرای اتصالات بر سطوح اعضای سازه به صورت قائم می‌باشد.

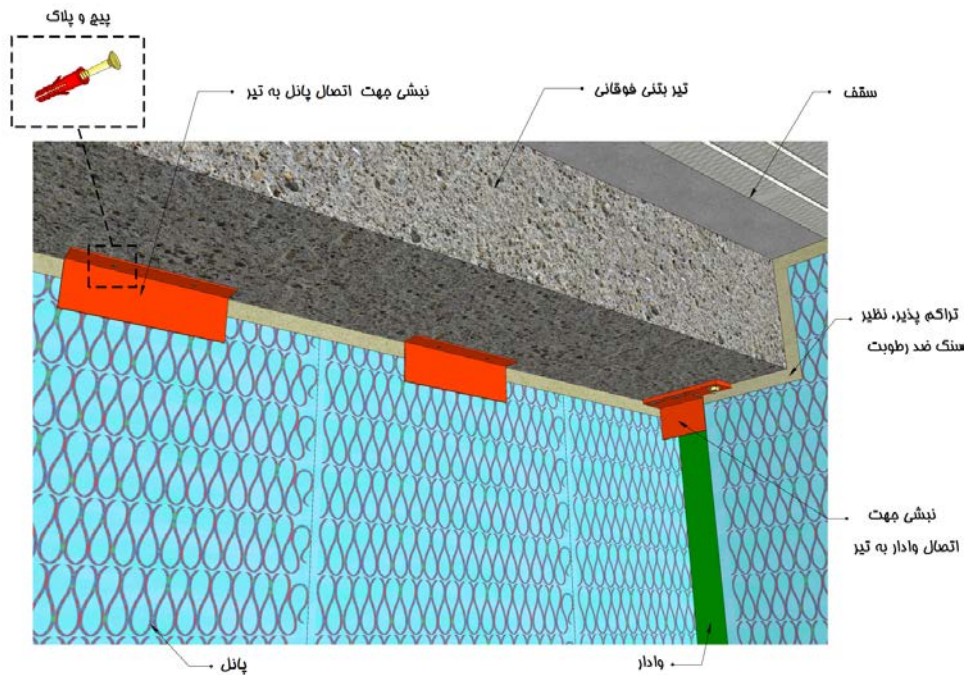
- پیشنهاد می‌شود محل قرارگیری پیچ و یا میخ بر روی قطعات اتصال توسط مته مناسب و با یک شماره کمتر، از قبل سوراخ شود.



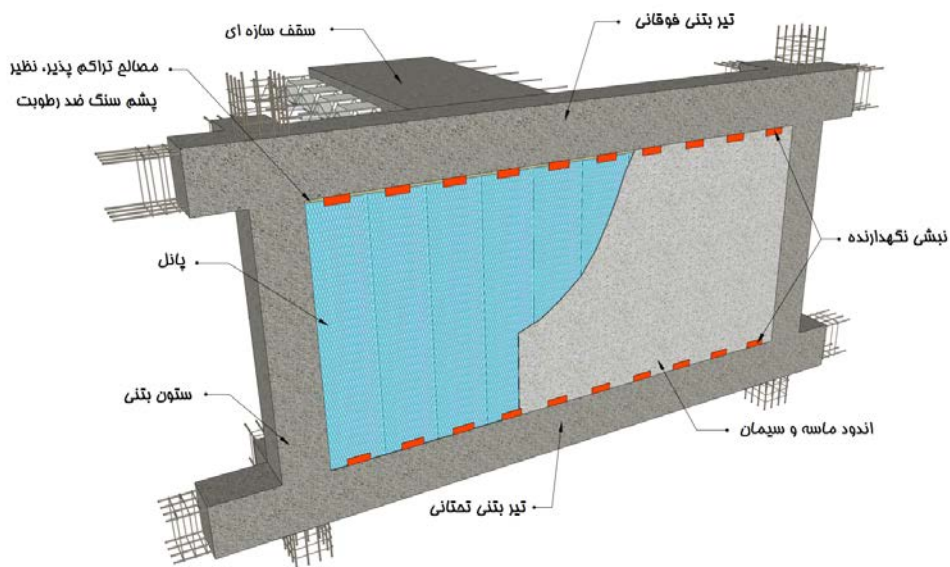
شکل پ ۶-۲۲- جزییات نحوه قرار گرفتن صفحات انتظار جهت اتصال مهار دیوار در تیر و ستون بتنی

پ ۶-۱-۴-۲-۱۳- دیوارهای پانلی

در دیوار پانلی ساختار پانل باید به گونه‌ای باشد که قابلیت تحمل بارهای لرزه‌ای، باد و ضربه را با عملکرد و رفتار یک طرفه در راستای قائم داشته باشد. در این حالت پانل فقط باید در جهت خارج از صفحه در بالا و پایین دیوار به وسیله نبشی مهار شود (شکل پ ۶-۲۳). در صورتی که پایین پانل در حداقل ۵۰ میلی‌متر کف‌سازی قرار گیرد یا برای پایین پانل در سقف ریشه اجرا شده باشد نیازی به اجرایی نبشی در پایین پانل نمی‌باشد (شکل پ ۶-۲۴). در این حالت نبشی‌های مهار به سقف که پس از اجرای دیوار نصب می‌شود باید به سمت خارج دیوار باشد و سایر جزئیات نیز می‌تواند مشابه دیوارهای بلوکی اجرا شود.



شکل پ ۶-۲۳- جزئیات نحوه مهار دیوار پانلی در قسمت فوقانی



شکل پ ۶-۲۴- مهار خارج از صفحه قسمت فوقانی دیوار دارای ریشه کاشت در پایین دیوار توسط نبشی یا ناودانی

### پ ۱-۴-۳- نماهای داخلی

نماهای داخلی، حساس به جابجایی محسوب می‌شود. این اجزاء می‌توانند دچار ترک‌های داخل صفحه و جداسازی از دیوار شوند. همچنین ممکن است بر اثر شتاب، مستقیماً دچار تغییر مکان یا جداسازی خارج صفحه‌ای شوند. در صورتی که این اجزاء به طور مستقیم روی دیوارهای برشی یا اعضای سازه‌ای که تحت جابجایی بزرگ قرار می‌گیرند، نصب شوند، در زلزله آسیب‌پذیر خواهند بود. در صورت رعایت الزامات جداسازی دیوار، نیازی به کنترل لرزه‌ای در جهت داخل صفحه برای نماهای داخلی اجرا شده بر روی این دیوارها نمی‌باشد.

### پ ۱-۴-۴- نماهای خارجی

#### پ ۱-۴-۴-۱- نماهای چسبانده شده

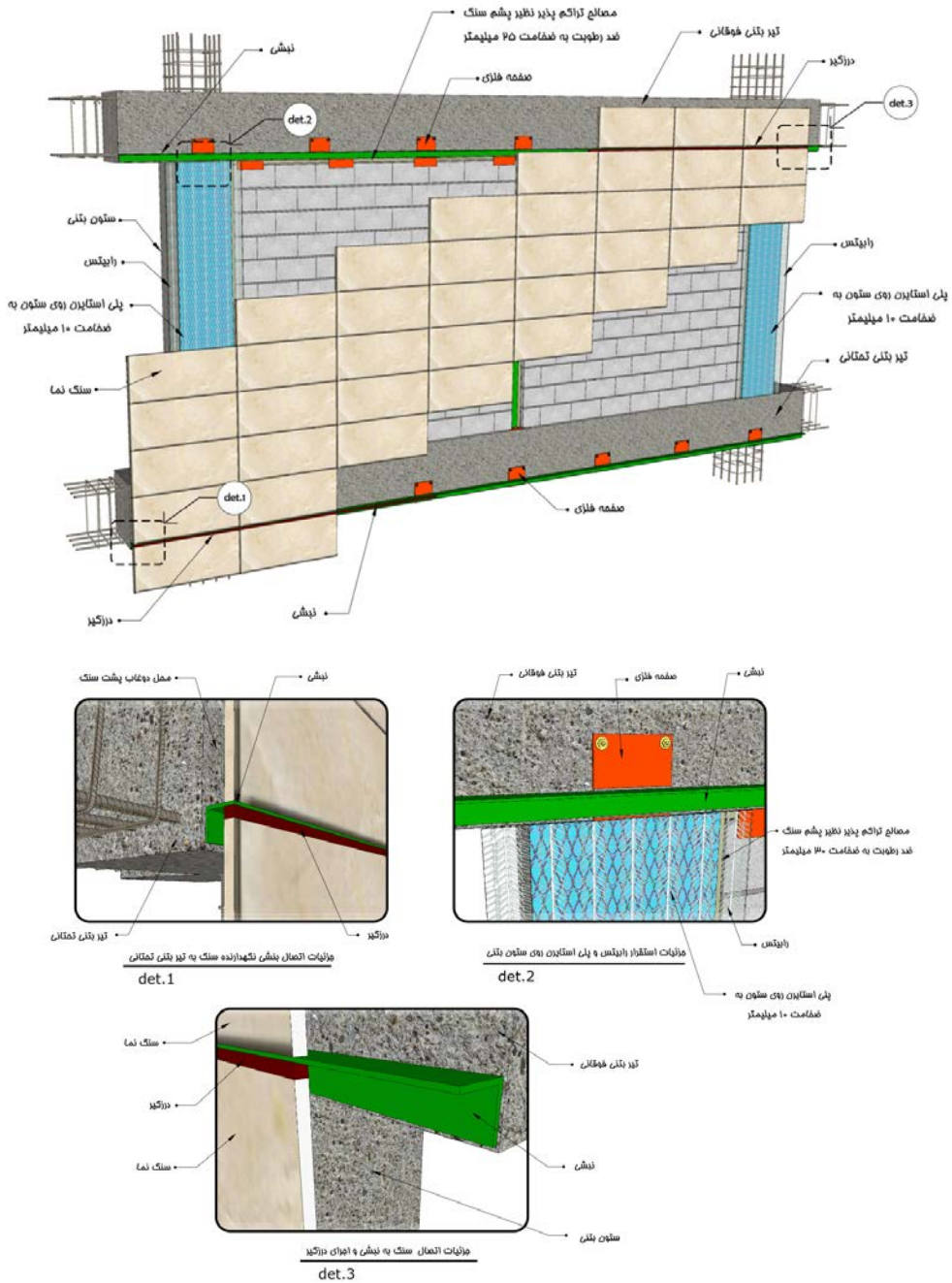
این نوع نما شامل نماهای سنگی، آجری و سرامیکی چسبانده شده، انواع نماهای سیمانی مسلح شده با مش الیاف یا توری های فلزی، و نماهای مشابه آنها می‌باشد. در نماهای چسبانده شده، اتصال و مهار پشت بندی باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای افقی محاسبه شده طبق فصل چهارم این استاندارد باشند.

با توجه به اینکه نماهای چسبانده شده حساس به جابجایی محسوب می‌شوند، ممکن است در اثر تغییر شکل لایه زیرین ترک خورده یا از جای خود بیرون رانده شود. در صورتی که این اجزاء به طور مستقیم روی دیوارهای برشی یا اعضای سازه‌ای که تحت جابجایی بزرگ قرار می‌گیرند نصب شوند، در زلزله آسیب‌پذیر خواهند بود.

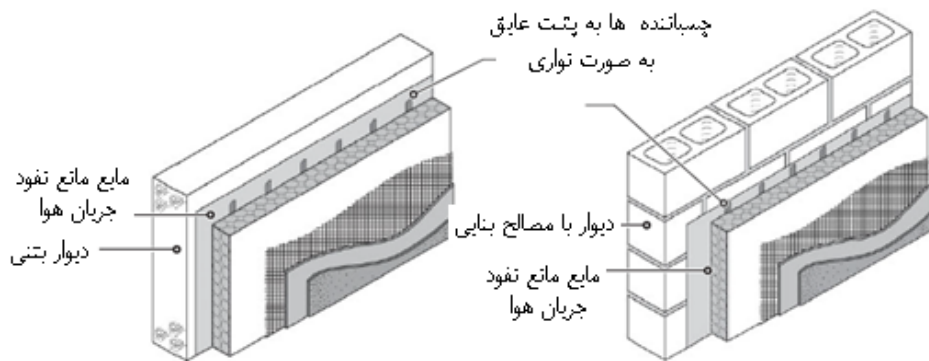
در نماهای چسبانده شده خرابی داخل صفحه نما معمولاً بر اثر تغییر شکل سازه دربرگیرنده دیواری که نما بر روی آن چسبانده شده است رخ می‌دهد، که باعث به وجود آمدن ترک و گسترش آن می‌شود. خرابی خارج از صفحه که به صورت بیرون افتادن نما رخ می‌دهد، مستقیماً به دلیل شتاب می‌باشد. بدین منظور باید با استفاده از جزئیات ارائه شده در این پیوست، اتصال دیوار پشتیبان به سازه محیطی (بند پ ۱-۴-۲) را جدا نمود. این جداسازی باید به نحوی صورت گیرد که با اتصال نما به دیوار، امکان حرکت آن با دیوار فراهم شود و در محل‌هایی که پوشش نما از ستون‌ها عبور می‌کند باید توسط مصالح پرکننده نظیر پشم سنگ از چسبیدن نما به ستون‌ها جلوگیری شود (شکل پ ۶-۲۵). همچنین اجرای نما باید به گونه‌ای باشد که در تراز طبقات (تیر یا دال) در نما درز انقطاع اجرا شود.

در صورتیکه که دیوار از مصالحی ساخته شود که بتواند ضوابط مباحث مقررات ملی در بحث عایق حرارتی را برآورده کند نیازی به اجرای عایق حرارتی جداگانه بر روی دیوار نیست. در غیر این صورت باید جزئیات عایق بندی پوسته خارجی شامل مجموعه دیوار و نما طبق مباحث مقررات ملی رعایت گردد. در این حالت باید نما به نحو مناسبی به دیوار پشت متصل شود.

نمونه‌ای از جزئیات اجرایی نمای چسبانده شده در شکل پ ۶-۲۶ ارائه شده است. جزئیات اجرایی نماها به صورت مشروح در نشریه ۷۱۴ سازمان برنامه و بودجه ارائه شده است.



شکل پ ۶-۲۵- نحوه اجرای نمای چسبانده شده در دیوارهای جداسازی شده

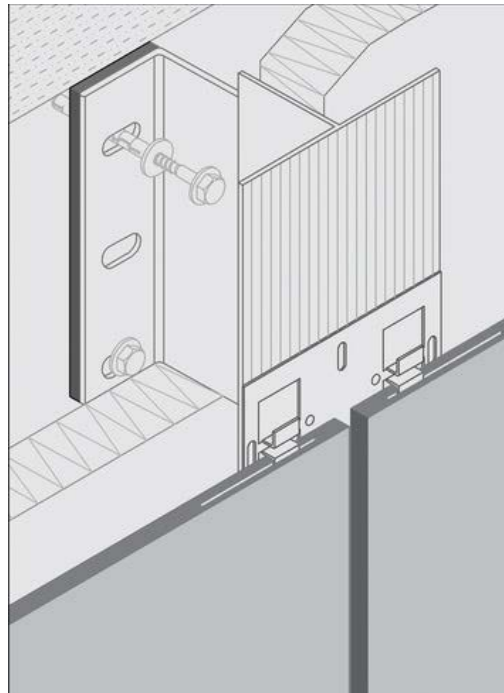


شکل پ ۶-۲۶- نحو صحیح اجرای نمای سیمانی مسلح شده به مش الیاف و عایق حرارتی بر روی دیوار

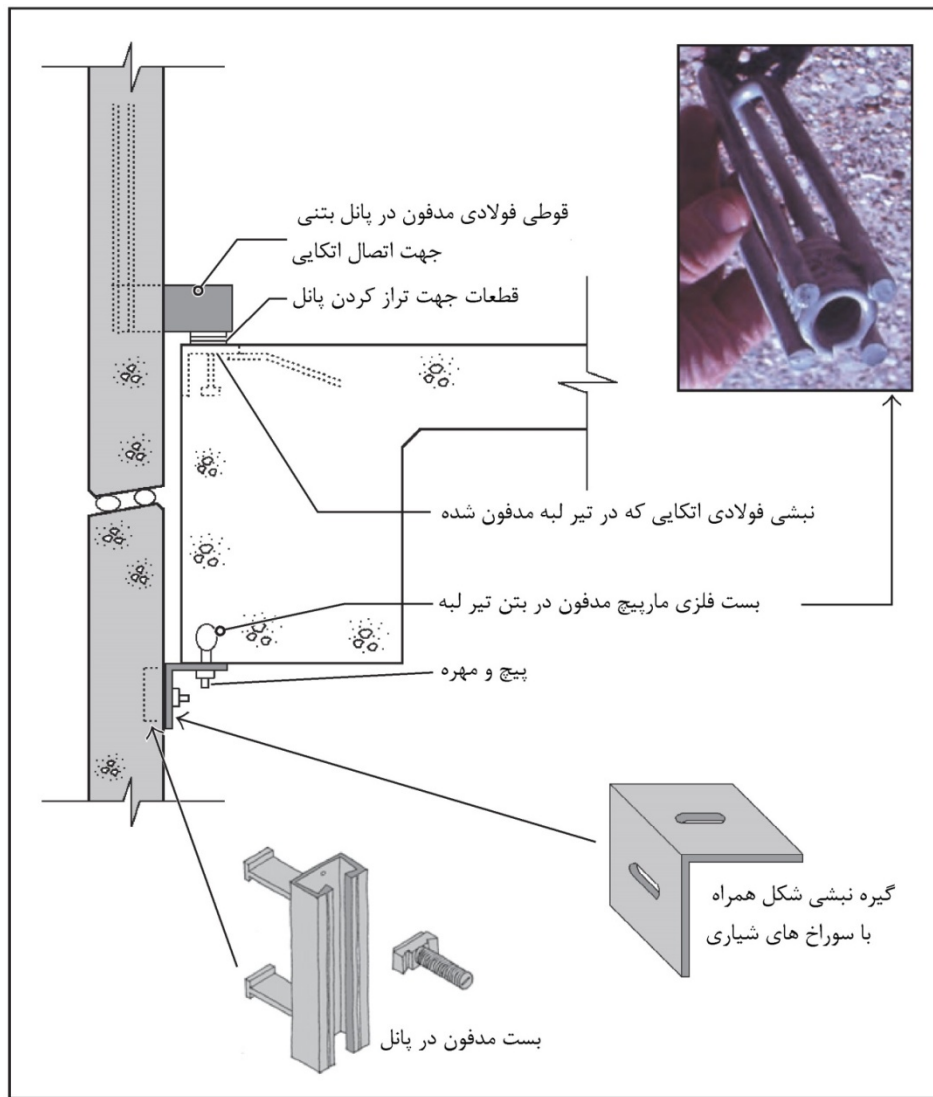
## پ-۶-۱-۴-۴-۲-نماهای مهار شده

نماهای مهار شده شامل نماهای آجری و سنگی مهارشده، نماهای سرامیکی خشک، نمای کامپوزیت، نمای شیشه‌ای و نماهای بتنی پیش ساخته و انواع تخته‌های سیمانی مسلح شده به الیاف می‌شود. در نمای مهارشده اتصالات باید بارهای ثقلی ناشی از وزن نما به همراه بارهای لرزه‌ای ناشی از شتاب افقی داخل صفحه، خارج صفحه و قائم زلزله را تحمل نمایند.

در ساختمان‌های با اهمیت زیاد و بسیار زیاد با توجه به هدف کاربرد نماهای مهار شده، توصیه می‌شود سازه به گونه‌ای طراحی شود که حداکثر تغییر مکان نسبی داخل و خارج از صفحه آن به  $0.01$  ارتفاع طبقه محدود شود یا قاب نگهدارنده نما در تراز سقف طبقات در جهت داخل صفحه مانند شکل پ-۶-۲۷ با اتصالات لوبیایی از سازه جداسازی شود. در ساختمان‌های با اهمیت متوسط دارای نماهای مهار شده، توصیه می‌شود سازه به گونه‌ای طراحی شود که حداکثر تغییر مکان نسبی داخل و خارج از صفحه آن به  $0.02$  ارتفاع طبقه محدود شود یا قاب نگهدارنده نما در تراز سقف طبقات در جهت داخل صفحه مانند شکل پ-۶-۲۷ با اتصالات لوبیایی از سازه جداسازی شود. جزییات اجرایی این نماها در نشریه ۷۱۴ سازمان برنامه و بودجه ارائه شده است.



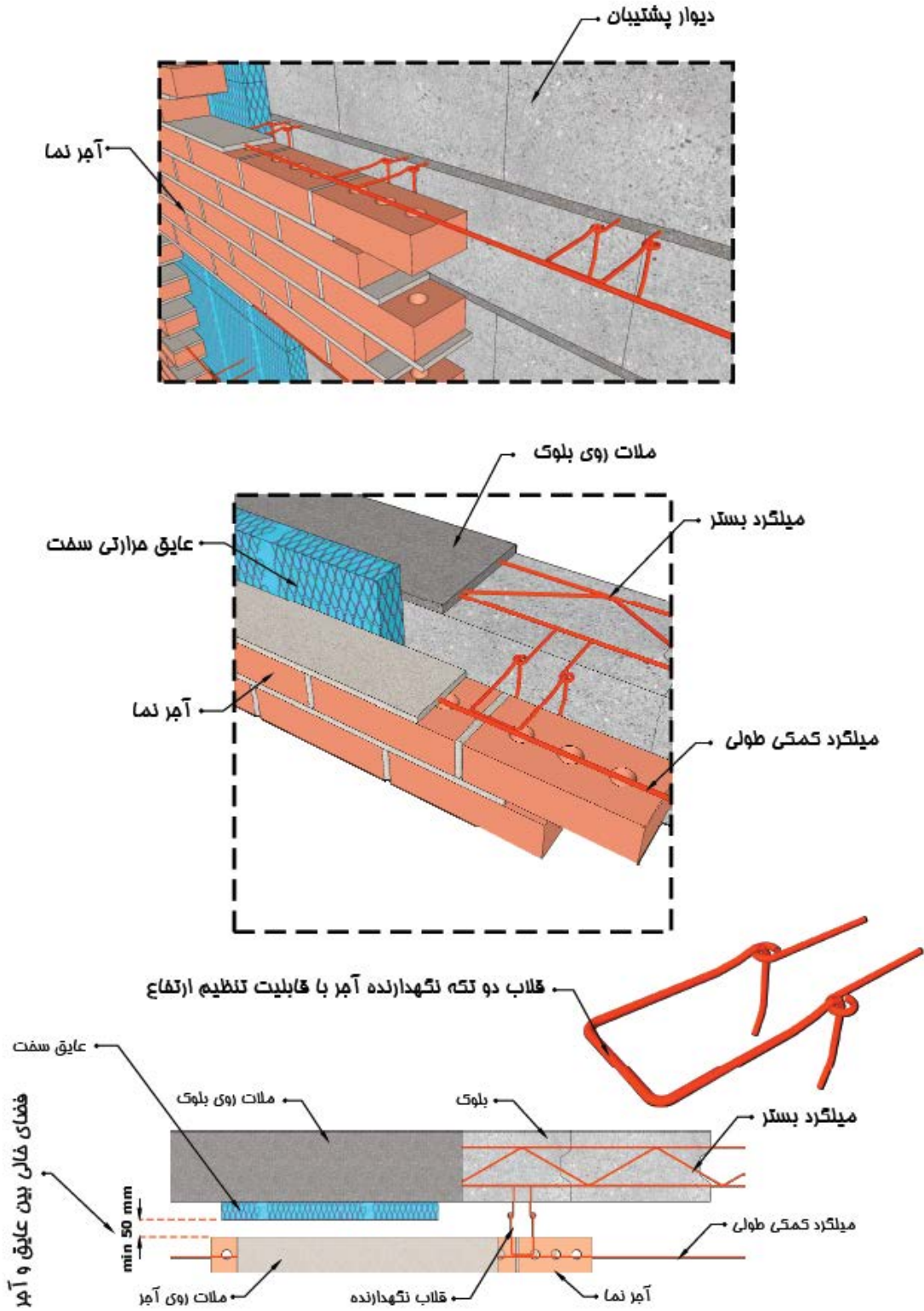
الف- نمونه اجرای اتصال لوبیایی به تیر در اجرای خشک نمای سرامیکی



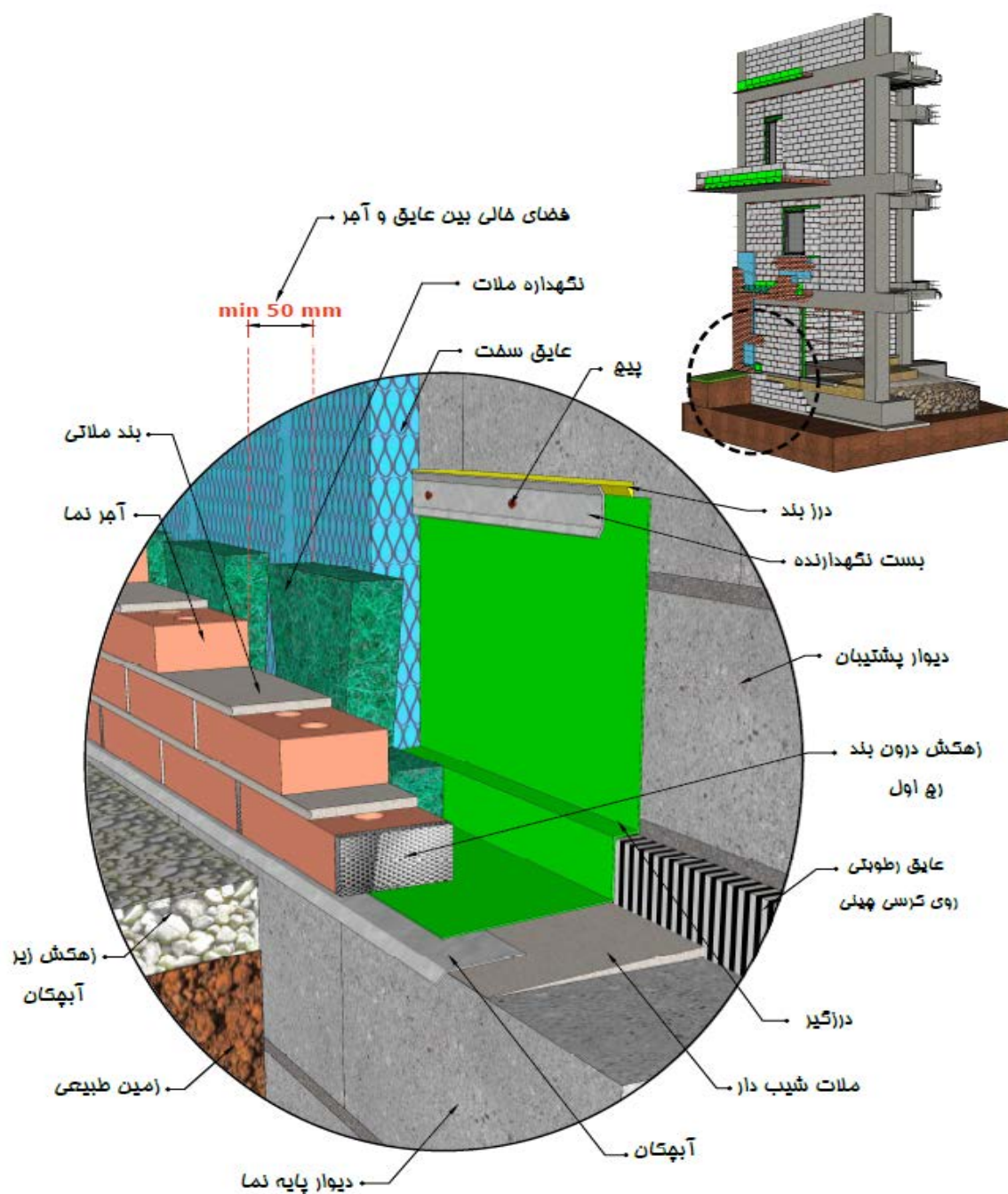
ب- نمونه اجرای اتصال لوبیایی به تیر در پانل بتنی پیش ساخته

شکل پ ۶-۲۷- نمونه‌هایی از اجرای اتصال لوبیایی در محل اتصال به تیر طبقه جهت جداسازی نما از جابجایی داخل صفحه قاب سازه‌ای

در نماهای آجری، نما باید در ترازوی که دیوار خارجی مسلح شده است با بست به دیوار پشت مهار شود. در همان تراز باید یک عدد میلگرد در لایه نما نیز (مطابق شکل پ ۶-۲۸) قرار داده شود. جزئیات اجرای این نما به همراه دیگر الزامات اجرایی در شکل پ ۶-۲۹ نشان داده شده است. جزئیات مشروح در نشریه ۷۱۴ سازمان برنامه و بودجه ارائه شده است.

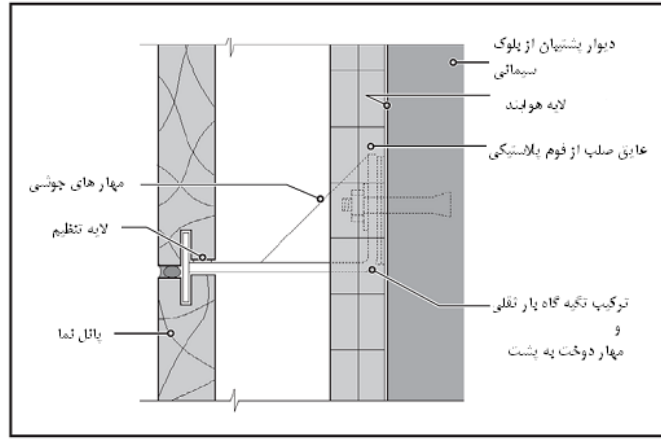


شکل پ-۲۸-۶- نحوه مهار نمای آجری به دیوار پشت

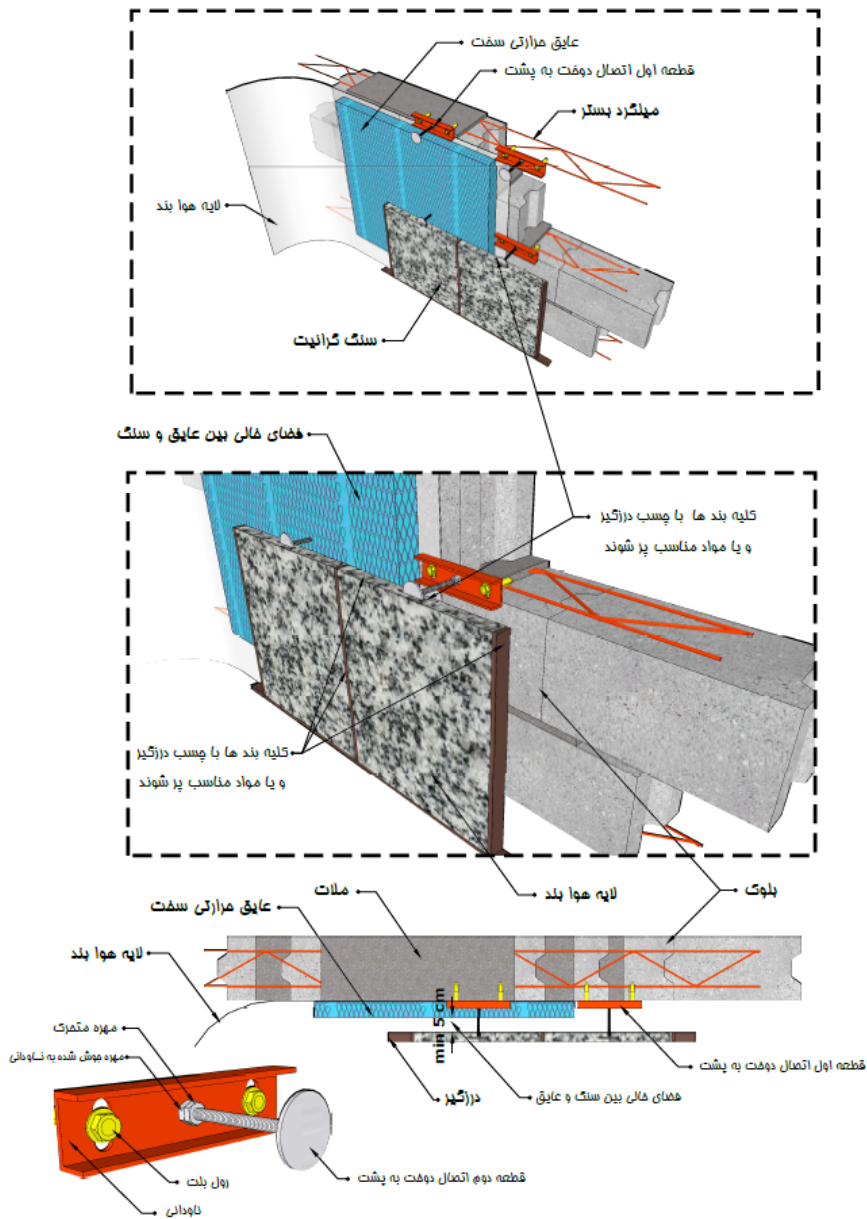


شکل پ ۶-۲۹-جزئیات اجرای نمای آجری

در نماهای سنگی نیز با اجرای بست در شکاف سنگ می‌توان آن را به نحو مناسبی به دیوار خارجی ساختمان متصل نمود. شکل پ ۶-۳۰ نمونه‌هایی از این بست‌ها و جزئیات اجرایی نما و عایق‌کاری و درزبندی‌های آن را (در صورت نیاز) نشان می‌دهد.



الف نمونه ای از اتصال دوخت به پشت نمای سنگی به دیوار



ب- نمونه ای از اجرای دوخت به پشت نمای سنگی به دیوار در محل مسلح سازی دیوار  
 شکل پ ۳۰-۶- نمونه‌هایی از اجرای دوخت به پشت نمای سنگی به دیوار و جزئیات اجرایی آن

### پ ۶-۱-۴-۵- سقف کاذب

سقف‌های کاذب از لحاظ نحوه اتصال به سقف به چهار گروه کلی تقسیم می‌شوند:  
دسته الف: پوشش سقف‌های بتنی یا فلزی با مصالحی که توسط اتصالات مکانیکی و یا چسب به آنها متصل می‌شوند؛

دسته ب: صفحات آویخته از قبیل گچی، فلزی یا چوبی (با فاصله کمتر از ۶۰ سانتی‌متر از سقف) که توسط اعضای به نگهدارنده‌های چوبی یا فلزی متصل می‌شوند؛

دسته پ: صفحات آویخته از قبیل گچی، فلزی یا چوبی (با فاصله بیشتر از ۶۰ سانتی‌متر از سقف) و همچنین سقف‌های کاذب تشکیل شده از توری‌های فلزی به همراه روکش گچی (رابیتس)؛  
دسته ت: سقف‌های کاذب یکپارچه دارای سازه مستقل نگهدارنده (T-bars) به همراه تجهیزات روشنایی و مکانیکی.

### پ ۶-۱-۴-۵-۱- نکاتی که 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 فاصله آویزهای سقف کاذب نسبت به یکدیگر کاهش یابد.

- ارائه جزئیات لرزه‌ای برای سقف‌های کاذب با مساحت کمتر از ۱۳ مترمربع که توسط دیوارها به صورت جانبی در سازه مهار شده‌اند لازم نیست.

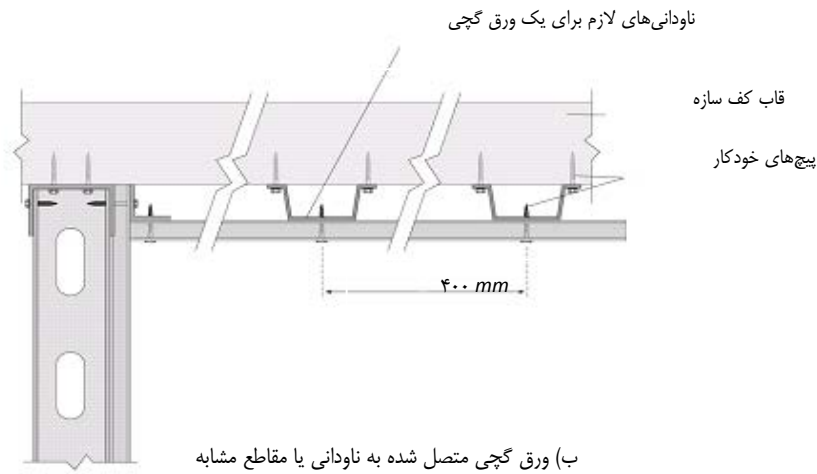
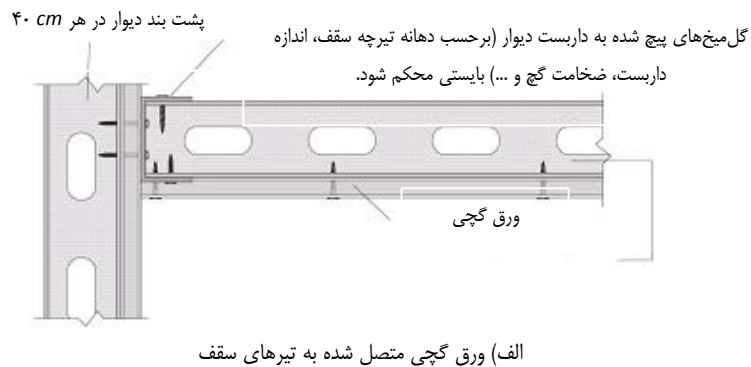
- ممکن است جزئیات لرزه‌ای خاصی برای سقف‌های سنگین دیگر مانند گچ، چوب و یا پانل‌های فلزی یا برای سقف لایه گچی در ارتفاع‌های مختلف مورد نیاز باشد. برای این موارد، جزئیات به صورت مشابه با آن چه برای سقف‌های عایق صوت استفاده می‌شود بوده ولی برای حفظ ایمنی، از مهاربندی بیشتری استفاده می‌شود. مهاربندی لرزه‌ای 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 (معمولاً از فولاد سرد نورد) استفاده کرد (شکل پ ۶-۳۱).



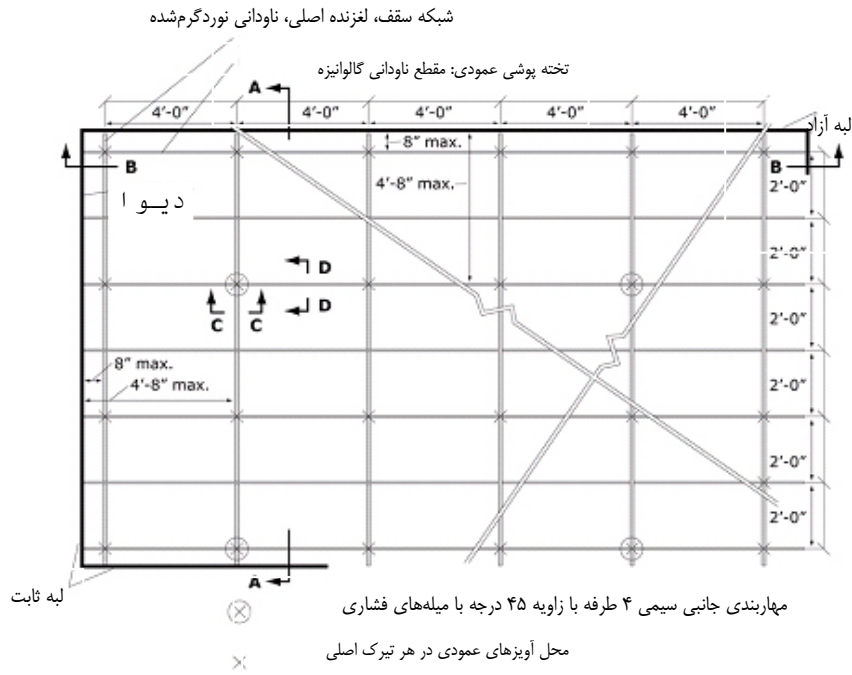
شکل پ ۶-۳۱- سقف لایه گچی با مهار جانبی در فواصل ۱٫۸ تا ۲٫۴ متری

**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 پ۶-۱-۳ باشند.

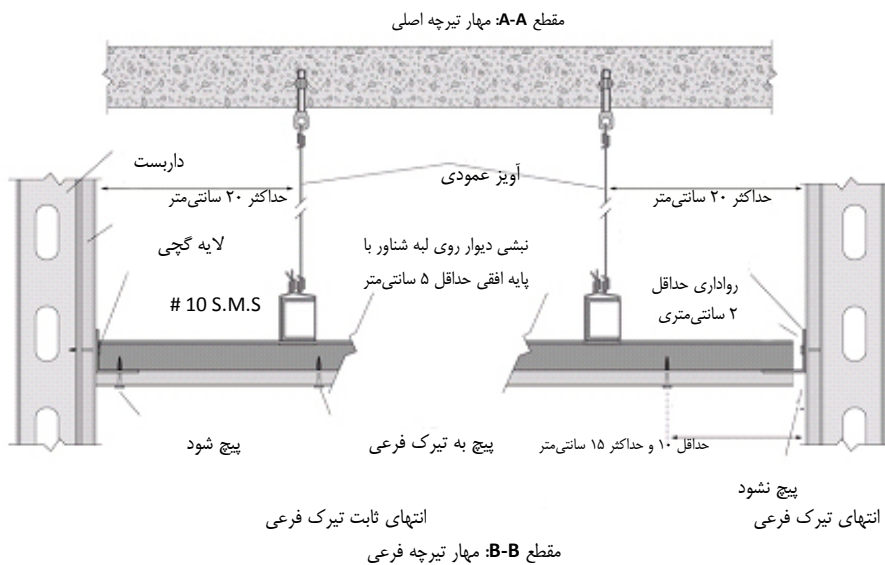
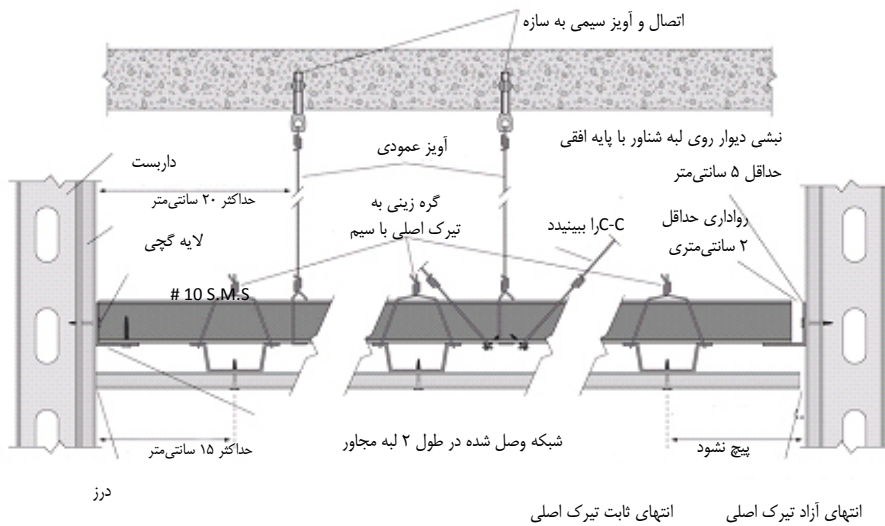
**ب- ساختمان‌های با اهمیت زیاد و بسیار زیاد:** سقف‌های کاذب گروه‌های الف و ب و د باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند پ۶-۱-۳ باشند. سقف‌های کاذب گروه ج، باید قادر به پذیرش نیروهای طراحی لرزه‌ای و تغییرشکل‌های نسبی محاسبه شده طبق بند پ۶-۱-۳ باشند. شکل پ۶-۳۲ جزئیات مهار لرزه‌ای سقف‌های کاذب نوع الف را نمایش می‌دهد. همچنین در شکل‌های پ۶-۳۳ و پ۶-۳۴ نحوه مهار سقف‌های کاذب نوع ب و پ و جزئیات آن ارائه شده است.

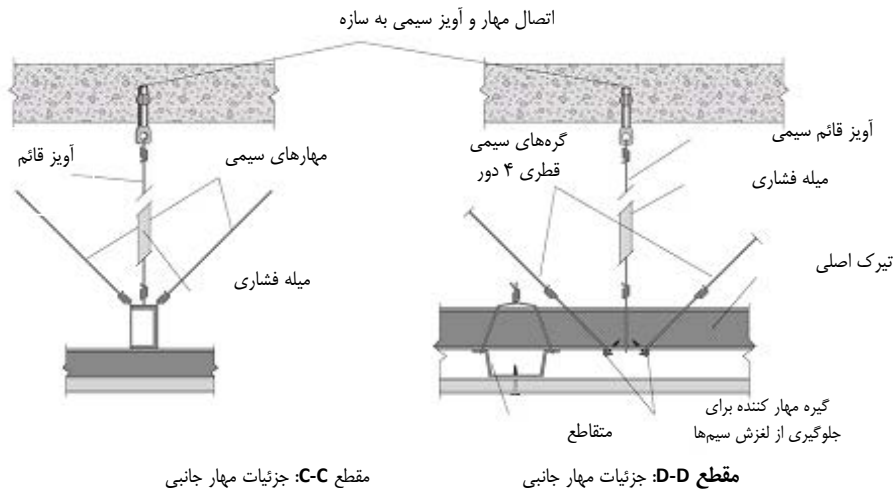


شکل پ۶-۳۲-سقف پانل گچی مستقیم وصل شده به سازه نمونه‌هایی از سقف‌های کاذب نوع الف



شکل پ-۳۳-۶- پلان مهاربندی عرضی برای شبکه سقف سنگین معلق (جزئیات مقاطع نر شکل پ-۶-۲۹ ارائه شده است)

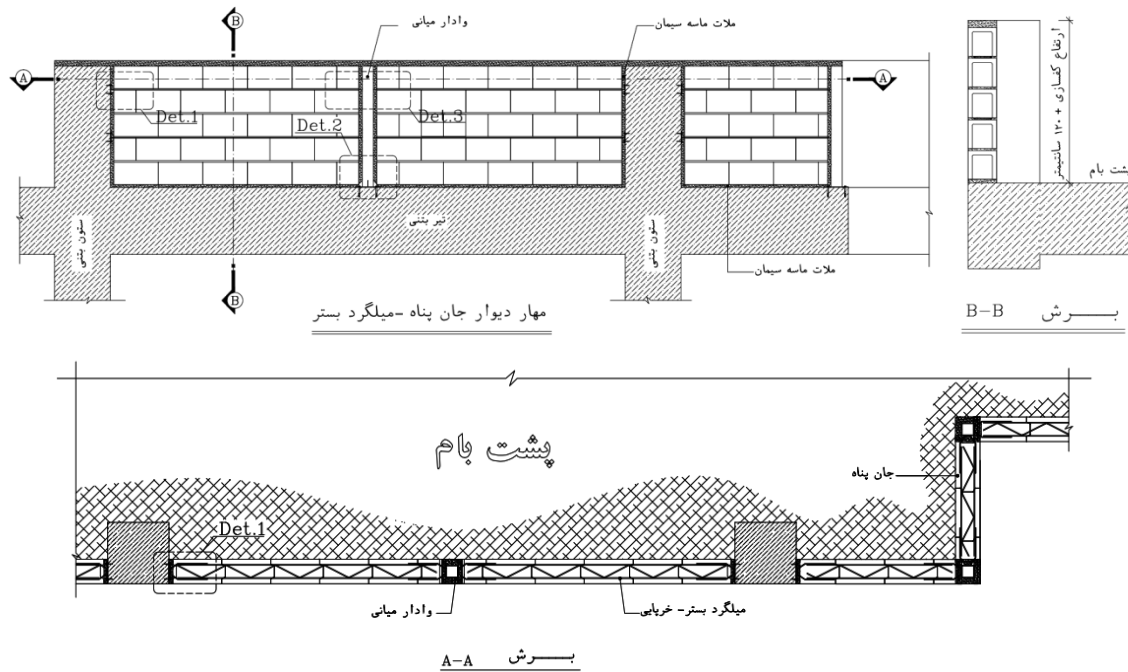


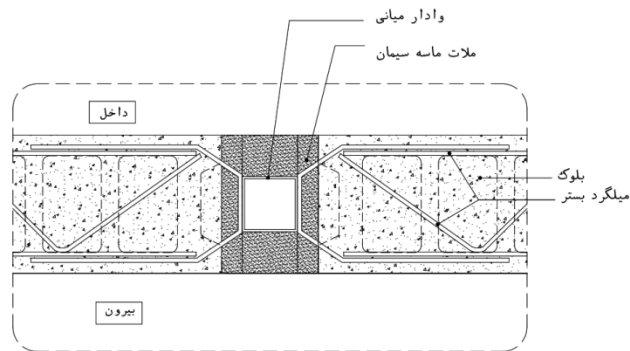
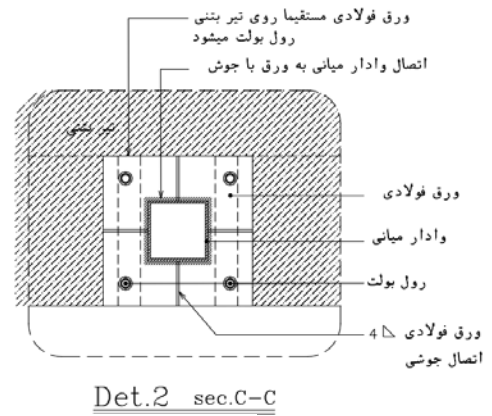
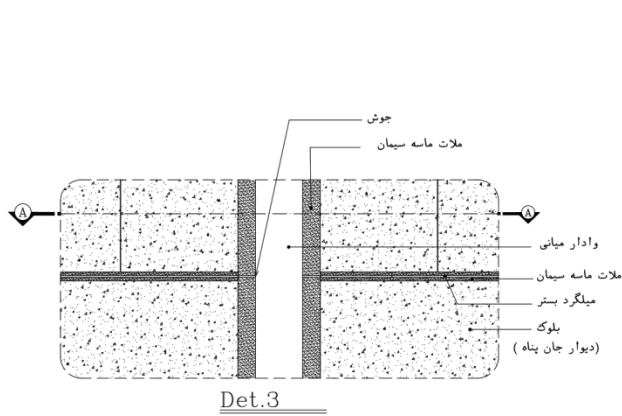
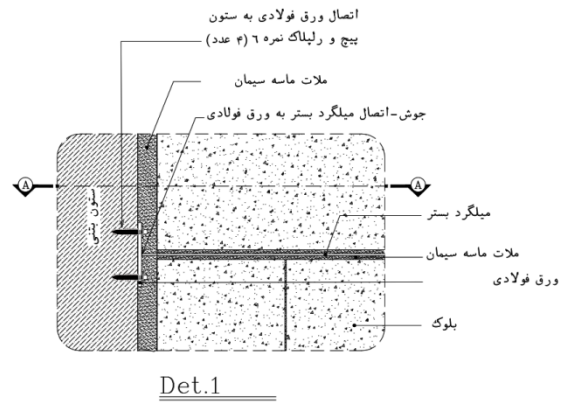
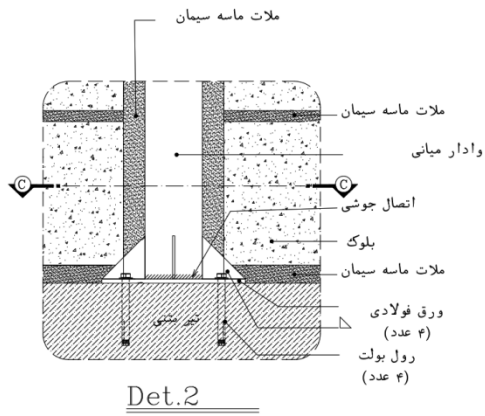


شکل پ-۳۴- جزئیات مهاربندی جانبی برای سقف پانل گچی معلق مقاطع نشان داده شده در شکل پ-۲۸-۶

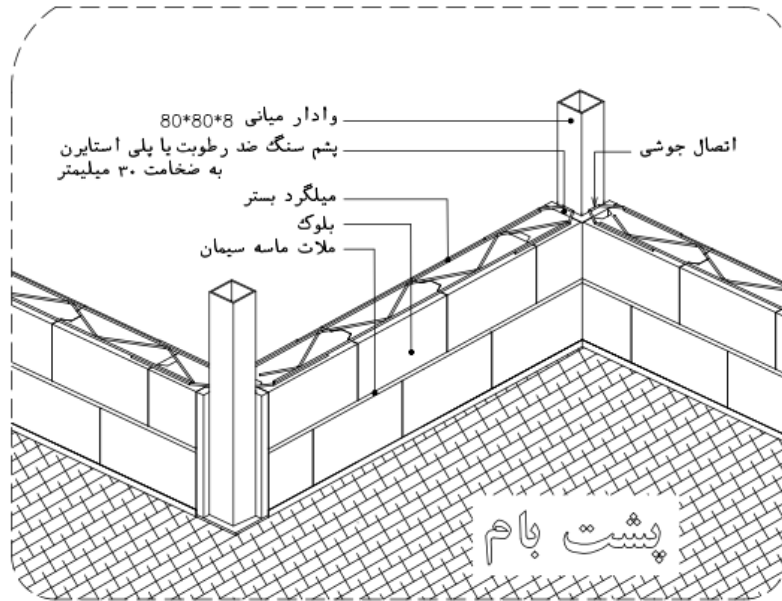
### پ-۶-۱-۴-۶- جان پناهها

با توجه به ضوابط سازمان آتش‌نشانی حداقل ارتفاع جان‌پناهها ۱/۲ متر توصیه می‌شود. در این حالت مناسب است که ستون‌های پیرامونی بام، تا ارتفاع ۱/۳۵ متر بر روی بام ادامه پیدا کنند. این ارتفاع برای مهار لرزه‌ای جان‌پناه می‌باشد (شکل پ-۳۵-۶). در فاصله بین ستون‌ها در صورت نیاز با اجرای وادار طبق جزئیات ارائه شده، طول آزاد دیوار کوتاه شده و دیوار جان‌پناه بین وادارها باید به نحو مناسبی مشابه جزئیات ارائه شده در شکل پ-۳۶-۶ یا روش‌های مشابه جهت تحمل بارهای خارج صفحه مسلح شود.





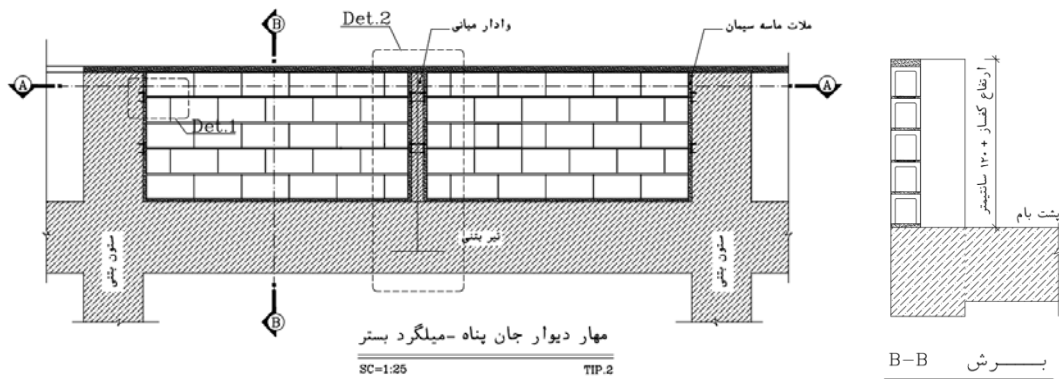
شکل پ ۳۵-۶- نحوه مهار جان پناه غیر مسلح بنائی

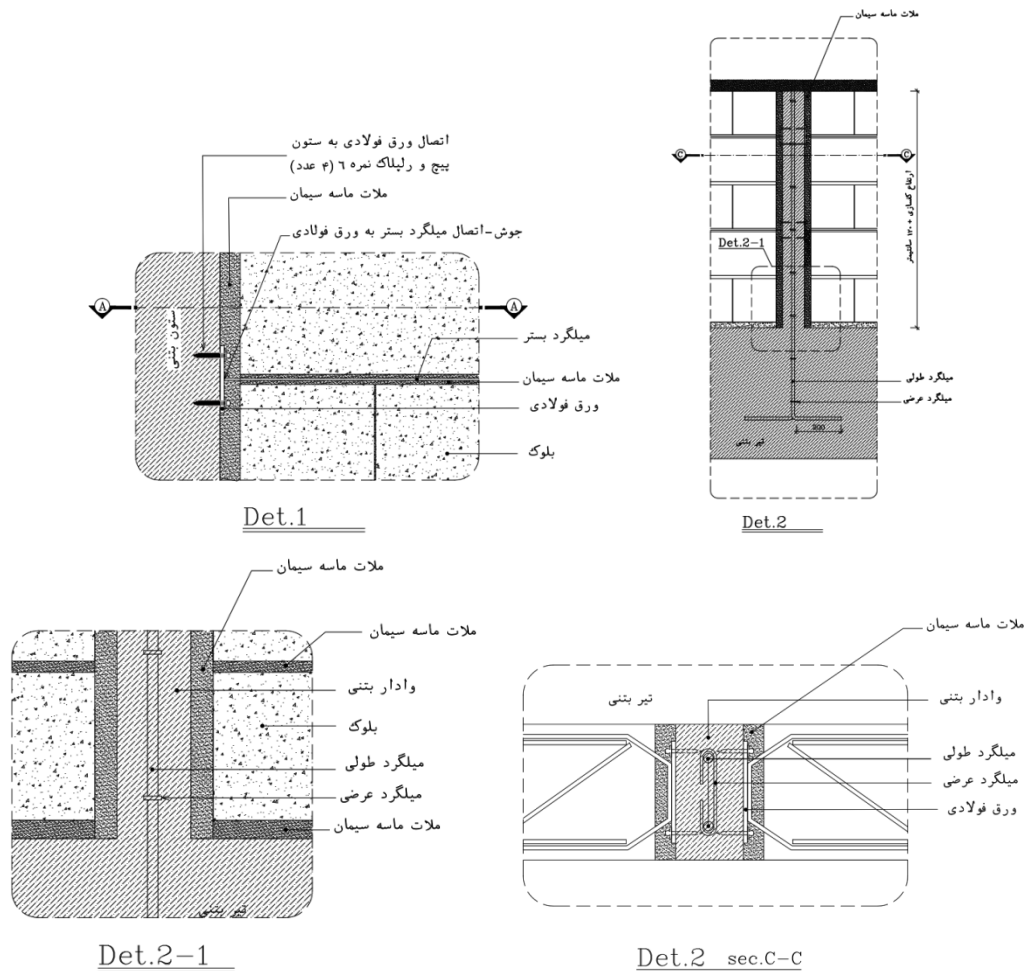


### Perspective

شکل پ ۶-۳۶- مهارجان پناه بنائی توسط وادار فلزی

یک روش دیگر برای مهار لرزه‌ای جان پناه استفاده از میلگردهای مسلح کننده قرار گرفته در دیوار و مهار شده در دال سقف (وادار بتنی) در فواصل ۱ متر مانند شکل پ ۶-۳۷ می باشد.





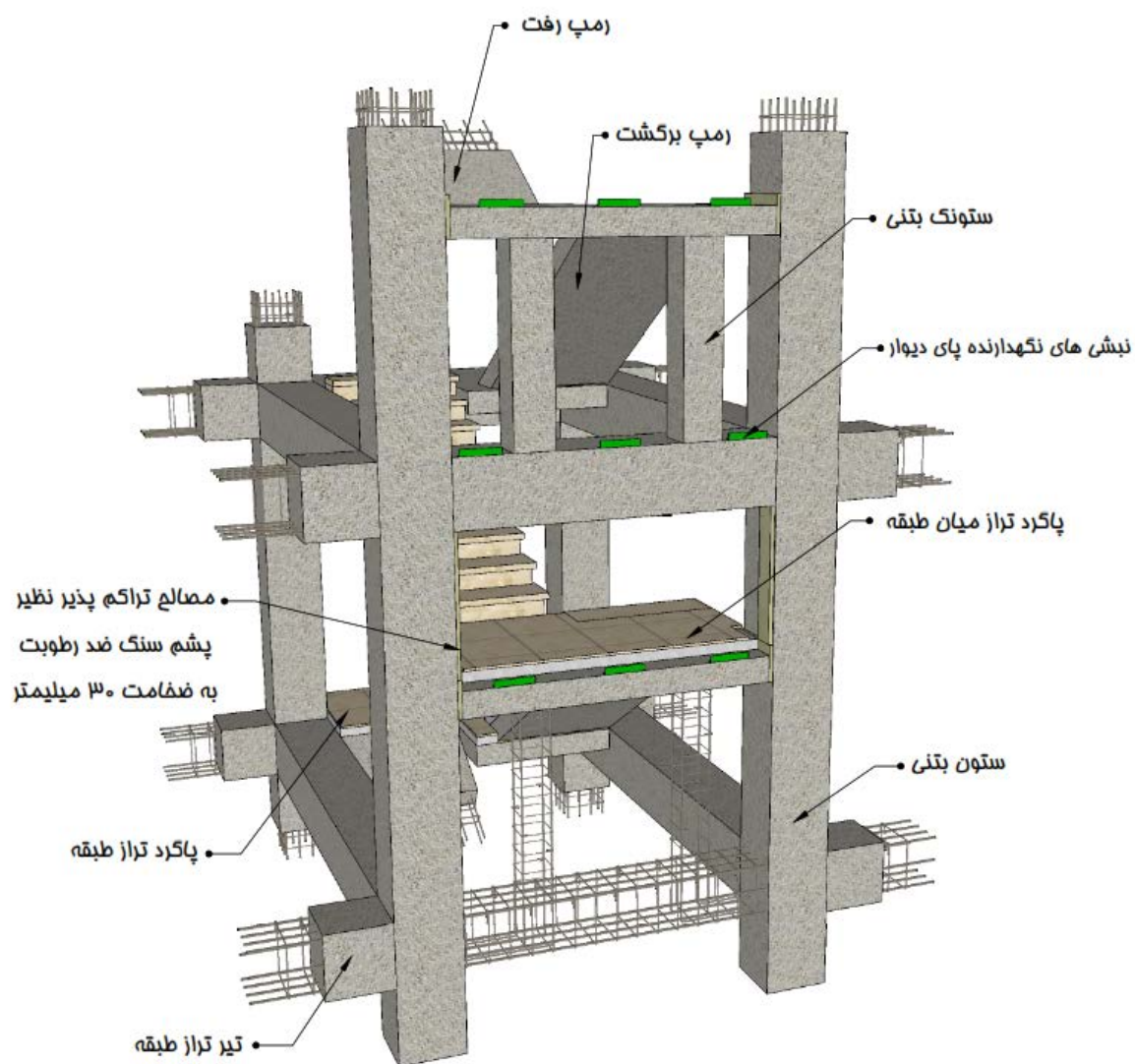
شکل پ ۶-۳۷- جزئیات اجرایی اتصال جان پناه با وادار بتنی

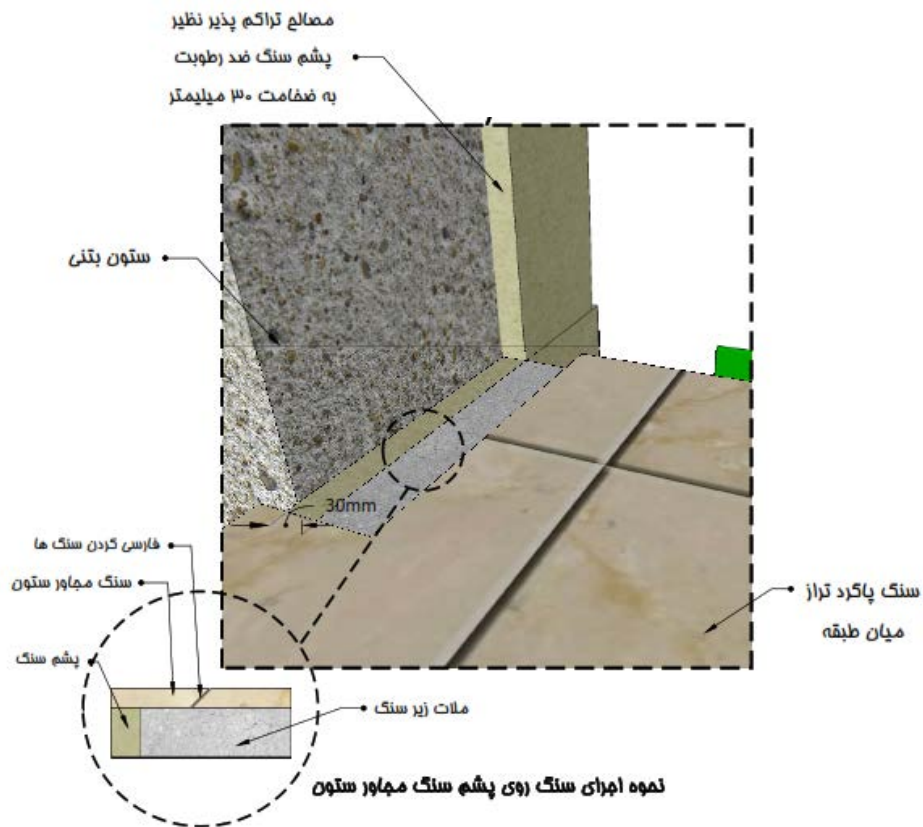
### پ ۶-۱-۴-۷- راه پله‌ها

پله‌ها برای تخلیه ساکنان پس از وقوع زلزله مورد نیاز بوده و حفظ عملکرد آنها پس از زلزله از اولویت بالایی برخوردار می‌باشد. پله‌ها به دو گروه پله‌هایی که جزئی از سازه اصلی ساختمان می‌باشد و پله‌های فرار که جزئی از سازه اصلی ساختمان نمی‌باشد تقسیم می‌شوند.

در پله‌هایی که جزئی از سازه اصلی ساختمان می‌باشند، در صورت اتصال راه‌پله‌ها به قاب سازه‌ای باید اثر آن در باربری لرزه‌ای و نیروهایی که به تیر و ستون اطراف آن بر اثر این باربری وارد می‌شود لحاظ شود. در این حالت لازم است اجزای راه‌پله شامل شمشیری‌ها، دال بتنی پله و پاگردها مدل‌سازی شوند. در این خصوص لازم است یکبار سازه بدون لحاظ نمودن سختی اجزای پله، مدل و طراحی شود تا سیستم باربرجانبی سازه به تنهایی قادر به تحمل کل نیروی زلزله طرح باشد و یکبار هم با مدل کردن اجزای پله و در نظر گرفتن تأثیر سختی آن، سازه مورد بررسی مجدد قرار گرفته و اجزای پله نیز تحت نیروهای ایجاد شده در آنها طراحی شوند. باید توجه شود در سازه‌های بتنی اجرای تیر و اتصال دال راه پله در تراز پاگرد میان طبقه باعث ایجاد ستون کوتاه در ستون‌های مجاور راه پله می‌شود. جهت جلوگیری از تشکیل ستون کوتاه می‌توان بجای اجرای تیر نیم طبقه، آن را در همان تراز طبقه اجرا نمود و بر روی آن دو ستونک اجرا کرد. سپس بر روی این ستونک‌ها تیری اجرا می‌شود که به ستون‌های اطراف

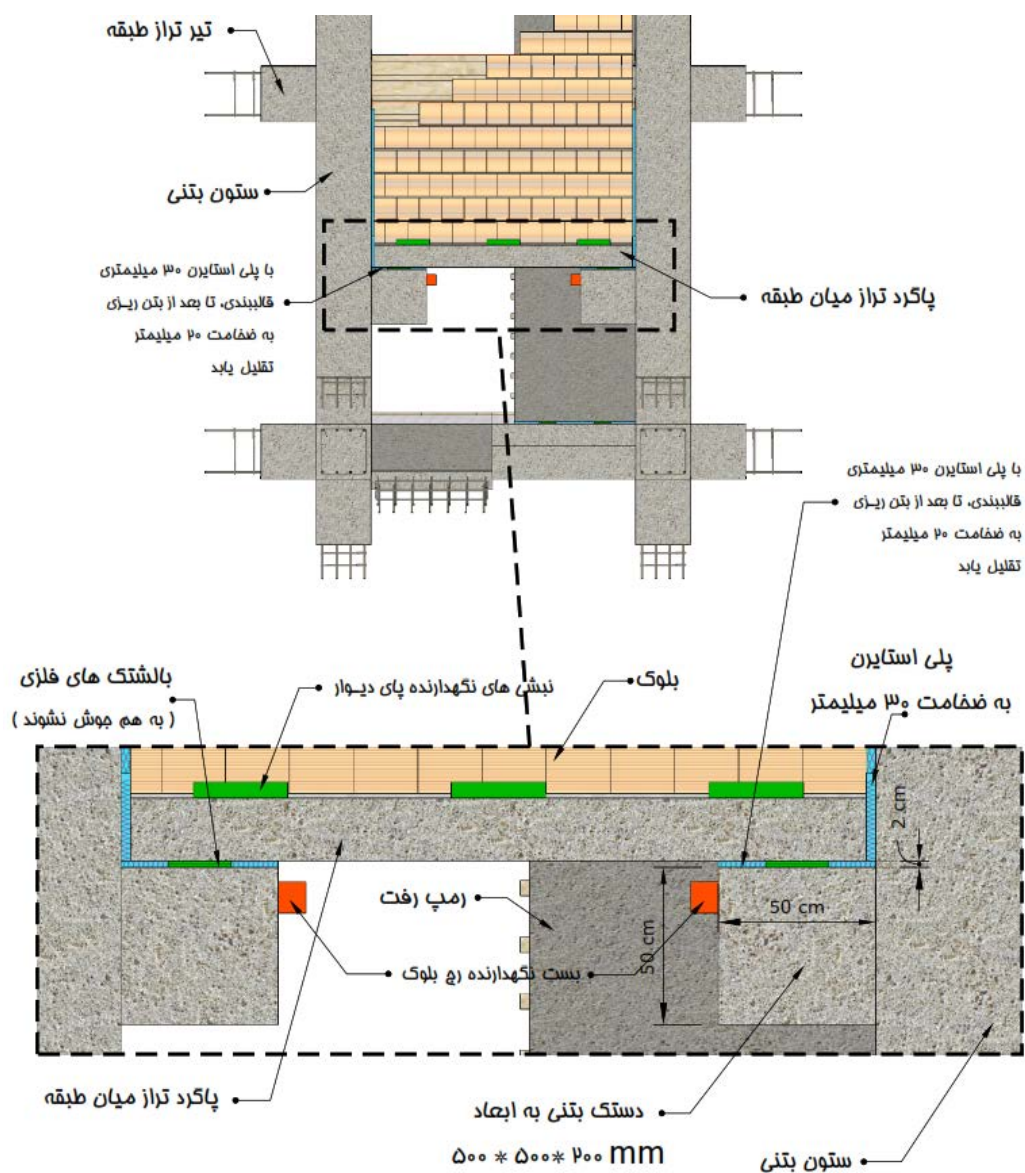
متصل نبوده و انتهای آن با ستون‌های اطراف فاصله ای حداقل به اندازه ۰/۰۱ ارتفاع طبقه دارد. نهایتاً دال پله و پاگردها در تراز نیم طبقه به این تیر قرار گرفته بر روی ستونک‌ها متصل می‌شوند. لازم به ذکر است تیر نشیمن قرار گرفته در تراز طبقه که ستونک‌ها بر روی آن قرار دارند بایستی تحت پیچش ایجاد شده ناشی از بارهای ثقیل و لرزه‌ای طراحی شود. اعمال ضریب کاهش سختی پیچشی بر روی این تیر مجاز نیست (شکل پ ۶-۳۸).



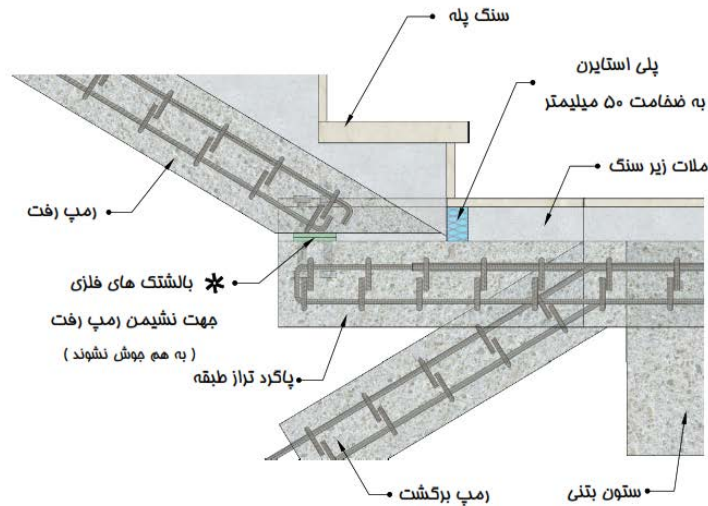
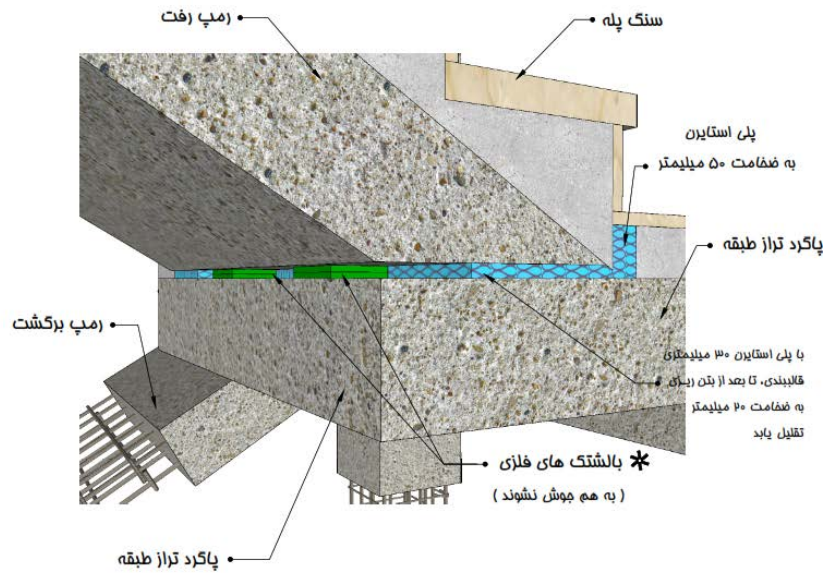


شکل پ ۳۸-۶- اجرای پاگرد راه پله بر روی ستونک جهت جلوگیری از ایجاد ستون کوتاه

یک روش دیگر برای کاهش اندرکنش پله و سازه، جداسازی آن مطابق جزئیات ارائه شده در شکل‌های پ ۳۹-۶ و پ ۴۰-۶ در تراز پاگرد میان طبقه و تراز پاگرد پایین هر طبقه می‌باشد. براساس این جزئیات از ایجاد ستون کوتاه در ستون‌های مجاور راه پله و آسیب به دال راه پله به علت جذب نیروی جانبی توسط راه پله جلوگیری می‌شود (حداقل پهنای دستک بتنی برابر ۲۰ سانتی‌متر می‌باشد). رمپ راه پله فقط در تراز پاگرد طبقه از طریق بالشتک فلزی بر روی دال پاگرد می‌نشیند و اتصال رمپ و دال پاگرد در تراز میان طبقه به صورت پیوسته اجرا می‌شود. این بالشتک‌های فلزی باید در داخل هسته بتنی مهار شده باشند.



شکل پ ۶-۳۹- جزئیات اجرایی جداسازی نشیمن پاگرد راه پله در تراز نیم طبقه



\* در صورتیکه عرض رمپ پله بیشتر از ۱۲۰۰ میلیمتر باشد، تعداد بالشتک های فلزی در سه ردیف اجرا می شوند

شکل پ ۶-۴۰- جزئیات اجرایی جداسازی نشیمن پاگرد راه پله در تراز طبقه

- در پله های سبک، اتصالاتی با سوراخ های لوبیایی برای جداسازی پله از کف های متصل و جلوگیری از خرابی ناشی از گریز بین طبقه ای مفید می باشند.

- تأمین خروجی های ایمن عاملی بسیار مهم برای ایمنی راه پله ها در برابر زلزله است. اگر نرده پله ها با مصالح ترد مانند مصالح بنایی غیر مسلح، سفال کاری مجوف و ... ساخته شده باشد، می بایست دارای درزهای اجرایی لازم بوده تا از آوار و خطرات ناشی از سقوط مصالح در پله ها جلوگیری شود. لوله ها، چراغ ها، چراغ های اضطراری یا کانال ها باید دارای مهاربند باشند تا از خطر سقوط و ایجاد آوار در پله ها جلوگیری شود.

## پ ۶-۲- در نظر گیری اثر میانقابی دیوار در ساختمان

### پ ۶-۲-۱- مقدمه

طبق بند ۱-۵-۸ این استاندارد، دیوارهای داخلی و نماها باید طوری اجرا شوند که تا حد امکان مانعی برای حرکت اجزای سازه‌ای در زمان زلزله ایجاد نکنند. بخش اول این پیوست راهکارهایی در این زمینه ارائه داده است. در صورتی که دیوارها از قاب‌های پیرامونی خود جدا نشوند لازم است اثر اندرکنش این اعضا با سیستم سازه‌ای در تحلیل و طراحی سازه لحاظ شود که در این بخش راهکارهایی برای این منظور ارائه شده است. میانقاب به دیواری اطلاق می‌شود که به طور کامل دهانه‌ای از یک قاب فولادی یا بتنی را پوشانده و توسط تیرها و ستون‌ها احاطه شده است. قاب میان‌پر شامل میانقاب و قاب پیرامونی آن می‌باشد که باید ضوابط این بخش را اقلان نماید.

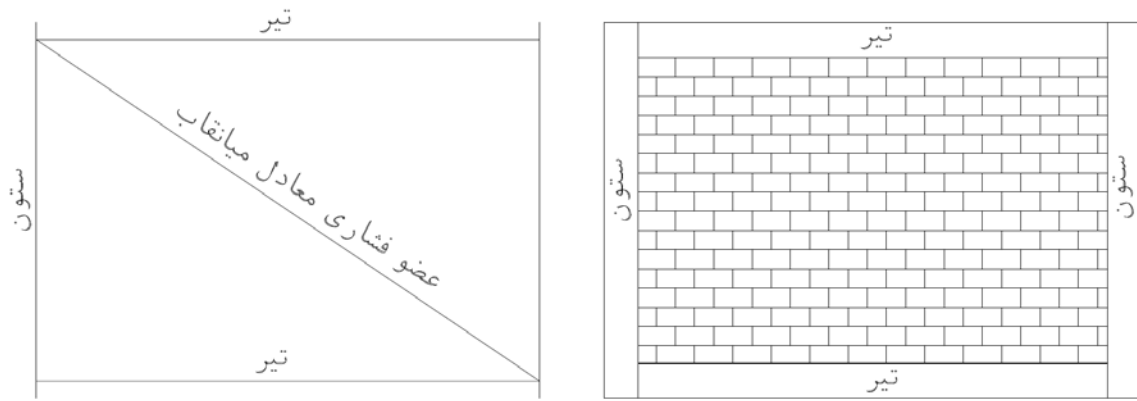
حداکثر تعداد طبقات ساختمانی که در آن می‌توان بر اساس ضوابط این پیوست از میانقاب برای تامین مقاومت جانبی استفاده نمود، چهار طبقه است. سازه این ساختمان‌ها، به تنهایی و بدون احتساب میانقاب‌ها، باید قادر به تحمل بارهای ثقلی باشد. اثر وجود میانقاب در بروز نامنظمی در سازه باید بررسی و در طراحی سازه لحاظ شود. ضمناً ضوابط این بخش در مورد ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد قابل استفاده نیست. سازه‌هایی که با ضوابط این بخش تحلیل و طراحی می‌شوند باید به تنهایی و بدون در نظرگیری اثر میانقاب‌ها نیز جوابگوی بارهای وارده شامل بار زلزله باشند، مگر اینکه در نقشه‌های سازه‌ای، میانقاب‌ها به عنوان اجزای سازه‌ای معرفی شده و در دستورالعمل‌های نگهداری ساختمان قید شود که امکان تغییر، جابجایی یا تخریب آنها بدون انجام تحلیل و ارزیابی‌های مجدد وجود ندارد.

### پ ۶-۲-۲- دیوارهای مشمول این بخش

میانقاب‌های مصالح بنایی که در این بخش مدنظر است شامل دیوارهای آجری توپر و سوراخدار یا ساخته شده از بلوک سیمانی می‌باشند. دیوارهای ساخته شده از مصالح بنایی فوق و تقویت شده با لایه بتن پاشی (شاتکریت) در یک یا هر دو وجه آنها نیز مشمول این بخش می‌شود. ضوابط این پیوست، شامل دیوارهای ساخته شده از آجر مجوف (بلوک سفالی مجوف)، سنگ، شیشه یا جنس‌های دیگر نمی‌شود.

### پ ۶-۲-۳- مدلسازی میانقاب مصالح بنایی در جهت درون صفحه

در صورت وجود شرایط بند پ ۶-۲-۴، برای مدلسازی میانقاب‌های مصالح بنایی در جهت درون صفحه می‌توان از مدل عضو قطری فشاری معادل استفاده نمود. برای این منظور به جای میانقاب از یک عضو قطری استفاده می‌شود که ضریب ارتجاعی و ضخامت آن با دیوار یکسان است و عرض آن از رابطه (پ ۶-۱) به دست می‌آید (شکل پ ۶-۴۱). این عضو قطری، تنها در فشار عمل می‌نماید و در کشش حذف می‌شود.



ب) مدل قاب میانپیر

الف) دیوار با عملکرد میانقاب

شکل پ ۶-۴۱- عضو معادل میانقاب

## پ ۶-۲-۳-۱- سختی

سختی ارتجاعی درون صفحه یک پانل از میانقاب مصالح بنایی غیر مسلح را می‌توان با بکارگیری یک عضو قطری فشاری معادل به عرض  $a$  طبق رابطه (پ ۶-۱) به حساب آورد. ضخامت و ضریب ارتجاعی این عضو، با میانقاب مورد نظر یکسان می‌باشد. عرض  $a$  (برحسب میلی‌متر) عبارت است از:

$$a = 0.175 R (\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad (\text{پ ۶-۱})$$

که در آن:

$$\lambda_1 = \left[ \frac{E_m t_{inf} \sin 2\theta}{4 E_f I_{col} h_{inf}} \right]^{0.25} \quad (\text{پ ۶-۲})$$

و نیز:

$$h_{col} = \text{ارتفاع ستون (برحسب mm)};$$

$$h_{inf} = \text{ارتفاع پانل میانقاب (برحسب mm)};$$

$$E_f = \text{ضریب ارتجاعی مصالح قاب (برحسب MPa)};$$

$E_m =$  ضریب ارتجاعی مصالح میانقاب (برحسب MPa); ضریب ارتجاعی مصالح ساخته شده از واحدهای بنایی معادل ۵۵۰ برابر مقدار مقاومت فشاری ( $f'_m$ ) آنها در نظر گرفته می‌شود. برای سایر مصالح باید به آیین‌نامه‌های مرتبط با آنها و برای میانقاب بتن پاشی شده، به روابط موجود در فصل ۷ ضابطه ۳۹۸ سازمان برنامه و بودجه کشور مراجعه نمود.

$f'_m =$  مقاومت فشاری مصالح بنایی میانقاب (برحسب MPa); مقدار مقاومت فشاری مصالح بنایی میانقاب را می‌توان در طراحی بر اساس مراجع معتبر فرض کرد. این فرض باید در اجرا کنترل شود. برای کنترل این فرض، مقدار مقاومت فشاری اندازه‌گیری شده نباید از ۰/۹ مقدار مفروض در مرحله طراحی کمتر و از ۱/۵ برابر آن بیشتر باشد. برای اندازه‌گیری مقاومت فشاری مصالح بنایی میانقاب ( $f'_m$ ) می‌توان حداقل سه نمونه منشوری از همان مصالح دیوار را که دارای حداقل ارتفاع ۴۰۰ میلی‌متر و نسبت ارتفاع به ضخامت بیش از ۲

است، ساخت و آزمایش کرد. متوسط مقاومت این سه نمونه برابر مقاومت فشاری مصالح بنایی میانقاب فرض می‌شود. در صورتی که دیوار از واحدهای بنایی تشکیل شده باشد، نمونه منشوری باید دارای حداقل سه ردیف واحد بنایی باشد. اگر ضریب تغییرات (C.O.V) نتایج بیش از ۲۵٪ باشد، باید تعداد آزمایش‌ها حداکثر تا دو برابر افزایش یابد. برای تعیین مقاومت فشاری مصالح بنایی میانقاب، می‌توان از سایر روش‌های معرفی شده در نشریه ۳۷۴، ضابطه ۷۴۰ و ضابطه ۳۹۸ سازمان برنامه و بودجه کشور نیز استفاده کرد. در هر حال، مقدار  $f'_m$  نباید از ۳/۵ مگاپاسکال کمتر باشد، در غیر اینصورت یا باید این مقدار مقاومت را با تقویت میانقاب تامین نمود یا اثر میانقابی این دیوار در نظر گرفته نشود و طبق بخش اول این پیوست از قاب پیرامونی جداسازی شود.

$I_{col}$  = لنگر اینرسی ستون (برحسب  $\text{mm}^4$ )؛ در صورتی که ستون‌های پیرامونی میانقاب متفاوت باشند می‌توان از متوسط لنگر اینرسی آنها به جای این کمیت استفاده نمود.

$$r_{inf} = \text{طول قطری پانل میانقاب (برحسب mm)};$$

$$\theta = \text{زاویه‌ای که تانژانت آن برابر ضریب تناسب میانقاب (نسبت ارتفاع به طول) می‌باشد};$$

$$\lambda_1 = \text{ضریبی که برای محاسبه عرض معادل عضو فشاری پانل به کار می‌رود}.$$

$R$  = ضریب کاهشده نوع اتصال قاب؛ در صورتی که اتصالات قاب گیردار باشد مقدار آن ۱/۰ و در غیر این صورت برابر ۰/۹ در نظر گرفته می‌شود.

$t_{inf}$  = ضخامت آن قسمتی از دیوار (برحسب mm) است که در تماس مستقیم و کامل با اعضای قاب باشد. برای دیوارهایی که در محاسبات سختی و مقاومت به حساب می‌آیند باید تمهیدات لازم در هر یک از کنگرها (در حداقل ۱/۵ برابر عرض معادل محاسبه شده با رابطه پ ۶-۱) برای تماس مستقیم دیوار با تیر و ستون پیرامونی فراهم شده باشد. در غیر این صورت در محاسبه ظرفیت میانقاب تنها قسمتی از دیوار که در تماس مستقیم با اعضای قاب می‌باشد منظور می‌شود ولی در کنترل تیر و ستون باید بیشترین ضخامت از دیوار که با تیر یا ستون در تماس است، در نظر گرفته شود. برای دیوارهایی که ضخامت‌شان در جاهای مختلف، متفاوت است، مانند دیوارهایی که بخش پایینی آنها سنگ‌کاری شده، برای محاسبه مقاومت طراحی (موضوع بند پ ۶-۲-۵-۲)، کمترین ضخامت و برای محاسبه مقاومت نهایی قطری محتمل (موضوع بند پ ۶-۲-۳-۲)، میانگین ضخامت دیوار ملاک عمل قرار می‌گیرد.

### پ ۶-۲-۳-۲- مقاومت نهایی قطری محتمل

مقاومت نهایی قطری محتمل میانقاب،  $F_u$ ، که برای کنترل اعضا و اتصالات قاب (بندهای پ ۶-۲-۴-۲ و پ ۶-۲-۴-۳) به کار می‌رود از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$F_u = a R t_{inf} f'_m \quad (\text{پ ۶-۳})$$

که در آن  $a$  عرض عضو فشاری معادل و  $f'_m$ ،  $R$  و  $t_{inf}$  به ترتیب مقاومت فشاری مصالح میانقاب، ضریب کاهشده نوع اتصال قاب و ضخامت میانقاب می‌باشند که ذیل رابطه (پ ۶-۱) تعریف شده‌اند.

### پ ۶-۲-۴- شرایط لازم برای عملکرد میانقابی دیوار

اعضا و اتصالات قاب محیطی یک میانقاب باید برای اثرات اندرکنش قاب و میانقاب کفایت داشته باشند. این اثرات شامل نیروهای منتقل شده از میانقاب به تیر، ستون و اتصال‌های قاب می‌باشند. در صورتی که هر یک از شرایط این بند برای قاب دارای دیوار برآورده نشود، دیوار آن را نمی‌توان به عنوان میانقاب در نظر گرفت و باید به صورت جدا شده از قاب اجرا شود.

دیوار موجود در دهانه مهاربندی باید به گونه‌ای باشد که مهاربند بتواند آزادانه عمل نماید. در چنین دهانه‌هایی، نمی‌توان اثر میانقابی دیوار را در نظر گرفت و باید آنها را به صورت جدا شده از قاب اجرا نمود.

### پ ۶-۲-۴-۱- شرایط دیوار برای بروز عملکرد میانقابی

تنها دیوارهایی می‌توانند به عنوان میانقاب در نظر گرفته شوند که دارای همه شرایط زیر باشند (شرایط مربوط به اجرا باید در نقشه‌های اجرایی ذکر شوند):

۱. دارای مقاومت عمود بر صفحه کافی مذکور در بند پ ۶-۲-۶ باشند.
۲. برای دیوارهای ساخته شده از واحدهای بنایی، دیوارچینی باید به صورت هشت گیر انجام شده باشد به گونه ای که هر آجر بالایی حداقل ۰/۲۵ آجر پایینی را پوشش داده باشد. ضمن اینکه درزهای قائم آن نیز مانند درزهای افقی باید دارای ملات ماسه سیمان باشند.
۳. درزی بین دیوار و اعضای قاب وجود نداشته باشد و دیوار به طور کامل در تماس با تیر و ستون باشد. در صورت وجود درز بین دیوار و تیر فوقانی می‌توان آن را با ملات انبساط‌پذیر پر کرد. بر خلاف روش مرسوم اجرای دیوار، برای از بین بردن اثر درز فوقانی نمی‌توان از آجرهایی که در رج آخر به صورت مایل چیده شده اند استفاده کرد. مگر اینکه تمام فضاهای خالی باقیمانده، به خصوص فضای خالی بین آجر مورب و کنج قاب، با بتن یا مصالحی که مقاومت فشاری آن مساوی یا بیشتر از آجر است پر شود.
۴. دیوار باید کاملاً شاقول اجرا شده و فاقد شکم دادگی یا کج شدگی باشد.
۵. ساختمان دارای دیافراگم صلب باشد.
۶. ارتفاع دیوار نباید از ۴ متر و طول آن از ۶ متر بیشتر باشد.
۷. تغییر مکان جانبی نسبی غیر خطی طرح قاب میان‌پر (با در نظرگیری اثر میانقاب‌ها در تحلیل)، که از رابطه ۳-۱۱ این استاندارد به دست می‌آید، در ساختمان‌های با اهمیت زیاد، متوسط و کم نباید به ترتیب از ۰/۰۸، ۰/۰۱ و ۰/۱۵ برابر ارتفاع طبقه بیشتر باشد.

### پ ۶-۲-۴-۲- شرایط اعضای قاب پیرامونی دیوار

علاوه بر خود دیوار، اعضا قاب پیرامونی دیوار نیز باید دارای شرایطی باشند تا بتوان آن دیوار را به عنوان میانقاب در نظر گرفت. ستون و تیر مجاور میانقاب، به ترتیب باید قادر به تحمل نیروهای بیان شده در بند پ ۶-۲-۴-۲-۱ و پ ۶-۲-۴-۲-۲ به عنوان بار ایجاد شده در زلزله در ترکیب با سایر بارهای وارد به سازه باشند. در این بررسی باید اثر نیروهای زلزله در هر دو جهت متقابل در نظر گرفته شوند.

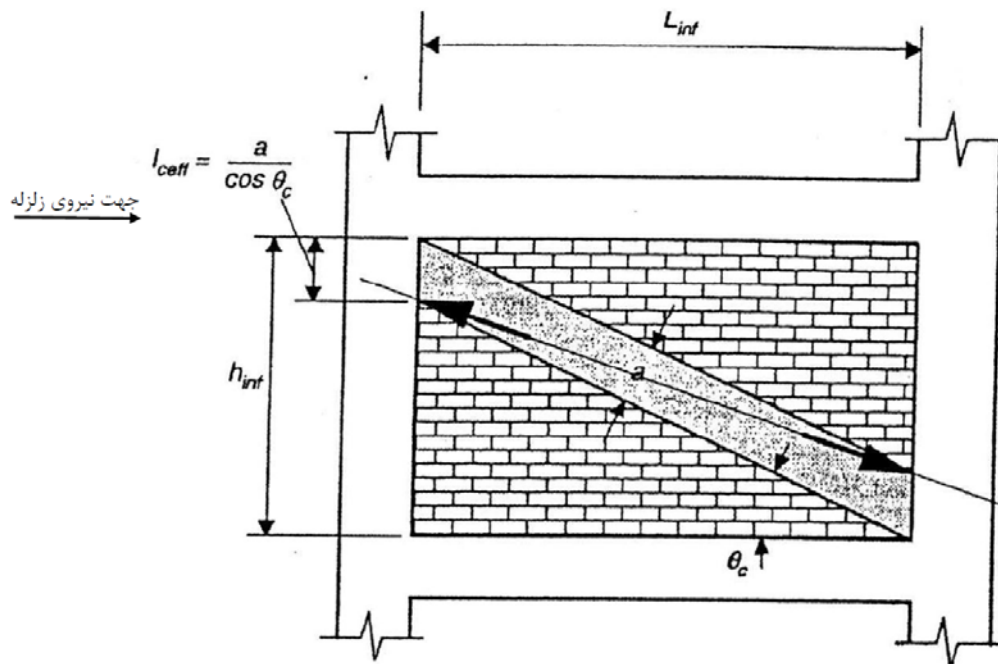
پ۶-۲-۴-۲-۱ - مقاومت لازم برای ستون‌های مجاور پانل میانقاب

مقاومت‌های خمشی و برشی ستون‌های مجاور یک پانل میانقاب باید برای تحمل نیروهای حاصل از حالتی که در آن نیروی افقی برابر  $F_u \cos \theta$  در فاصله  $l_{ceff}$  از بالا یا پایین پانل میانقاب مطابق شکل پ۶-۴۲ به ستون اعمال شده است، کافی باشد. در این شرایط،  $F_u$  از رابطه (پ۶-۳) و  $l_{ceff}$  از رابطه (پ۶-۴) بدست می‌آید و  $\theta$  زاویه قطر میانقاب با افق می‌باشد. این ستون‌ها باید تحمل بارهای کششی و فشاری ناشی از اعمال نیروی  $F_u \sin \theta$  را نیز داشته باشد.

$$l_{ceff} = \frac{a}{\cos \theta_c} \quad (\text{پ۶-۴})$$

در این رابطه،  $a$  عرض عضو فشاری معادل میانقاب می‌باشد که از رابطه (پ۶-۱) به دست می‌آید و  $\theta_c$  نیز، از رابطه (پ۶-۵) محاسبه می‌شود که در آن  $L_{inf}$  طول میانقاب و  $\theta$  زاویه قطر میانقاب با افق می‌باشد.

$$\theta_c = \theta - \sin^{-1} \left( \frac{a \cos \theta}{L_{inf}} \right) \quad (\text{پ۶-۵})$$



شکل پ۶-۴۲- نیروی وارد به ستون از طرف میانقاب

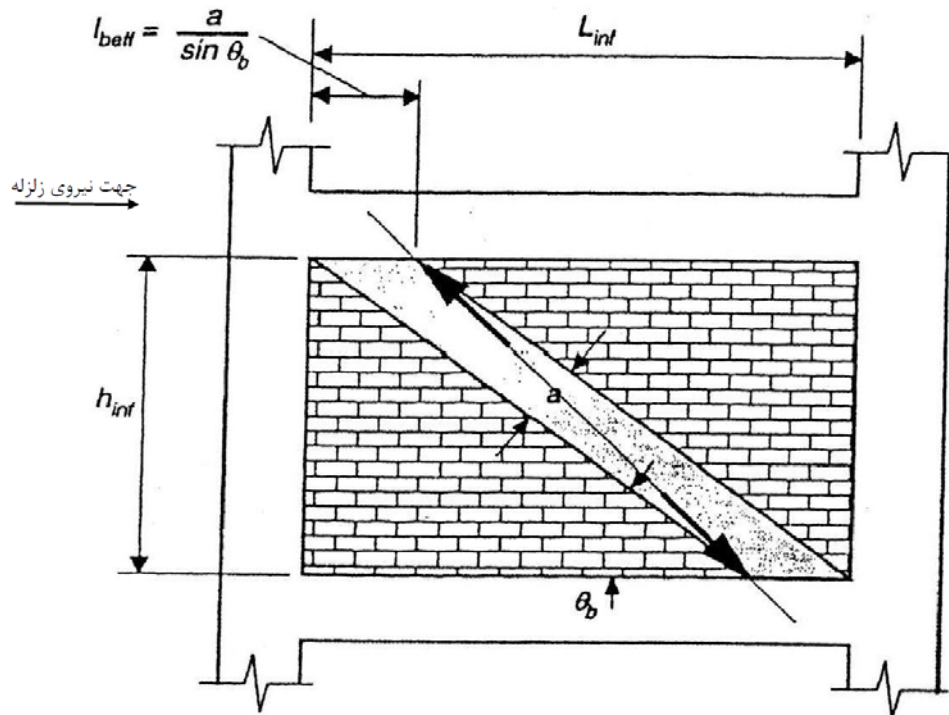
پ۶-۲-۴-۲-۲ - مقاومت لازم برای تیرهای مجاور پانل میانقاب

مقاومت‌های خمشی و برشی تیرهای قاب پیرامونی یک میانقاب باید برابر با نیروهای حاصل از حالتی که در آن، نیروی قائم  $F_u \sin \theta$  در فاصله  $l_{beff}$  از دو طرف میانقاب، مطابق شکل پ۶-۴۳، به تیر اعمال شده است و در آن  $F_u$  از رابطه (پ۶-۳) و  $l_{beff}$  از رابطه (پ۶-۶) بدست می‌آید:

$$l_{beff} = \frac{a}{\sin \theta_b} \quad (\text{پ۶-۶})$$

مقدار  $\theta_b$  را می‌توان از رابطه (پ ۶-۷) محاسبه کرد:

$$\theta_b = \theta + \sin^{-1} \left( \frac{a \cos \theta}{L_{inf}} \right) \quad (\text{پ ۶-۷})$$



شکل پ ۶-۴۳- نیروی وارد به تیر از طرف میانقاب

### پ ۶-۲-۴-۲-۳- اثرات موضعی میانقابی بر اعضای قاب

اثرات موضعی ناشی از عملکرد میانقابی دیوار بر اعضای قاب نباید باعث خرابی موضعی در آنها شود (مانند خمیدگی بال‌های مقاطع فولادی I شکل، کمانش جان و غیره). برای این منظور، نیروی حاصل از روابط (پ ۶-۸) و (پ ۶-۹) به ترتیب برای ستون و تیر محاسبه می‌شود:

$$F_{col} = \frac{F_u (\cos \theta - \mu \sin \theta)}{(1 - \mu^2)} \quad (\text{پ ۶-۸})$$

$$F_{beam} = \frac{F_u (\sin \theta - \mu \cos \theta)}{(1 - \mu^2)} \quad (\text{پ ۶-۹})$$

که در آن  $\mu$  ضریب اصطکاک بین مصالح میانقاب و مصالح قاب است که در صورت عدم وجود اطلاعات دقیق می‌توان آن را برای قاب فولادی برابر ۰/۳ و برای قاب بتنی برابر ۰/۵ در نظر گرفت. توزیع تنش قائم از نیروهای حاصل از این روابط را می‌توان به صورت مثلثی (تنش حداکثر در کنج) در طولی به اندازه  $l_{eff}$  (از رابطه پ ۶-۴) بر روی ستون و  $l_{beff}$  (از رابطه پ ۶-۶) بر روی تیر در نظر گرفت.

اگر دیوار در محور قاب قرار نداشته باشد، اثر خروج از محوریت آن نیز باید به صورت پیچش روی قاب در نظر گرفته شود.

### پ ۶-۲-۴-۳- اتصالات قاب

اتصال تیر به ستون قاب باید قادر به تحمل نیروی برشی  $F_u \sin \theta$  در ترکیب با سایر بارهای موجود در سازه باشد.

### پ ۶-۲-۵- تحلیل سازه و محاسبه نیروی حاصل از عملکرد میانقابی دیوار

در تحلیل سازه، هر میانقاب به صورت یک عضو قطری فشاری با مشخصاتی که در بند پ ۶-۲-۳-۱ بیان شده مدل می‌شود.

ستون‌های پیرامونی میانقاب حتی در قاب‌های دارای اتصال مفصلی تیر به ستون، جزو اعضای لرزه بر ساختمان محسوب می‌شوند و در تحلیل سازه باید در بررسی بند ۳-۱-۴ این استاندارد، در مورد اعمال همزمان مولفه جهت متعامد زلزله، مد نظر قرار گیرند.

### پ ۶-۲-۵-۱- ضرائب لرزه ای سازه دارای میانقاب

مقدار کمیت‌های  $R_u$ ،  $C_d$  و  $\Omega_0$  برای سازه دارای میانقاب بر اساس جدول ۳-۴ این استاندارد (مشابه سیستم قاب ساختمانی دارای دیوار برشی مصالح بنایی مسلح)، به ترتیب برابر ۳، ۲/۵ و ۲/۵ در نظر گرفته می‌شود.

### پ ۶-۲-۵-۲- کنترل مقاومت میانقاب

در طراحی سازه به روش ضرائب بار و مقاومت، نیروی عضو قطری فشاری میانقاب که از تحلیل با ترکیبات بار شامل زلزله به دست می‌آید نباید از مقاومت طراحی آن که برابر  $0.4F_u$  در نظر گرفته می‌شود، بیشتر باشد.

### پ ۶-۲-۵-۳- قطع میانقاب در ارتفاع ساختمان

در صورتی که در یک دهانه، میانقاب در یکی از طبقات وجود نداشته باشد، دیوارهای آن دهانه در طبقات بالا را نمی‌توان میانقاب فرض کرد و باید آنها را بر اساس بخش اول این پیوست، از قاب پیرامونی جدا نمود.

### پ ۶-۲-۶- ارزیابی دیوارهای مصالح بنایی در جهت خارج از صفحه

همه میانقاب‌ها و اجزا و اتصالات آن باید دارای مقاومت کافی برای تحمل نیروهای خارج از صفحه دیوار باشند. نیروی زلزله وارد به میانقاب در جهت عمود بر صفحه، مشابه دیوارهای جدا شده و بر اساس فصل ۴ این استاندارد محاسبه می‌گردد.

برای تامین مقاومت در جهت عمود بر صفحه می‌توان از روش‌های معرفی شده در بخش نخست این پیوست برای دیوارهای جدا شده از قاب، استفاده نمود. البته اجزاء اضافه شده به میانقاب (بر خلاف دیوار جدا شده)، باید کاملاً به دیوار متصل بوده و فاصله‌ای بین آنها و دیوار وجود نداشته باشد. لایه پوشش بتن آرمه (شاتکریت) نیز می‌تواند مورد

استفاده قرار گیرد. بدین منظور می‌توان ضوابط بخش ۷-۱ ضابطه ۳۹۸ سازمان برنامه و بودجه کشور را مد نظر قرار داد.

در مدل تحلیلی سازه، باید از سختی عمود بر صفحه میانقاب صرف‌نظر نمود.

### پ ۶-۲-۷- میانقاب‌های دارای بازشو

میانقاب دارای بازشو باید تا حد امکان به صورت جدا شده از قاب اجرا شود. تنها در مواردی که همه شرایط زیر فراهم باشد، دیوار را می‌توان میانقاب فرض کرد:

۱. طول و ارتفاع بازشو به ترتیب از یک سوم طول و یک سوم ارتفاع دیوار کمتر باشد.
۲. فاصله افقی و قائم بازشو از تیر و ستون به ترتیب از ۲۰٪ طول و ۲۰٪ ارتفاع دیوار بیشتر باشد.
۳. بازشو دارای قاب فولادی که به چارچوب پنجره متصل می‌شود باشد.

در این حالت لازم است سختی و مقاومت طراحی میانقاب به مقدار ۲۰٪ کاهش یابد. در صورتی که دیوار دارای دو یا چند بازشو باشد، برای ابعاد بازشوی معادل، اندازه کوچکترین مستطیلی که همه بازشوها را در بر می‌گیرد در نظر گرفته می‌شود. در دیوارهای دارای بازشو نیز مانند سایر دیوارها، تامین مقاومت کافی در جهت خارج از صفحه الزامی است.

### پ ۶-۲-۸- میانقاب‌های نوین

بر اساس تحقیقات علمی، انواع جدیدی از میانقاب معرفی شده‌اند که در جهت صفحه خود، رفتاری شکل‌پذیر داشته و در جهت عمود بر صفحه نیز کاملاً پایدار هستند. در صورت استفاده از چنین میانقاب‌هایی، لازم است برای مدل‌سازی آن‌ها در سازه، کنترل کفایت اعضا و اتصالات قاب پیرامونی و همچنین برای تعیین مقدار مقاومت طراحی و سایر کمیات مورد نیاز، بر اساس ضوابط معتبر عمل شود.

در صورت استفاده از میانقاب دارای فیوز لغزان، می‌توان از بخش ۷-۲ ضابطه ۳۹۸ سازمان برنامه و بودجه کشور استفاده و مقاومت طراحی (مذکور در بند پ ۶-۲-۵) آن را برابر با  $F_{II}$  فرض نمود.