

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی



جمهوری اسلامی ایران
وزارت راه و شهرسازی

پیوستهای پیش نویس

آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله

(استاندارد ۲۸۰۰)

(ویرایش ۵ - اسفند ۱۴۰۳)

(پیش نویس نهایی برای نظر خواهی عمومی)

زیر نظر کمیته دائمی بازنگری آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله



با احترام به یاد و خاطره استاد کرامت‌الله



دکتر مرتضی زاهدی

تشکر و قدردانی

بدینوسیله از همراهی اعضای محترم کارگروه‌های تدوین و اعضای محترم کمیته‌های هماهنگی، اجرایی و دائمی ویرایش پنجم آئین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله و همکاری ارزشمند ایشان با مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی در راستای تدوین این سند قدردانی می‌گردد.

همچنین، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، مراتب سپاسگزاری خود را از حمایت‌های «امور نظام فنی و اجرایی سازمان برنامه و بودجه» و «سازمان ملی زمین و مسکن» در حمایت مادی و معنوی و پشتیبانی فنی از فرآیند تدوین این سند اعلام می‌دارد.

علاوه بر این، ضمن قدردانی از توجه «سازمان ملی استاندارد ایران» به اهمیت و جایگاه آئین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله و ثبت آن بعنوان استاندارد ملی ایران به شماره ۲۸۰۰، از همکاری و همراهی این سازمان با مرکز تحقیقات در پیشبرد اهداف متناظر با استانداردسازی و بهبود کیفیت ساخت و ساز قدردانی می‌گردد.

در پایان نیز، از جامعه مهندسی کشور که ضمن توجه به فرآیندهای تدوین و انتشار این آئین نامه، نظرات خود را در خصوص نسخه حاضر از طریق سامانه‌های تعریف شده در اختیار مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی قرار خواهند داد تشکر می‌شود.

صاحب‌نظران محترم می‌توانند نظرات خود را در خصوص پیش نویس ویرایش پنجم آئین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) حداکثر تا تاریخ ۱۴۰۴/۰۳/۳۱ و از طریق دو نشانی الکترونیکی زیر به مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی اعلام فرمایند:

std2800bhrc@yahoo.com

std2800@bhrc.ac.ir

فهرست مطالب

پیوست (۱)-----	۲۲۵
نقشه‌های شتاب طیفی-----	۲۲۵
پ ۱-۱ کلیات -----	۲۲۵
پ ۱-۲ مقایر شتاب طیفی در زمان تناوب ۰/۲ ثانیه (S_S)-----	۲۲۵
پ ۱-۳ مقایر شتاب طیفی در زمان تناوب ۱ ثانیه (S_1)-----	۲۳۰
پیوست (۲)-----	۲۳۷
روشهای تحلیل غیر خطی و ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها-----	۲۳۷
پ ۱-۲ کلیات -----	۲۳۷
پ ۲-۲ دامنه کاربرد -----	۲۳۷
پ ۲-۳ سطوح خطر -----	۲۳۷
پ ۲-۴ سطوح عملکردی -----	۲۳۸
پ ۲-۵ اهداف عملکردی -----	۲۳۸
پ ۲-۶ ترکیب‌های بارگذاری -----	۲۳۹
پ ۲-۷ مشخصات غیر خطی اعضای سازه -----	۲۳۹
پ ۲-۸ تحلیل استاتیکی غیر خطی -----	۲۴۱
پ ۱-۸-۲ ضوابط کلی -----	۲۴۱
پ ۲-۸-۲ توزیع بار جانبی -----	۲۴۳
پ ۳-۸-۲ منحنی ظرفیت -----	۲۴۳
پ ۴-۸-۲ زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان-----	۲۴۴
پ ۵-۸-۲ تغییر مکان هدف -----	۲۴۴
پ ۶-۸-۲ اثرات پیچش -----	۲۴۶
پ ۲-۹ تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی -----	۲۴۷
پ ۱-۹-۲ ضوابط کلی -----	۲۴۷
پ ۲-۹-۲ شتاب‌نگاشت‌ها -----	۲۴۸
پ ۱-۲-۹-۲ انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها -----	۲۴۸
پ ۲-۲-۹-۲ مقیاس نمودن شتاب‌نگاشت‌ها -----	۲۴۸
پ ۳-۹-۲ اعمال شتاب‌نگاشت‌ها به مدل سازه‌ای -----	۲۴۸
پ ۴-۹-۲ پیچش -----	۲۴۹
پ ۵-۹-۲ میرایی -----	۲۴۹
پ ۶-۹-۲ پارامترهای بازتاب سازه -----	۲۴۹
پ ۱۰-۲ معیارهای پذیرش در تحلیل‌های غیر خطی -----	۲۵۰



پیوست (۳)-----	۲۵۳
دیافراگم‌ها-----	۲۵۳
پ ۳-۱ کلیات-----	۲۵۳
پ ۳-۲ انواع دیافراگم‌ها از نظر جنس، هندسه و سیستم ساختمانی-----	۲۵۴
پ ۳-۳ انواع دیافراگم‌ها از نظر صلبیت و انعطاف‌پذیری-----	۲۵۶
پ ۳-۴ نیروهای ایجادشده در دیافراگم‌ها تحت بارهای وارده-----	۲۵۸
پ ۳-۴-۱ ترکیب نیروهای دیافراگم و نیروهای انتقالی-----	۲۵۹
پ ۳-۵ روش جایگزین برای طراحی دیافراگم‌ها-----	۲۵۹
پ ۳-۵-۱ نیروهای انتقالی در دیافراگم-----	۲۶۳
پ ۳-۶ تحلیل دیافراگم‌ها-----	۲۶۳
پ ۳-۶-۱ روش‌های تحلیل-----	۲۶۳
پ ۳-۶-۱-۱ روش اجزای محدود-----	۲۶۴
پ ۳-۶-۱-۲ روش تیر معادل-----	۲۶۴
پ ۳-۶-۱-۳ روش خرابایی (بست و بند)-----	۲۶۵
پ ۳-۶-۲ نکاتی در مورد تحلیل دیافراگم‌ها و اجزای آن-----	۲۶۵
پ ۳-۷ نکاتی در مورد طراحی دیافراگم‌ها و اجزای آن-----	۲۶۶
پیوست (۴)-----	۲۶۹
اندرکنش خاک و سازه-----	۲۶۹
پ ۴-۱ کلیات-----	۲۶۹
پ ۴-۲ ضوابط تحلیل-----	۲۷۳
پ ۴-۳ تعیین ضریب ارتجاعی برشی موثر خاک-----	۲۷۴
پ ۴-۳-۱ اثر وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان-----	۲۷۴
پ ۴-۳-۲ اثر کرنش‌های بزرگ خاک-----	۲۷۶
پ ۴-۳-۳ مدول برشی مؤثر-----	۲۷۶
پ ۴-۴ سختی پی سطحی-----	۲۷۷
پ ۴-۴-۱ کنترل صلبیت سازه پی منفرد یا گسترده-----	۲۷۷
پ ۴-۴-۲ کنترل صلبیت سازه پی نواری-----	۲۷۸
پ ۴-۴-۳ ضریب سختی فنر در تحلیل‌های خطی-----	۲۷۸
پ ۴-۴-۴ سازه پی نسبت به خاک صلب است (روش مجزا)-----	۲۷۸
پ ۴-۴-۴ سازه پی نسبت به خاک صلب است (روش توأم)-----	۲۸۰
پ ۴-۴-۴ سازه پی نسبت به خاک انعطاف‌پذیر است-----	۲۸۱
پ ۴-۴-۴ ضریب سختی فنر در تحلیل‌های غیر خطی-----	۲۸۲
پ ۴-۵ سختی پی عمیق-----	۲۸۳



۲۸۴	پ ۴-۶ زمان تناوب مؤثر
۲۸۴	پ ۴-۷ نسبت میرایی مؤثر
۲۸۸	پ ۴-۸ ضرایب میرایی میراگرها در محل پی
۲۸۹	پ ۴-۹ اصلاح طیف طرح
۲۹۳	پیوست (۵)
۲۹۳	اثر میانقاب در تحلیل و طراحی سازه‌های ساختمانی
۲۹۳	پ ۵-۱ کلیات
۲۹۳	پ ۵-۲ شرایط ساختمان برای استفاده از میانقاب
۲۹۴	پ ۵-۳ شرایط میانقاب
۲۹۴	پ ۵-۴ تحلیل سازه دارای میانقاب
۲۹۵	پ ۵-۴-۱ پارامترهای لرزه‌ای
۲۹۵	پ ۵-۴-۲ کنترل تغییرمکان جانبی
۲۹۵	پ ۵-۵ سختی درون صفحه میانقاب مصالح بنایی
۲۹۷	پ ۵-۶ کنترل مقاومت درون صفحه میانقاب و قاب پیرامونی آن
۲۹۸	پ ۵-۶-۱ کنترل مقاومت میانقاب
۲۹۸	پ ۵-۶-۲ کنترل مقاومت ستون‌های مجاور میانقاب
۲۹۹	پ ۵-۶-۳ کنترل مقاومت تیرهای مجاور دهانه میانقاب
۳۰۰	پ ۵-۶-۴ کنترل ظرفیت اتصالات
۳۰۰	پ ۵-۷ کنترل مقاومت خارج از صفحه میانقاب
۳۰۱	پ ۵-۸ میانقاب دارای بازشو
۳۰۱	پ ۵-۹ انواع دیگر میانقاب‌های مشمول این پیوست
۳۰۱	پ ۵-۹-۱ میانقاب مصالح بنایی دارای لایه بتن پاششی (شاتکریت)
۳۰۲	پ ۵-۹-۲ سایر میانقاب‌ها
۳۰۲	پ ۵-۱۰ کنترل کیفیت اجرای میانقاب‌ها
۳۰۵	پیوست (۶)
۳۰۵	طراحی لرزه‌ای اجزاء غیرسازه‌ای معماری
۳۰۵	پ ۶-۱ کلیات
۳۰۵	پ ۶-۲ انواع اجزای غیرسازه‌ای معماری
۳۰۵	پ ۶-۳ بارها و اثرات ناشی از زلزله
۳۰۶	پ ۶-۴ ضوابط و الزامات لرزه‌ای دیوارهای غیر سازه‌ای
۳۰۷	پ ۶-۴-۱ دیوارهای خارجی
۳۰۸	پ ۶-۴-۱-۱ دیوارهای پانلی پیش ساخته
۳۰۹	پ ۶-۴-۱-۲ دیوارهای بلوکی



پ ۲-۴-۶ دیوارهای داخلی (تیغه‌ها)	۳۰۹
پ ۳-۴-۶ جزئیات اجرایی دیوارهای داخلی و خارجی بلوکی	۳۱۰
پ ۱-۳-۴-۶ پایدار سازی دیوار در راستای خارج از صفحه با استفاده از وادار	۳۱۳
پ ۲-۳-۴-۶ اتصال دیوار به وادار	۳۱۷
پ ۳-۳-۴-۶ اتصال وادار به قاب سازه‌ای	۳۱۷
پ ۴-۳-۴-۶ تیرک‌ها (دیوارهای با ارتفاع بیش از ۳/۵ متر)	۳۱۹
پ ۵-۳-۴-۶ روش‌های اتصال دیوار به اعضای قائم سازه‌ای	۳۲۰
پ ۶-۳-۴-۶ اتصال دیوار به زیر سقف	۳۲۲
پ ۷-۳-۴-۶ اجرای دیوار در دهانه‌های مهاربندی	۳۲۳
پ ۸-۲-۴-۶ مسلح کردن دیوار با شبکه الیاف	۳۲۴
پ ۹-۳-۴-۶ تقاطع دیوارهای غیر سازه‌ای به یکدیگر	۳۲۷
پ ۱۰-۳-۴-۶ اجرای نعل درگاه و نصب پنجره	۳۲۹
پ ۱۱-۳-۴-۶ جلوگیری از آسیب به سازه‌های بتنی در حین اجرای اتصالات مهار دیوارها	۳۳۲
پ ۱۲-۳-۴-۶ دیوارهای پانلی	۳۳۳
پ ۵-۶ جان پناه‌ها	۳۳۶
پ ۶-۶ نما	۳۴۰
پ ۷-۶ سقف کاذب	۳۴۰
پ ۸-۶ راه پله‌ها	۳۴۴
پیوست (۷)	۳۴۹
آثار $P-\Delta$	۳۴۹
پ ۱-۷ کلیات	۳۴۹
پ ۲-۷ روش تقریبی مبتنی بر تکرار	۳۵۰
پ ۳-۷ ملاحظات ضرایب بارهای ثقلی برای در نظر گرفتن آثار $P-\Delta$	۳۵۲
پیوست (۸)	۳۵۵
زمان تناوب اصلی نوسان سازه‌های غیرساختمانی	۳۵۵
پ ۱-۸ کلیات	۳۵۵
پ ۲-۸ زمان تناوب اصلی نوسان جرم متمرکز واقع در انتهای طره لاغر:	۳۵۷
پ ۳-۸ زمان تناوب اصلی نوسان دودکش‌ها	۳۵۷
پ ۴-۸ زمان تناوب اصلی نوسان سازه طره ای با مجموعه جرمهای متمرکز در طول آن:	۳۵۹
پ ۵-۸ زمان تناوب اصلی نوسان قاب خمشی یک و دو درجه آزادی:	۳۵۹
پیوست (۹)	۳۶۱
الزامات ژئوتکنیکی	۳۶۱
پ ۱-۹ روانگرایی	۳۶۱



- پ ۱-۹-۱ تعیین استعداد روانگرایی: ----- ۳۶۱
- پ ۱-۹-۲ نحوه اصلاح تعداد ضربات نفوذ استاندارد، مقاومت نوک مخروط و سرعت موج برشی اندازه گیری شده در محل ----- ۳۶۱
- پ ۱-۹-۳ محاسبه نسبت تنش برشی تناوبی (CSR) ناشی از زلزله ----- ۳۶۳
- پ ۱-۹-۴ محاسبه نسبت مقاومت تناوبی خاک برای زلزله های با بزرگای $7.5/CRR$ ----- ۳۶۳
- پ ۱-۹-۵ تصحیح CRR برای سایر عوامل ----- ۳۶۶
- پ ۱-۹-۶ تعیین پتانسیل بروز اثرات سطحی ناشی از وقوع روانگرایی در زمینهای مسطح ----- ۳۶۷
- پ ۱-۹-۷ نشست ناشی از روانگرایی ----- ۳۶۷
- پ ۱-۹-۸ مقدمه ۱-۷-۱ ----- ۳۶۷
- پ ۱-۹-۲ محاسبه کرنش حجمی برای تعیین نشست ناشی از روانگرایی ----- ۳۶۷
- پ ۱-۹-۸ گسترش جانبی ----- ۳۶۸
- پ ۱-۹-۸ نیروهای جانبی ناشی از گسترش جانبی وارد بر پی عمیق ----- ۳۶۸
- پ ۱-۹-۹ روش های کاهش خطرهای ناشی از روانگرایی و گسترش جانبی ----- ۳۷۰
- پ ۱-۹-۱ تمهیدات سازه ای ----- ۳۷۰
- پ ۱-۹-۲ تمهیدات ژئوتکنیکی ----- ۳۷۱
- پ ۱-۹-۳ تغییر محل ساختگاه ----- ۳۷۱
- پ ۲-۹-۲ پایداری شیروانیها ----- ۳۷۱
- پ ۳-۹-۳ پی های عمیق - جزئیات فنی و اجرایی شمع، کلاhek و تیرهای اتصالی ----- ۳۷۳
- پ ۳-۹-۱ فاصله حداقل مابین شمع ها ----- ۳۷۳
- پ ۳-۹-۲ اتصال مابین شمع و کلاhek ----- ۳۷۳
- پ ۳-۹-۳ قطر طراحی شمع ها ----- ۳۷۴
- پ ۳-۹-۴ آرایش استاندارد میلگردهای اصلی ----- ۳۷۴
- پ ۴-۹-۴ فشار جانبی لرزه ای خاک پشت دیوار نگهدار ----- ۳۷۵
- پ ۴-۹-۱ محاسبه ضریب لرزه ای فشار خاک ----- ۳۷۵
- پ ۴-۹-۲ محاسبه فشار هیدرو استاتیکی و فشار هیدرو دینامیکی ----- ۳۷۶
- پ ۴-۹-۳ محاسبه فشار محرک لرزه ای خاک همگن غیر چسبنده وارد بر دیوار نگهدار ----- ۳۷۷
- پ ۴-۹-۴ محاسبه فشار مقاوم لرزه ای خاک همگن وارد بر دیوار نگهدار ----- ۳۷۹
- پ ۴-۹-۵ محاسبه فشارهای محرک و مقاوم خاک در دیوارهای با عرض محدود خاکیزی ----- ۳۷۹
- پ ۴-۹-۶ فشار خاک پشت دیوار نگهدار با لایه بندی های مختلف ----- ۳۸۰
- پ ۴-۹-۷ ملاحظات مدلسازی و طراحی بر مبنای اندرکنش خاک و دیوار نگهدار متصل به اسکلت سازه ----- ۳۸۰
- پ ۴-۹-۱۷ معیارهای تحلیل خطی دیوارهای سازه نگهدار در سیستم اندرکنش خاک-دیوار-پی-سازه ----- ۳۸۰
- پ ۴-۹-۲ معیارهای تحلیل غیر خطی دیوارهای سازه نگهدار در سیستم اندرکنش خاک-دیوار-پی-سازه ----- ۳۸۱



۳۸۳	پيوست (۱۰)-----
۳۸۳	دستورالعمل انجام آزمایش‌های مورد نیاز برای کنترل عملکرد جداسازها و میراگرها -----
۳۸۳	پ ۱۰-۱ کلیات -----
۳۸۳	پ ۱۰-۲ آزمایش‌های مربوط به جداسازهای لرزه ای -----
۳۸۳	پ ۱۰-۲-۱ آزمایش‌های مربوط به کنترل مشخصات -----
۳۸۴	پ ۱۰-۲-۲ آزمایش نمونه های معرف (Prototype) -----
۳۸۴	پ ۱۰-۲-۳ ترتیب انجام آزمایشها -----
۳۸۵	پ ۱۰-۲-۴ آزمایشهای دینامیکی: -----
۳۸۶	پ ۱۰-۲-۵ اثر بارگذاری در جهات متعامد -----
۳۸۶	پ ۱۰-۲-۶ مقدار بار قائم در آزمایش -----
۳۸۷	پ ۱۰-۲-۷ سامانه مهار نیروی باد -----
۳۸۷	پ ۱۰-۲-۸ آزمایش جداسازهای مشابه -----
۳۸۸	پ ۱۰-۲-۹ تعیین مشخصه های نیرو - تغییر شکل -----
۳۸۹	پ ۱۰-۲-۱۰ کفایت نمونه آزمایشی -----
۳۹۰	پ ۱۰-۲-۱۱ آزمایش های محصول (Production) -----
۳۹۰	پ ۱۰-۳ آزمایش‌های مربوط به میراگرها -----
۳۹۱	پ ۱۰-۳-۱ آزمایش نمونه های معرف -----
۳۹۱	پ ۱۰-۳-۲ ترتیب آزمایشها -----
۳۹۳	پ ۱۰-۳-۳ آزمایش تجهیزات مشابه -----
۳۹۳	پ ۱۰-۳-۴ تعیین مشخصه های نیرو - سرعت- تغییر مکان -----
۳۹۴	پ ۱۰-۳-۵ کفایت عملکرد میراگر -----
۳۹۴	پ ۱۰-۳-۶ میراگر وابسته به تغییر مکان -----
۳۹۵	پ ۱۰-۳-۷ میراگر وابسته به سرعت -----
۳۹۶	پ ۱۰-۳-۸ آزمایش محصول -----

پیوست (۱)

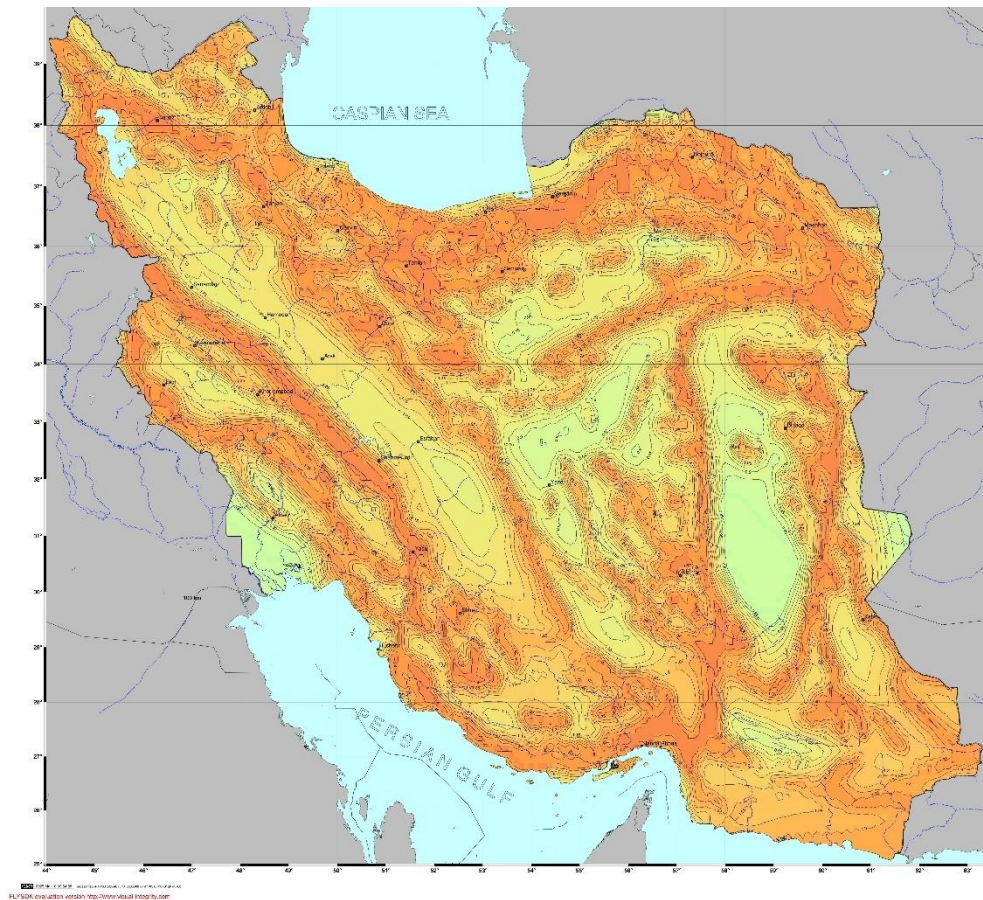
نقشه‌های شتاب طیفی

پ ۱-۱ کلیات

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

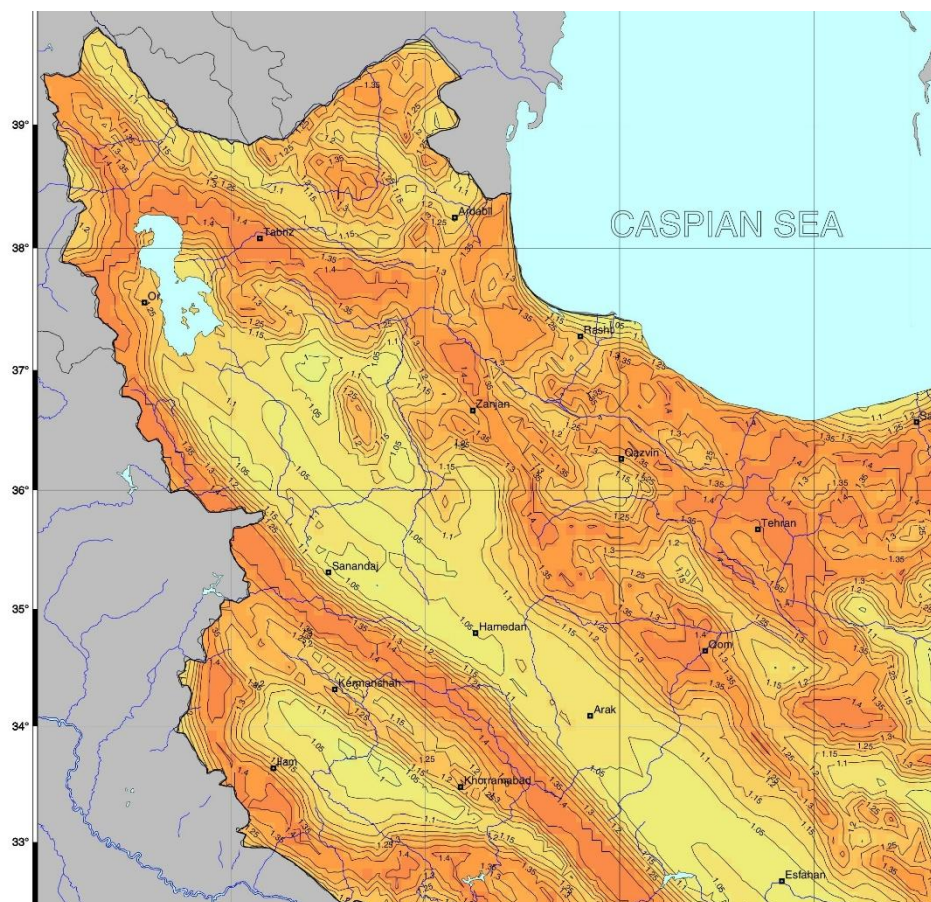
پ ۲-۱ مقایر شتاب طیفی در زمان تناوب ۰٫۲ ثانیه (S_s)

مقادیر شتاب طیفی زلزله بیشینه مورد نظر با میرایی ۵٪ بر روی سنگ بستر در زمان تناوب ۰٫۲ ثانیه (S_s) و برای یک مختصات جغرافیایی مشخص (x, y)، براساس نقشه (پ ۱-۱) تعیین می‌شود. در هیچ نقطه‌ای، مقدار S_s از ۱٫۴ بیشتر نخواهد بود.

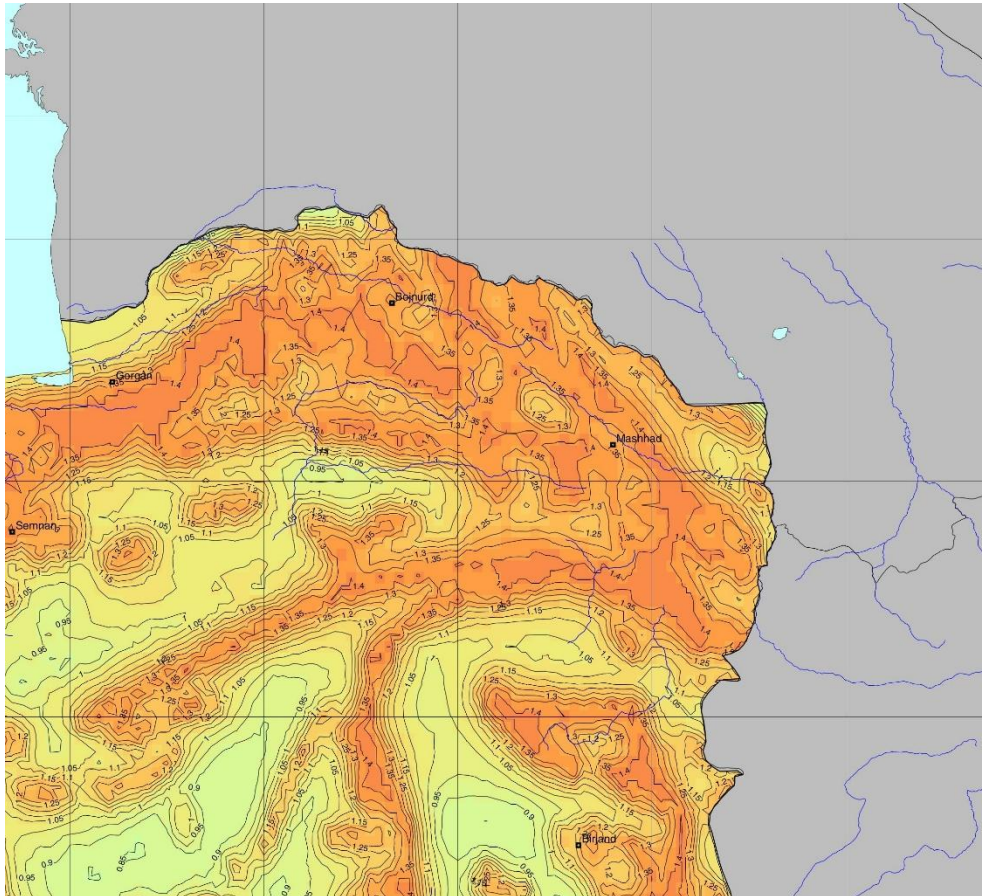


الف) گستره کامل ایران

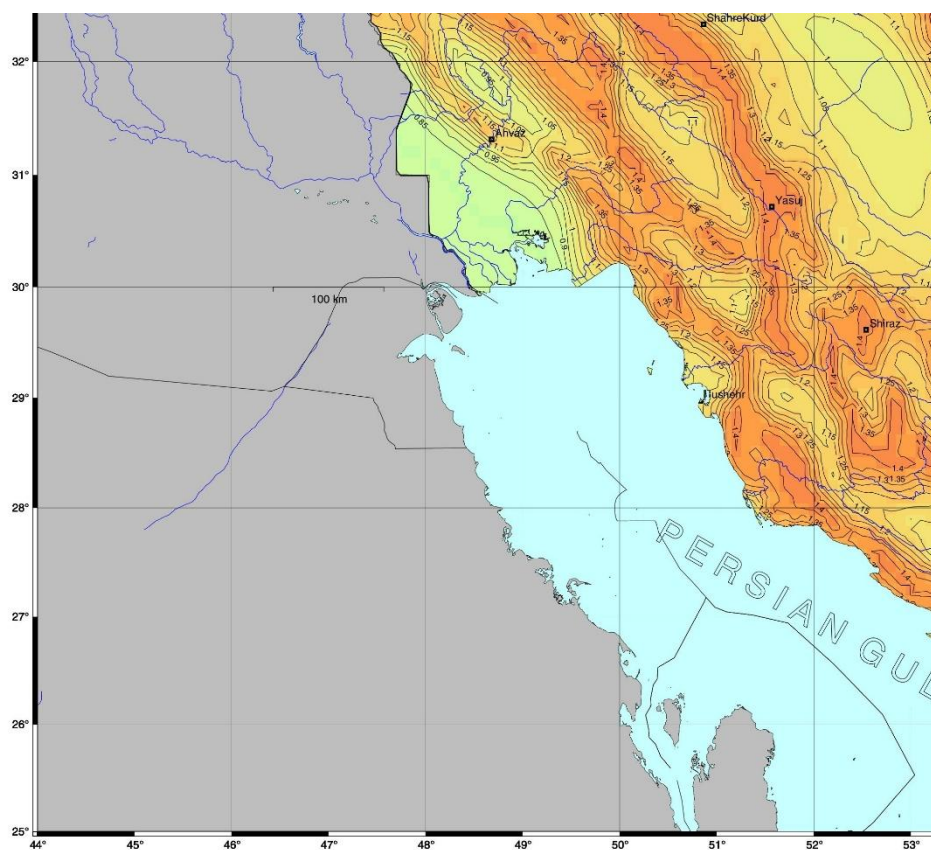
روای عمومی



(ب) یک چهارم شمال غرب ایران

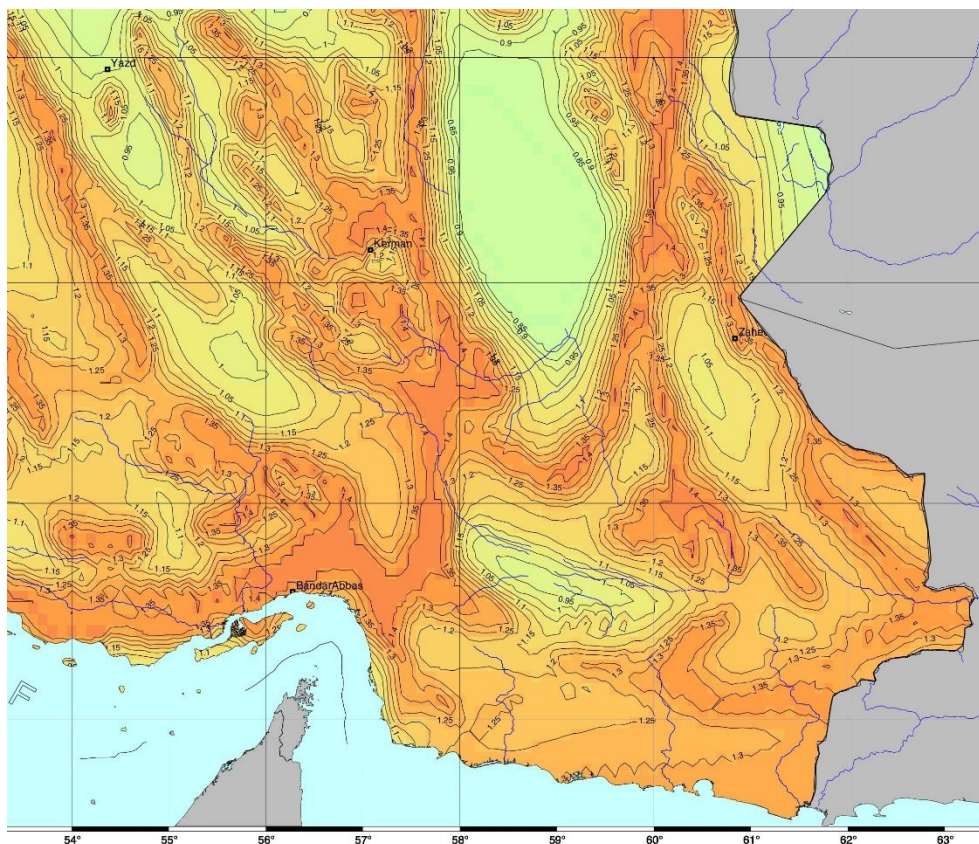


ج) یک چهارم شمال شرق ایران



© 2005 Mar 10 09:54:58 | submap: R4483.525/40 | Unit: 3000000 | V: P-3X3.0-V3 | @1g0: K-10 |
FLYSDK evaluation version <http://www.visual-integrity.com>

(د) یک چهارم جنوب غرب ایران

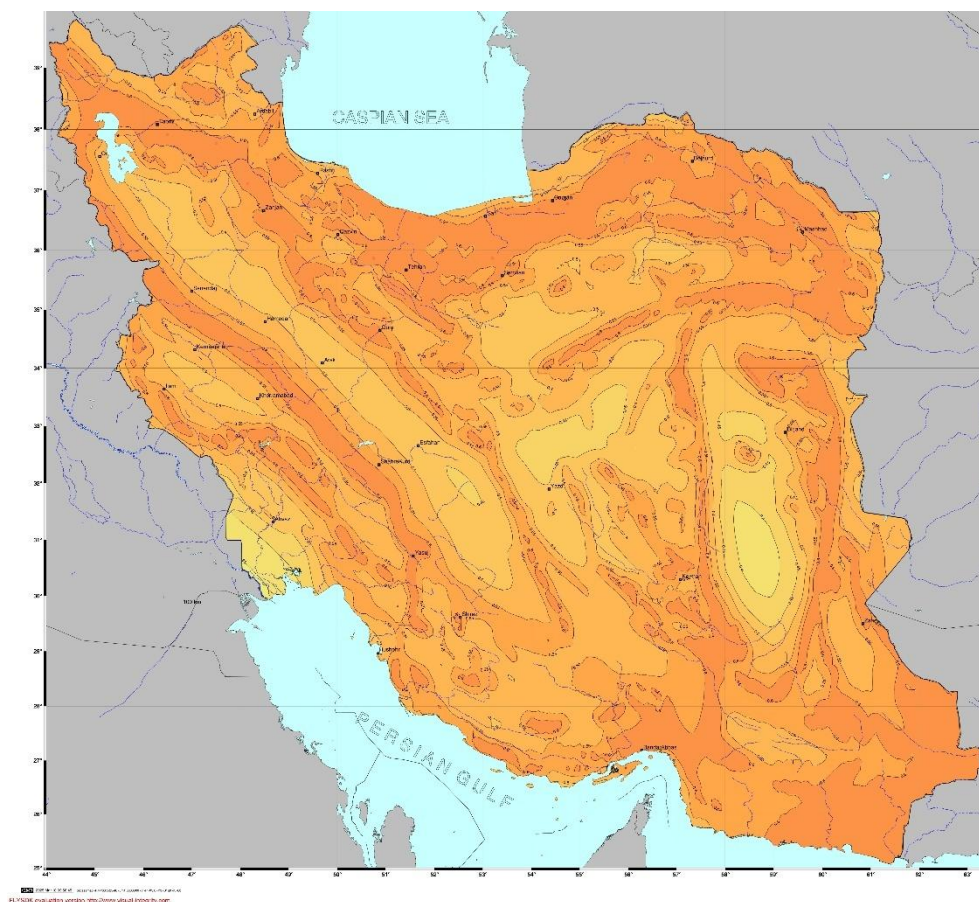


هـ) یک چهارم جنوب شرق ایران

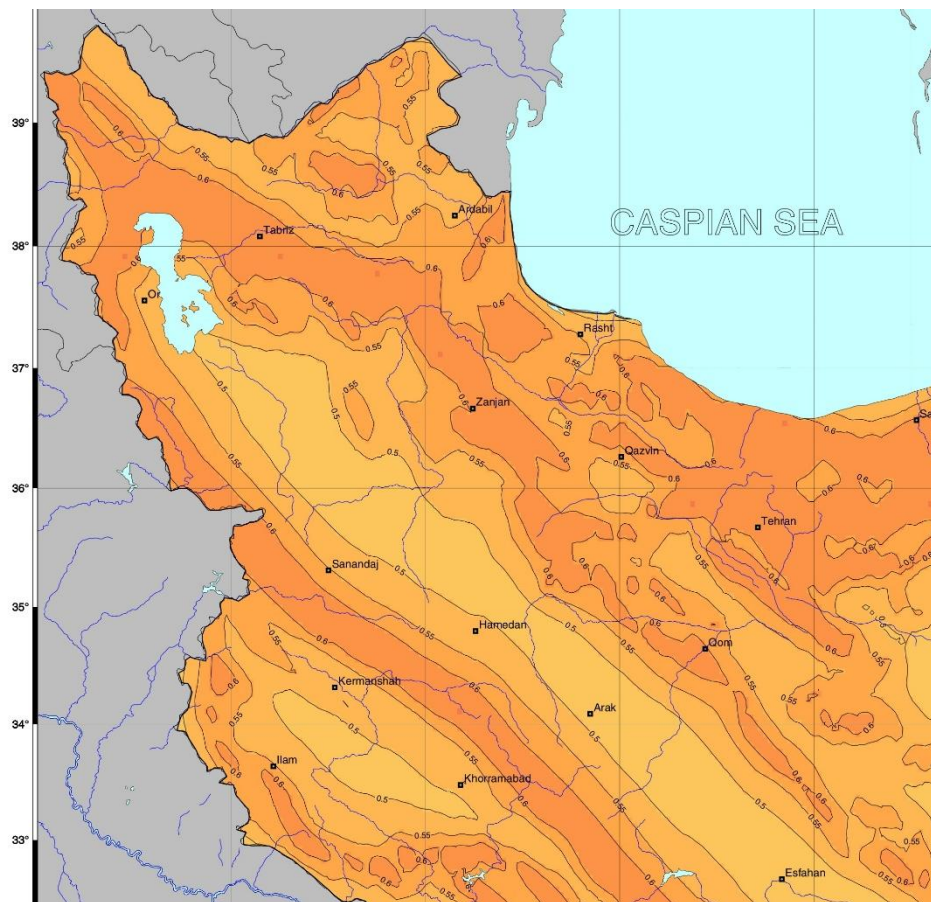
شکل پ ۱-۱ نقشه همتراز مقادیر شتاب طیفی در زمان تناوب ۰/۲ ثانیه (S_s)

پ ۱-۳ مقادیر شتاب طیفی در زمان تناوب ۱ ثانیه (S_1)

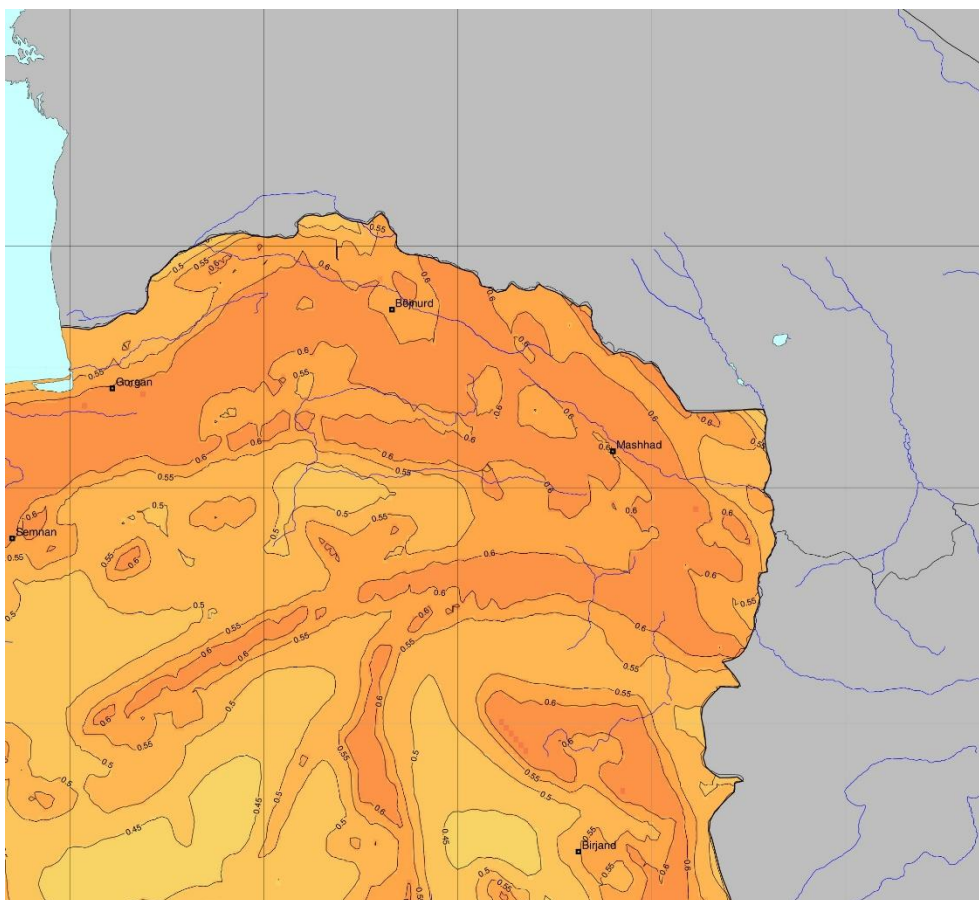
مقادیر شتاب طیفی زلزله بیشینه مورد نظر با میرایی ۰/۵ بر روی سنگ بستر در زمان تناوب ۱ ثانیه (S_1) برای یک مختصات جغرافیایی مشخص (x, y) ، براساس نقشه (پ ۱-۲) تعیین می شود. در هیچ نقطه ای، مقدار S_1 از ۰/۶ بیشتر نخواهد بود.



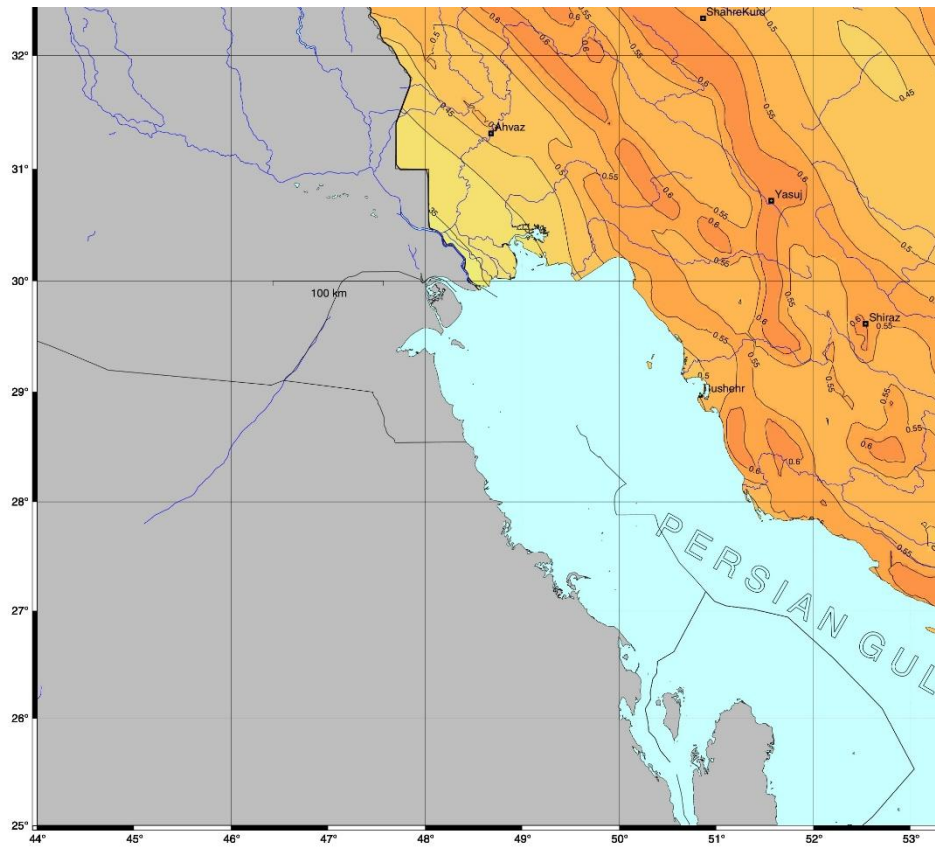
الف) گستره کامل ایران



ب) یک چهارم شمال غرب ایران



ج) یک چهارم شمال شرق ایران

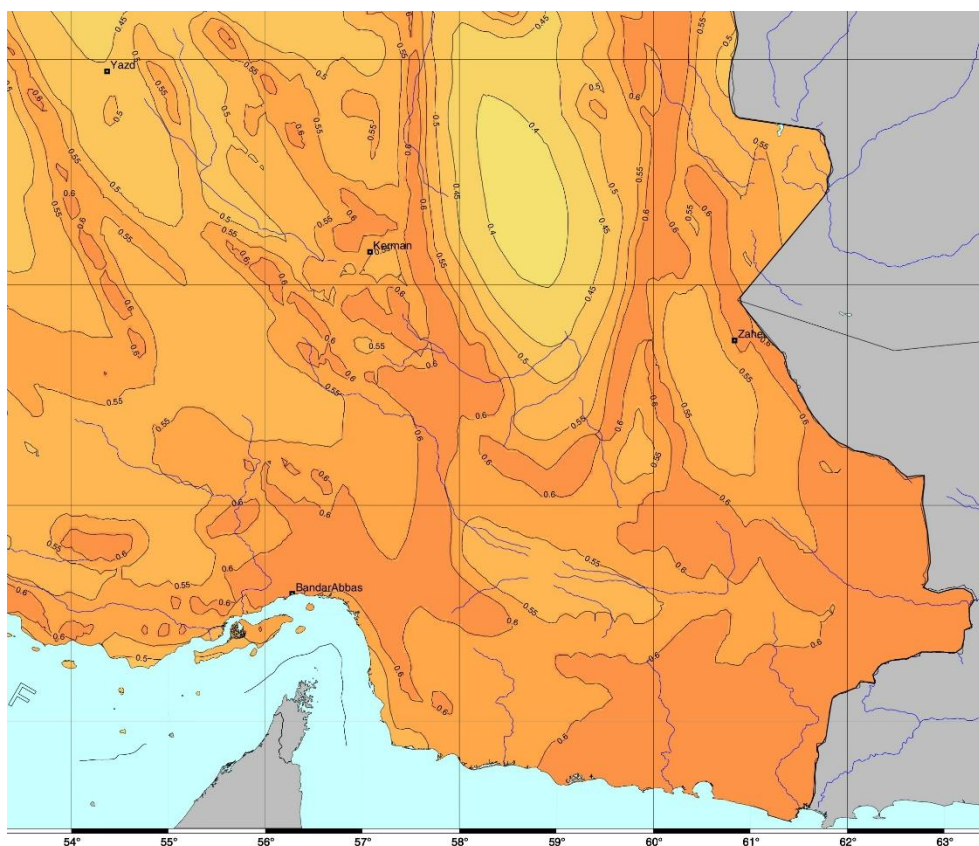


GM 2025 Mar 10 09:58:45 pbaseimg-B4483.525140-Jnt1.0000000-V-P-3X3-Y3-B1gd-K-Id

FLYSDK evaluation version <http://www.visual-integrity.com>

(د) یک چهارم جنوب غرب ایران

روای عمومی



هـ) یک چهارم جنوب شرق ایران
شکل پ ۱-۲ نقشه همتراز مقادیر شتاب طیفی در زمان تناوب ۱ ثانیه (S_1)

پیوست (۲)

روشهای تحلیل غیر خطی و ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها

پ ۱-۲ کلیات

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

پ ۲-۲ دامنه کاربرد

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

پ ۳-۲ سطوح خطر

در ارزیابی عملکرد سازه‌های ساختمان‌ها، دو سطح خطر که معرف سطوح حرکات قوی زمین ناشی از زلزله مدنظر می‌باشد.

سطح خطر ۱: این سطح خطر به عنوان "زلزله طرح" در بند ۱-۲ آیین‌نامه معرفی شده است. طیف هدف برای این سطح خطر، همان طیف طرح تعریف شده در بند ۲-۵ و بدون اعمال ضریب رفتار و ضریب اهمیت، یا طیف طرح ویژه ساختگاه، موضوع بند ۲-۸ است.

سطح خطر ۲: این سطح خطر معرف شدیدترین سطح جنبش زمین مورد استفاده است، که به عنوان "زلزله بیشینه موردنظر (MCE)" در بند ۱-۲ آیین‌نامه معرفی شده است. طیف پاسخ MCE را می‌توان از طریق $1/5$ برابر کردن طیف طرح تعریف شده در فصل ۲ و بدون اعمال ضریب رفتار و ضریب اهمیت، یا از طریق ساخت طیف طرح ویژه ساختگاه، موضوع بند ۲-۸، تهیه نمود.



پ ۲-۴ سطوح عملکردی

در این پیوست، سطوح عملکردی زیر برای اجزای سازه‌ای ساختمان‌ها منظور می‌شود. **سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه:** به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که انتظار می‌رود در اثر وقوع زلزله متناظر با سطح خطر موردنظر، میزان خرابی‌های ایجاد شده، بسیار محدود و کم باشد؛ به گونه‌ای که تغییر قابل توجهی در مقاومت و سختی اجزای سازه ایجاد نشود و بهره‌برداری بی‌وقفه از ساختمان، ممکن باشد.

سطح عملکرد خرابی محدود: به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که انتظار می‌رود در اثر وقوع زلزله متناظر با سطح خطر موردنظر، خرابی در سازه به میزان محدود ایجاد شود؛ لیکن میزان آسیب‌ها کمتر از سطح عملکرد ایمنی جانی باشد؛ به گونه‌ای که پس از زلزله با انجام مرمت بخش‌های آسیب‌دیده، ادامه بهره‌برداری از ساختمان میسر شود.

سطح عملکرد ایمنی جانی: به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که انتظار می‌رود در اثر وقوع زلزله متناظر با سطح خطر موردنظر، خرابی در سازه ایجاد شود، لیکن حاشیه مناسبی از ایمنی در مقابل فروریزش جزئی یا کلی سازه وجود داشته باشد و میزان آسیب‌های جانی کم باشد.

سطح عملکرد ایمنی جانی محدود: به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که انتظار می‌رود در اثر وقوع زلزله متناظر با سطح خطر موردنظر، خرابی در سازه ایجاد شود، لیکن میزان خرابی، از خرابی متناظر با سطح عملکرد آستانه فروریزش کمتر و از خرابی متناظر با سطح عملکرد ایمنی جانی بیشتر باشد.

سطح عملکرد آستانه فروریزش: به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که انتظار می‌رود در اثر وقوع زلزله متناظر با سطح خطر موردنظر، خرابی گسترده در سازه ایجاد شود؛ لیکن ساختمان، پایداری ثقیلی خود را حفظ نموده و فرو نریزد.

پ ۲-۵ اهداف عملکردی

اهداف عملکردی سازه‌های ساختمان‌ها تحت اثر زلزله در این پیوست به شرح زیر در نظر گرفته می‌شوند.

(۱) سازه‌های ساختمان‌ها با اهمیت متوسط، در زلزله سطح خطر ۱، سطح عملکرد ایمنی جانی و در سطح خطر ۲، سطح عملکرد آستانه فروریزش را تأمین نمایند.



۲) سازه ساختمان‌های با اهمیت زیاد، در زلزله سطح خطر ۱، سطح عملکرد خرابی محدود و در سطح خطر ۲، سطح عملکرد ایمنی جانی محدود را تأمین نمایند.

۳) سازه ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد، در زلزله سطح خطر ۱، سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه و در سطح خطر ۲، سطح عملکرد ایمنی جانی را تأمین نمایند.

پ ۲-۶ ترکیب‌های بارگذاری

در طراحی و محاسبه سازه ساختمان‌ها لازم است ابتدا سازه، تحت بارهای ثقلی و با ترکیب بارگذاری $D+0.5L$ تحلیل شود. در این ترکیب بار، D ، بار مرده و L ، بار زنده کاهش نیافته، مطابق با مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان است. سپس سازه بارگذاری شده ثقلی، تحلیل غیر خطی شود.

پ ۲-۷ مشخصات غیرخطی اعضای سازه

پ ۲-۷-۱ لازم است رفتار تمامی اعضای سازه که در عملکرد لرزه‌ای ساختمان، مؤثر محسوب می‌شوند، شامل جزئیات اتصال و چشمه اتصال، به نحو مناسب در مدل سازه منظور شود.

پ ۲-۷-۲ مشخصات غیرخطی اعضای سازه در مدل‌سازی باید به لحاظ مقاومت، سختی و شکل‌پذیری، با داده‌های آزمایشگاهی یا مدل‌های تحلیلی معتبر، سازگار باشد.

پ ۲-۷-۳ رابطه نیرو-تغییر شکل اعضا را می‌توان حداقل به صورت دو خطی در نظر گرفت. سختی ارتجاعی در ساختمان‌های بتن‌آرمه باید براساس مشخصات مقاطع ترک‌خورده در نظر گرفته شود. بدین منظور می‌توان از ضرایب اصلاح سختی معرفی شده در مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان استفاده نمود. در اعضای شکل‌پذیر که انتظار می‌رود رفتار غیر خطی داشته باشند، سختی ارتجاعی، سختی سکانت تا نقطه جاری شدن محسوب می‌شود. استفاده از رابطه چند خطی نیرو-تغییر شکل که اثر سختی قبل و بعد از ترک‌خوردگی مقاطع اعضا را در نظر می‌گیرد مجاز است. همچنین استفاده از روابط ارائه شده در "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰ سازمان برنامه و بودجه کشور)" یا مراجع معتبر بین‌المللی نیز مجاز است. در سیستم‌های سازه‌ای با شکل‌پذیری زیاد می‌توان پارامترهای مدل‌سازی را مطابق جدول پ ۲-۴ در نظر گرفت.



در این جدول، θ_y چرخش حد تسلیم، Δ_C تغییر مکان محوری در مقاومت کمانشی و Δ_T تغییر مکان محوری حد تسلیم عضو است. a ، b و c ، پارامترهای مدل سازی، مطابق شکل پ ۲-۱ هستند.

پ ۲-۷-۴ رفتار اعضای سازه به دو گروه، کنترل شونده توسط تغییر شکل و کنترل شونده توسط نیرو تقسیم می شود. رفتار کنترل شونده توسط تغییر شکل، مختص اعضای است که پس از تسلیم و گذر از تغییر شکل های متناظر با مقاومت تسلیم عضو، دارای رفتاری شکل-پذیر با ضریب شکل پذیری بیش از ۲ هستند. برای اعضای غیر شکل پذیر یا با شکل پذیری محدود (ضریب شکل پذیری کمتر از ۲)، رفتار از نوع کنترل شونده توسط نیرو فرض می شود. آن دسته از تلاش ها که بر اساس ضوابط آیین نامه های طراحی، با اعمال ضرایب اضافه مقاومت کنترل می شوند، کنترل شونده توسط نیرو در نظر گرفته می شوند.

رفتار تیرها در قابهای خمشی تحت اثر لنگر خمشی و مهاربندها در قابهای مهاربندی شده تحت اثر نیروی محوری نمونه هایی از رفتار کنترل شونده توسط تغییر شکل است. همچنین رفتار تیرها در قابهای خمشی تحت اثر برش و ستونها در قابهای مهاربندی شده تحت اثر نیروی محوری نمونه هایی از رفتار کنترل شونده توسط نیرو است.

پ ۲-۷-۵ ظرفیت اعضای با رفتار کنترل شونده توسط تغییر شکل که مقاومت مورد انتظار نامیده می شود، در اعضای بتنی بر مبنای ظرفیت حد نهایی اعضا مطابق با مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان و در اعضای فولادی بر مبنای ظرفیت نهایی اعضا مطابق با مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان تعیین می شود. در محاسبه این مقاومت ها، تمامی ضرایب کاهش مقاومت (ϕ) برابر با یک در نظر گرفته شده و از مقاومت مورد انتظار مصالح استفاده می شود. مقاومت مورد انتظار مصالح از ضرب مقاومت مشخصه در اعداد ذکر شده در جدول پ ۲-۱ تعیین می شود. در تعیین ظرفیت اعضا باید اندرکنش تلاش های مختلف اعمالی به آن ها مانند اندرکنش نیروی محوری و لنگرهای خمشی، در نظر گرفته شود.



جدول پ ۱-۲: ضرایب تبدیل مقاومت مشخصه به مقاومت مورد انتظار

ضریب تبدیل	مشخصات مصالح
۱/۱	تنش تسلیم ورق و پروفیل‌های فولادی
۱/۲۵	مقاومت فشاری مشخصه بتن
۱/۱۵	تنش کششی و تسلیم میلگرد
۱/۲۵	تنش تسلیم دیگر مصالح فولادی (مانند میل)

پ ۲-۷-۶ ظرفیت اعضای با رفتار کنترل‌شونده توسط نیرو، که کران پایین مقاومت نامیده می‌شود، در اعضای بتنی بر مبنای ظرفیت حد نهایی اعضا مطابق ضوابط مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان و در اعضای فولادی بر مبنای ظرفیت نهایی اعضا مطابق ضوابط مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان تعیین می‌شود. در محاسبه این مقاومت‌ها، تمامی ضرایب کاهش مقاومت (ϕ) برابر با یک در نظر گرفته شده و از مقاومت مشخصه مصالح استفاده می‌شود. در تعیین ظرفیت اعضا باید اندرکنش تلاش‌های مختلف اعمالی به آن‌ها مانند اندرکنش نیروی محوری و لنگرهای خمشی، در نظر گرفته شود.

پ ۲-۸ تحلیل استاتیکی غیرخطی

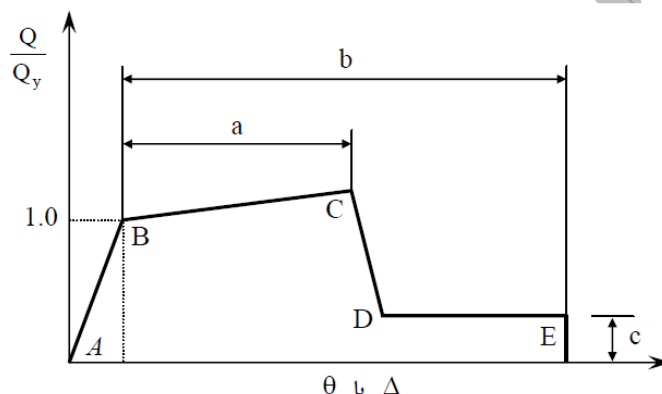
پ ۲-۸-۱ ضوابط کلی

پ ۲-۸-۱-۱ روش تحلیل استاتیکی غیر خطی را می‌توان برای برخی از سازه‌ها استفاده نمود. به‌منظور بررسی امکان استفاده از این روش باید سازه ساختمان در دو مرحله، با استفاده از روش تحلیل دینامیکی طیفی خطی تحلیل شود. در تحلیل اول، صرفاً مد اول سازه در نظر گرفته شده و در تحلیل دوم، تمامی مدهای نوسان که مجموع جرم مؤثر آنها حداقل، ۹۰ درصد جرم کل ساختمان است در نظر گرفته شود. در صورتی که در طبقه‌ای از ساختمان، برش طبقه حاصل از تحلیل دوم، نسبت به برش همان طبقه از تحلیل اول، بیش از ۵۰ درصد افزایش یافته باشد استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی، مجاز نیست. در این حالت، ارزیابی سازه باید به روش تاریخچه زمانی غیر خطی، مطابق ضوابط بند پ ۲-۹ این پیوست انجام شود.



پ ۲-۱-۸-۲ تکیه‌گاه سازه در تراز پی را می‌توان به صورت ثابت در نظر گرفت؛ مگر در مواردی که مطابق بند ۳-۱۴-۲، در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه در تحلیل سازه الزامی باشد.

پ ۳-۱-۸-۲ به‌منظور شبیه‌سازی رفتار غیر خطی اعضا می‌توان از منحنی نیرو-تغییرشکل، مطابق شکل پ ۱-۲ استفاده نمود. اثرات سخت‌شدگی با در نظر گرفتن شیبی برابر با حداکثر ۳ درصد شیب قسمت ارتجاعی برای اعضای فولادی و حداکثر ۱۰ درصد شیب قسمت ارتجاعی برای اعضای بتن مسلح، در نظر گرفته می‌شود. در شکل پ ۱-۲، پارامترهای Q و Q_y به ترتیب، نیروی تعمیم یافته و مقاومت نظیر حد رفتار مؤثر ارتجاعی عضو، و θ و Δ به ترتیب، معرف تغییر شکل چرخشی یا محوری عضو است.



شکل پ ۱-۲: منحنی ساده شده نیرو-تغییرشکل اعضا

پ ۴-۱-۸-۲ تحلیل استاتیکی غیر خطی سازه، با اعمال بارهای ثقلی ثابت و بارهای جانبی رانشی انجام می‌شود. در انجام این تحلیل باید اثرات $P-\Delta$ نیز در نظر گرفته شود. پ ۵-۱-۸-۲ مدل سازه باید به‌صورت سه بعدی بوده و الزامات بند ۳-۷ را رعایت نماید. در مواردی که دیافراگم کف، صلب نباشد و همچنین در مواردی که اثرات رانش معکوس در سازه قابل‌ملاحظه باشد، در نظر گرفتن سختی دیافراگم در مدل سازه ضرورت دارد.

پ ۶-۱-۸-۲ تحلیل سازه را می‌توان در هر امتداد اصلی افقی، به‌طور مستقل و بدون در نظر گرفتن اثر زلزله امتداد دیگر انجام داد؛ لیکن در ساختمان‌های نامنظم در پلان و نیز ساختمان‌هایی که دارای یک یا چند ستون مشترک در محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم لرزه‌ای در امتدادهای مختلف باشند، در نظر گرفتن اثر مؤلفه‌های افقی زلزله در دو



امتداد متعامد، به صورت هم‌زمان ضرورت دارد. در این حالت‌ها باید نیروها و تغییرمکان‌های جانبی نسبی طبقات، نظیر با ۱۰۰ درصد تغییرمکان هدف در امتداد مورد بررسی، همراه با نیروهای (و نه تغییرمکان‌های جانبی نسبی طبقات) نظیر با ۳۰ درصد تغییرمکان هدف در امتداد متعامد در نظر گرفته شود.

پ ۲-۸-۲ توزیع بار جانبی

در تحلیل استاتیکی غیر خطی، الگوی بار جانبی در ارتفاع باید متناسب با شکل مد اصلی سازه در امتداد بارگذاری جانبی در نظر گرفته شود.

پ ۳-۸-۲ منحنی ظرفیت

منحنی ظرفیت سازه که بیان رابطه بین برش پایه و تغییرمکان نقطه کنترل است باید توسط روش تحلیل استاتیکی غیر خطی، از مقدار صفر تا تغییرمکانی معادل ۱۵۰ درصد تغییرمکان هدف، بر مبنای بند پ ۲-۸-۵، یا حداکثر تغییرمکان قابل تحمل سازه تعیین گردد. مرکز جرم بام باید به عنوان محل نقطه کنترل در نظر گرفته شود. سقف خرپشته را نباید به عنوان مبنای تعیین محل نقطه کنترل در نظر گرفت.

منحنی ظرفیت سازه باید به منحنی چندخطی تبدیل گردد تا برش پایه جاری شدن مؤثر سازه، V_y و تغییرمکان نظیر آن، Δ_y ، تعیین شود. در چندخطی کردن منحنی ظرفیت، مطابق شکل پ ۲-۲، خط اول، از نقطه شروع با شیبی برابر با سختی جانبی مؤثر، K_e ، رسم می‌گردد. سختی جانبی مؤثر، برابر سختی سکانت محاسبه شده در برش پایه نظیر ۶۰ درصد برش پایه جاری شدن مؤثر سازه در منحنی ظرفیت است. برش پایه جاری شدن مؤثر سازه نباید از حداکثر برش پایه در نقاط مختلف منحنی ظرفیت بیشتر باشد.

خط دوم، نماینده شیب مثبت بعد از جاری شدن سازه است که از نقطه‌ای به مختصات $(\Delta_d \text{ و } V_d)$ و نقطه‌ای روی خط اول، چنان ترسیم می‌شود که سطح زیر مدل رفتار دوخطی، برابر سطح زیر منحنی رفتار غیرخطی تا نقطه $(\Delta_d \text{ و } V_d)$ باشد. نقطه $(\Delta_d \text{ و } V_d)$ روی منحنی ظرفیت سازه نقطه‌ای است که نشانگر تغییرمکان هدف یا تغییرمکان نظیر برش پایه حداکثر است. این نقطه باید بر اساس حداقل مقدار این دو تغییر مکان تعیین گردد. خط سوم، نماینده شیب منفی بعد از افت مقاومت است که از نقطه انتهای شیب مثبت



در منحنی ظرفیت به مختصات $(V_d$ و Δ_d) و نقطه‌ای که در آن، برش پایه به ۶۰ درصد برش پایه جاری شدن مؤثر سازه نزول می‌کند، می‌گذرد.

پ ۲-۸-۴ زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان

زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان، T_e ، از رابطه پ ۲-۱ محاسبه می‌شود:

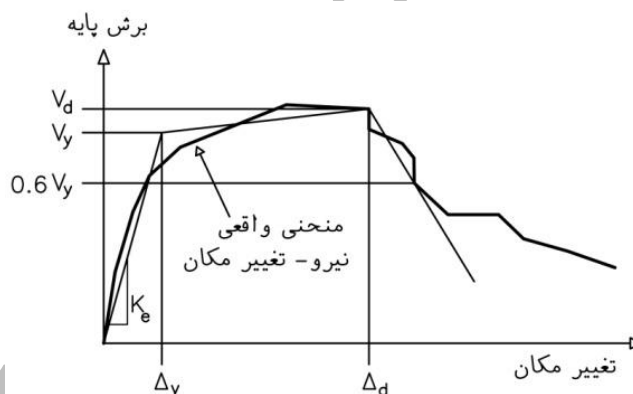
$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (\text{پ ۲-۱})$$

در رابطه فوق:

T_i : زمان تناوب اصلی نوسان سازه برحسب ثانیه، که بر مبنای تحلیل مدل سازه با فرض رفتار خطی تعیین می‌شود؛

K_i : سختی جانبی ارتجاعی سازه (شیب خط مماس بر منحنی ظرفیت سازه در مبدأ) در امتداد موردنظر (شکل پ ۲-۲)؛

K_e : سختی جانبی مؤثر سازه در امتداد موردنظر (شکل پ ۲-۲).



شکل پ ۲-۲: چندخطی کردن منحنی ظرفیت

پ ۲-۸-۵ تغییر مکان هدف

مقدار تغییر مکان هدف در نقطه کنترل باید با استفاده از روش‌های معتبر محاسبه شود. این مقدار را می‌توان از رابطه پ ۲-۲ محاسبه نمود.

$$\delta_t = C_0 C_1 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (\text{پ ۲-۲})$$

در رابطه فوق:



T_e : زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان در امتداد موردنظر؛

g : شتاب ثقل؛

S_a : شتاب طیفی در زمان تناوب اصلی مؤثر، در سطح خطر موردنظر؛

C_0 : ضریبی که مطابق رابطه پ ۲-۳، محاسبه می‌شود:

$$C_0 = \varphi_{1,r} \frac{\sum_{i=1}^n w_i \varphi_{1,i}}{\sum_{i=1}^n w_i \varphi_{1,i}^2} \quad (\text{پ ۲-۳})$$

در رابطه فوق، w_i و $\varphi_{1,i}$ به ترتیب، وزن مؤثر لرزه‌ای و دامنه بردار شکل مد اول در تراز i و $\varphi_{1,r}$ نیز دامنه شکل مد اول در تراز نقطه کنترل است. به عنوان روش جایگزین می‌توان مقدار C_0 را از جدول پ ۲-۲ انتخاب نمود.

جدول پ ۲-۲: مقدار تقریبی ضریب C_0

تعداد طبقات ساختمان	۱	۲	۳	۵	۱۰ و بیشتر
مقدار تقریبی C_0^*	۱	۱/۲	۱/۳	۱/۴	۱/۵

* برای مقادیر مابین حدود ارائه شده در جدول، از درون‌یابی خطی استفاده شود.

ضریب C_1 از روابط پ ۲-۴ الی پ ۲-۶ محاسبه می‌شود:

$$T_e \leq 0.2 \rightarrow C_1 = 1 + 25 \frac{(R_d - 1)}{a} \quad (\text{پ ۲-۴})$$

$$0.2 < T_e < 1 \rightarrow C_1 = 1 + \frac{(R_d - 1)}{a T_e^2} \quad (\text{پ ۲-۵})$$

$$T_e \geq 1 \rightarrow C_1 = 1 \quad (\text{پ ۲-۶})$$

در روابط پ ۲-۴ و پ ۲-۵:

a : ضریب نوع زمین که از جدول پ ۲-۳ تعیین می‌شود؛

R_d : نسبت نیاز مقاومت ارتجاعی به مقاومت تسلیم که از رابطه پ ۲-۷ محاسبه می‌شود.



$$R_d = \frac{S_a}{V_y/W} \quad (\text{پ ۲-۷})$$

در رابطه فوق:

S_a : شتاب طیفی نظیر با زمان تناوب اصلی مؤثر، T_e ، در سطح خطر موردنظر؛

W : وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان.

جدول پ ۲-۳: ضریب نوع زمین

نوع زمین	I	II	III و IV
a	۱۳۰	۹۰	۶۰

پ ۲-۸-۶ اثرات پیچش

در ساختمان‌های با دیافراگم‌های صلب یا نیمه‌صلب، افزایش نیروها و تغییر مکان‌های ناشی از پیچش ذاتی باید در تحلیل غیر خطی منظور شود. همچنین در صورتی که این ساختمان‌ها دارای نامنظمی در پلان از نوع نامنظمی پیچشی زیاد یا شدید باشند باید برون مرکزی اتفاقی در هر امتداد به صورت جابجایی مرکز جرم نسبت به موقعیت واقعی آن و برابر با ۵ درصد بعد ساختمان، عمود بر امتداد جابجایی جرم و در هر دو سمت مرکز جرم در نظر گرفته شود؛ لیکن لازم نیست این جابجایی به صورت توأم در هر دو امتداد افقی متعامد سازه در نظر گرفته شود.

در مورد ساختمان‌های "انعطاف‌پذیر پیچشی" که پیچش در مد اول یا دوم آنها حاکم باشد، الگوهای متداول تحلیل استاتیکی غیر خطی ممکن است تغییر مکان‌ها در امتداد سخت (مقاوم) ساختمان را کمتر از مقادیر واقعی ارائه دهند. در چنین ساختمان‌هایی باید تغییر مکان‌های امتداد سخت، در مقایسه با ساختمان‌های متعادل پیچشی، افزایش یابد. بدین منظور می‌توان از ضریب بزرگنمایی برای تغییر مکان‌های امتداد سخت ساختمان استفاده نمود. این ضریب بزرگنمایی از تقسیم حداکثر تغییر مکان افقی به تغییر مکان متوسط طبقه محاسبه می‌شود و می‌توان آن را از تحلیل خطی دینامیکی طیفی مدل سه‌بعدی ساختمان تعیین نمود.



پ ۹-۲ تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی

پ ۹-۲-۱ ضوابط کلی

پ ۹-۲-۱-۱ در این روش، تحلیل دینامیکی سازه با اثر دادن شتاب زمین به صورت تابعی از زمان به تکیه‌گاه‌های سازه و محاسبه پاسخ مدل سازه، که در برگیرنده رفتار فرا ارتجاعی آن است انجام می‌شود. مدل سازه باید ضوابط بند پ ۹-۲-۷ را تأمین نماید.

پ ۹-۲-۱-۲ تکیه‌گاه سازه در تراز پی را می‌توان به صورت ثابت در نظر گرفت؛ مگر در مواردی که مطابق بند ۳-۱۴-۲، در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه در تحلیل سازه الزامی باشد.

پ ۹-۲-۱-۳ مدل سازه باید به صورت سه‌بعدی باشد و الزامات بند ۳-۷ و همچنین این بند را تأمین نماید. برای ساختمان‌های دارای زیرزمین، مدل سازه‌ای باید تا تراز پی امتداد یابد و شتاب زمین نیز باید در تکیه‌گاه‌ها به سازه اعمال گردد. تمام اعضای از سازه که وجود آنها بر رفتار سازه در برابر شتاب‌نگاشتهای اعمالی تاثیر عمده‌ای می‌گذارد باید در مدل موجود باشند. در مواردی که دیافراگم کف، صلب نباشد و همچنین در مواردی که اثرات رانش معکوس در سازه قابل ملاحظه باشد، در نظر گرفتن سختی دیافراگم در مدل سازه ضرورت دارد.

پ ۹-۲-۱-۴ در تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیر خطی باید اثرات تحریک افقی در دو امتداد متعامد، به صورت هم‌زمان منظور شود. لیکن در مورد ساختمان‌های منظمی که دارای یک یا چند ستون مشترک در محل تقاطع دو یا چند سیستم مقاوم لرزه‌ای در امتدادهای مختلف نباشند، می‌توان تحلیل را در هر امتداد اصلی افقی به‌طور مستقل انجام داد. همچنین در صورت وجود انقطاع در المان‌های قائم سیستم باربر ثقلی، لازم است اثرات تحریک قائم نیز به صورت هم‌زمان منظور گردد.

پ ۹-۲-۱-۵ در انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی باید اثرات $P-\Delta$ در نظر گرفته شود.

پ ۹-۲-۱-۶ تحلیل سازه بر اساس روش تاریخچه زمانی غیرخطی باید توسط یک مرجع مستقل با صلاحیت، بررسی و تأیید شود. در این بررسی، موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد.



- (۱) شتاب‌نگاشت‌های به‌کار گرفته شده در تحلیل؛
- (۲) سازگاری مشخصات سازه با داده‌های به‌کار برده شده در مدل تحلیلی؛
- (۳) سازگاری ظرفیت‌های اعضای سازه با نتایج به‌دست آمده از تحلیل.

پ ۲-۹-۲ شتاب‌نگاشت‌ها

پ ۱-۲-۹-۲ انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها

شتاب‌نگاشت‌هایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند باید بر طبق ضوابط فصل ۲ این آئین‌نامه انتخاب شده باشند. برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی لازم است مجموعه‌ای از حداقل ۱۱ زمین‌لرزه انتخاب شود. هر کدام از زمین‌لرزه‌ها باید شامل یک زوج شتاب‌نگاشت عمود بر هم و درموردی که اثرات قائم زلزله نیز در نظر گرفته می‌شود، شامل یک شتاب‌نگاشت قائم نیز باشند. درموردی که تعداد مورد نیاز از زوج شتاب‌نگاشت‌های مناسب ثبت‌شده در دسترس نباشد می‌توان از زوج شتاب‌نگاشت‌های شبیه‌سازی‌شده مناسب برای تکمیل تعداد آن‌ها استفاده نمود. برای ساختگاه‌های نزدیک گسل و سایر مناطقی که زلزله در نظر گرفته شده می‌تواند اثرات جهت‌پذیری و پالس سرعت را از خود بروز دهد، تعداد شتاب‌نگاشت‌های زمین‌لرزه با اثرات نزدیک گسل و جهت‌پذیری باید متناسب با احتمال بروز این خصوصیات باشد.

پ ۲-۲-۹-۲ مقیاس نمودن شتاب‌نگاشت‌ها

شتاب‌نگاشت‌ها باید مطابق الزامات بند ۲-۱۰ فصل ۲ این آیین‌نامه مقیاس شوند. طیف هدف برای مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها متناسب با سطح خطر زلزله، موضوع بند ۲-۳، تعیین می‌شود.

پ ۳-۹-۲ اعمال شتاب‌نگاشت‌ها به مدل سازه‌ای

برای انجام تحلیل شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده باید به تکیه‌گاه‌های مدل سازه‌ای اعمال شوند. برای ساختگاه‌های نزدیک گسل، هر زوج شتاب‌نگاشت افقی متناظر با یک گسل مسبب زلزله باید در جهات عمود و موازی آن گسل به سازه اعمال گردند. درخصوص دیگر شتاب‌نگاشت‌های انتخابی برای سایت‌های نزدیک گسل و همچنین در دیگر ساختگاه‌ها، هر زوج شتاب‌نگاشت از زمین‌لرزه‌های افقی باید در دو امتداد عمود بر هم به ساختمان



اعمال شوند. در این حالت لازم است توزیع مؤلفه‌های شتاب‌نگاشت‌ها در این دو امتداد به‌گونه‌ای باشد که در محدوده دوره تناوبی مشخص شده در بند پ ۲-۹-۲-۱، میانگین طیف‌های پاسخ مؤلفه‌های اعمالی در هر امتداد، حداکثر به مقدار $\pm 10\%$ درصد با میانگین طیف‌های پاسخ تمامی شتاب‌نگاشت‌های اعمالی، اختلاف داشته باشد. در خصوص برخی از ساختمان‌ها به شرح مذکور در بند پ ۲-۹-۱-۴ می‌توان مؤلفه‌های افقی شتاب‌نگاشت‌های مقیاس‌شده را در دو امتداد متعامد، به‌طور مستقل به سازه اعمال نمود.

پ ۲-۹-۴ پیچش

برون مرکزی ذاتی ناشی از اختلاف بین مرکز جرم و سختی در هر تراز باید در تحلیل ساختمان‌های با دیافراگم‌های صلب یا نیمه‌صلب در نظر گرفته شود. همچنین در صورتی که این ساختمان‌ها دارای نامنظمی در پلان از نوع نامنظمی پیچشی زیاد یا شدید باشند، برون مرکزی اتفاقی نیز باید در هر امتداد، به‌صورت جابجایی مرکز جرم نسبت به موقعیت واقعی آن و برابر با ۵ درصد بعد ساختمان، عمود بر امتداد جابجایی جرم و در هر دو سمت مرکز جرم در نظر گرفته شود؛ لیکن لازم نیست این جابجایی به‌صورت توأم در هر دو امتداد افقی متعامد سازه در نظر گرفته شود.

پ ۲-۹-۵ میرایی

اتلاف انرژی چرخه‌ای اعضای سازه‌ای باید به‌صورت مستقیم مدل شود. همچنین باید میرایی ذاتی غیر مرتبط با رفتار غیر ارتجاعی اعضای سازه، متناسب با نوع سازه مدل شود و نسبت این میرایی ویسکوز معادل نباید بیشتر از $2/5$ درصد برای تمامی مدهای نوسانی که مجموع جرم‌های مؤثر مدی آنها، حداقل برابر ۹۰ درصد جرم کل ساختمان باشد، در نظر گرفته شود.

پ ۲-۹-۶ پارامترهای بازتاب سازه

در تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی، بازتاب نهایی سازه شامل تلاش‌های ایجاد شده در اعضا، تغییر شکل اعضا و تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، برابر با میانگین حداکثر بازتاب‌های حاصل از تحلیل سازه با ۱۱ زوج شتاب‌نگاشت اعمال شده به سازه است. در تعیین بازتاب نهایی هر یک از اعضا می‌توان نتایج یکی از زوج شتاب‌نگاشت‌ها را حذف



نمود. در این حالت، بازتاب نهایی عضو باید برابر با $1/2$ برابر میانه حداکثر بازتاب‌های به‌دست آمده از تحلیل سازه با ۱۰ زوج شتاب‌نگاشت در نظر گرفته شود؛ لیکن مقدار آن نباید از میانگین حداکثر بازتاب‌های به‌دست آمده از این ۱۰ زوج شتاب‌نگاشت، کمتر باشد.

پ ۲-۱۰ معیارهای پذیرش در تحلیل‌های غیر خطی

پ ۲-۱۰-۱ کنترل مقاومت اعضا در خصوص تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل با توجه به بازتاب‌های حاصل از تحلیل، ضروری نیست. در مورد آن دسته از تلاش‌هایی که کنترل آنها با توجه به ضرایب اضافه مقاومت در روش‌های تحلیل خطی ضروری است (تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو)، مقادیر تلاش‌های حاصل از تحلیل غیر خطی استاتیکی در تغییرمکان هدف یا حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی باید بدون اعمال ضریب اضافه مقاومت، مورد استفاده قرار گیرند. در صورتی که این تلاش‌ها از ظرفیت کران پایین آنها بیشتر نباشد، قابل قبول تلقی می‌گردند.

پ ۲-۱۰-۲ در خصوص تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییر شکل، ارزیابی کفایت ظرفیت اعضا و اتصالات در تحمل تغییرشکل‌های نیاز لرزه‌ای، حاصل از تحلیل‌های غیر خطی باید بر اساس نتایج مطالعات آزمایشگاهی برای مدل‌های مشابه آن اعضا و اتصالات انجام گیرد. به‌جای انجام مطالعات آزمایشگاهی می‌توان برای تعیین ظرفیت تغییرشکل اعضا از معیارهای پذیرش نشریه ۳۶۰ سازمان برنامه و بودجه کشور یا مراجع معتبر بین‌المللی استفاده نمود. در این حالت، برای سطح عملکرد خرابی محدود می‌توان از میانگین معیارهای پذیرش سطوح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه و ایمنی جانی و برای سطح عملکرد ایمنی جانی محدود، از میانگین معیارهای پذیرش سطوح عملکرد ایمنی جانی و آستانه فروریزش استفاده نمود. در سیستم‌های سازه‌ای با شکل‌پذیری زیاد می‌توان معیارهای پذیرش اعضا را مطابق جدول پ ۲-۴ در نظر گرفت. در این حالت، پارامترهای مدل‌سازی نیز باید مبتنی بر مقادیر معرفی شده در این جدول باشد. در این ساختمان‌ها باید مقدار تغییرشکل خمیری تحمیل شده به اعضای با رفتارهای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل، از مقادیر ارائه شده در جدول پ ۲-۴ بیشتر نباشد.

پ ۲-۱۰-۳ در ساختمان‌هایی که ضریب نامعینی سازه، مطابق بند ۳-۵، در هر دو امتداد متعامد ساختمان برابر $1/0$ باشد، تعدادی از اعضای با رفتارهای کنترل‌شونده توسط



تغییر شکل می‌توانند در سطح عملکرد مورد نظر، تغییر شکل‌های خمیری به مقدار حداکثر ۲۰ درصد بیشتر از مقادیر مجاز ارائه شده در بند پ ۲-۱۰-۲ داشته باشند؛ منوط به آن که مجموع سهم این اعضا در تحمل برش طبقه در تحلیل‌های خطی، از ۲۵ درصد برش طبقه کمتر باشد. همچنین، حداکثر ۲۰ درصد تیرهای قاب‌های خمشی در هر طبقه می‌توانند تغییر شکل‌های خمیری به مقدار حداکثر ۲۰ درصد، بیش از مقادیر مجاز داشته باشند.

پ ۲-۱۰-۴ حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات، حاصل از تحلیل استاتیکی غیر خطی در تغییر مکان هدف یا حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی مطابق بند پ ۲-۹-۶، نباید در سطح خطر ۱، از مقادیر مجاز معرفی شده در بند ۳-۱۱-۳ و در سطح خطر ۲، از ۱/۵ برابر مقادیر مجاز مذکور، بیشتر باشد.

پ ۲-۱۰-۵ در روش استاتیکی غیر خطی لازم است پس از بارگذاری جانبی سازه و رسیدن به تغییر مکان هدف، کفایت باربری ثقلی سازه پس از باربرداری جانبی، مجدداً کنترل گردد.

پ ۲-۱۰-۶ اعضای که عضوی از سیستم مقاوم لرزه‌ای نیستند باید تحت جابجایی‌های ساختمان که از تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی تحت مجموعه شتاب‌نگاشت‌های اعمالی و مطابق بند پ ۲-۹-۶ حاصل گردیده است، یا تحت جابجایی‌های متناظر با تغییر مکان هدف در روش تحلیل استاتیکی غیر خطی، قادر به تحمل نیروهای ناشی از بارهای ثقلی و آثار $P-\Delta$ باشند.

پ ۲-۱۰-۷ تحت نیروهای اعمالی از سازه، خاک پی باید حسب مورد، ضوابط بندهای پ ۲-۱۰-۷-۱ و پ ۲-۱۰-۷-۲، و سازه پی باید ضوابط بند پ ۲-۱۰-۷-۳ را اقتناع نمایند. ارزیابی خاک و سازه پی، در روش استاتیکی غیر خطی تحت نیروهای اعمالی در برش پایه متناظر با تغییر مکان هدف و در تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی، تحت بازتاب‌های نهایی تعیین شده بر اساس بند پ ۲-۹-۶، صورت می‌گیرد.

پ ۲-۱۰-۷-۱ در صورتی که در مدل سازه، تکیه‌گاه سازه در تراز شالوده و خاک، به صورت ثابت در نظر گرفته شده است، تنش اعمالی به خاک پی نباید از ظرفیت نهایی خاک، بیشتر شود. در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه، هیچ نقطه‌ای از سازه پی نباید از خاک پی جدا شود؛ در غیر این صورت باید تحلیل سازه با در نظر گرفتن اثرات انعطاف‌پذیری پی انجام شود.



پ ۲-۷-۱۰-۲ در صورت در نظر گرفتن تکیه‌گاه سازه به صورت انعطاف‌پذیر، تغییرمکان‌های ایجاد شده در تراز پی در صورتی قابل پذیرش هستند که نیروها و تغییرمکان‌های ایجاد شده در سازه ساختمان، در محدوده معیارهای پذیرش این اعضا باشند.

پ ۲-۷-۱۰-۳ تلاش‌های داخلی ایجاد شده در سازه پی نباید از ظرفیت کران پایین آن بیشتر شود.



پیوست (۳)

دیافراگم‌ها

پ ۳-۱ کلیات

مجموعه سیستم مقاوم ساختمان‌ها در برابر نیروهای جانبی، بطور معمول از دو قسمت عناصر قائم و عناصر افقی (یا تقریباً افقی) تشکیل می‌شود. عناصر افقی، نیروهای افقی را به عناصر قائم منتقل نموده و عناصر قائم نیز این نیروها را به شالوده‌ها و نهایتاً به زمین منتقل می‌نمایند. در یک سیستم سازه‌ای، به عناصر افقی یا تقریباً افقی منتقل‌کننده نیروهای جانبی کف‌ها به عناصر قائم، دیافراگم افقی و یا به اختصار، دیافراگم گفته می‌شود. دیافراگم‌ها که به طور معمول، کف‌های سازه‌ای تحمل‌کننده بارهای ثقلی در ساختمان‌ها هستند، در هنگام وقوع زلزله، وظیفه انتقال نیروهای جانبی ایجاد شده در کف‌ها به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای را بر عهده دارند. این دیافراگم‌ها باید در برابر نیروهای اینرسی افقی و قائم لرزه، دارای مقاومت و سختی کافی باشند. مسیر انتقال این بارها از دیافراگم به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای به عوامل متعددی مانند نوع بار، هندسه، صلبیت یا انعطاف‌پذیری دیافراگم و نوع سیستم مقاوم لرزه‌ای وابسته است. در برخی موارد، دیافراگم‌ها ممکن است تحمل‌کننده نیروهای محوری ناشی از فشار جانبی خاک و حرارت نیز باشند. دیافراگم‌ها باید برای ترکیب اثرات درون صفحه و خارج از صفحه ناشی از بارهای ضریب‌دار تصریح شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، تحلیل، طراحی و جزئیات‌بندی شوند. وظایف عمومی دیافراگم‌ها به اختصار به قرار زیر است:

الف - عملکرد داخل صفحه

- ۱) انتقال نیروهای اینرسی ناشی از زلزله در طبقات به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای؛
- ۲) انتقال نیروهای زلزله دریافتی از برخی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای به سایر عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای (به ویژه زمانی که مشخصات هندسی و موقعیت برخی از عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای در ارتفاع تغییر می‌کند)؛



- ۳) انتقال نیروهای زلزله بین عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای مختلف (به‌عنوان مثال، قاب و دیوارهای برشی) برای تأمین سازگاری تغییرشکل‌ها؛
- ۴) انتقال نیروهای جانبی ناشی از زلزله از اجزای غیرسازه‌ای به اجزای سازه‌ای مقاوم لرزه‌ای؛
- ۵) تحمل نیروهای دریافتی از اعضای مایل یا قائم مهارى در سازه (ناشی از بارهای قائم و جانبی)؛
- ۶) تحمل نیروهای ناشی از بارهای جانبی (باد، زلزله، فشار خاک و حرارت).

ب- عملکرد خارج صفحه

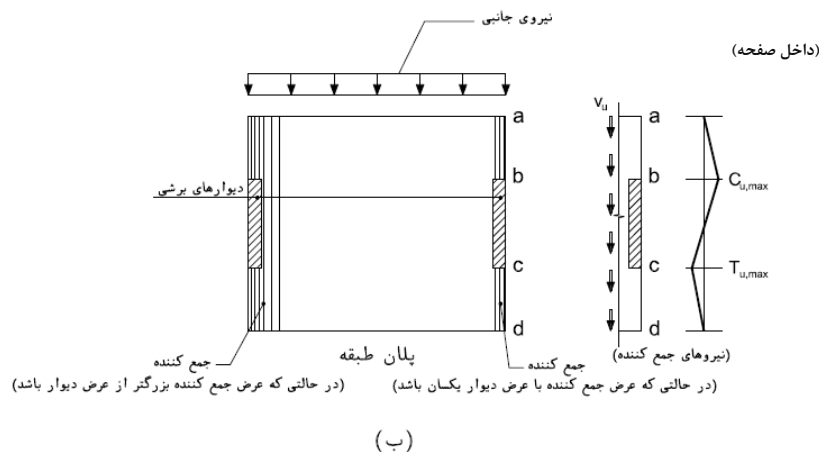
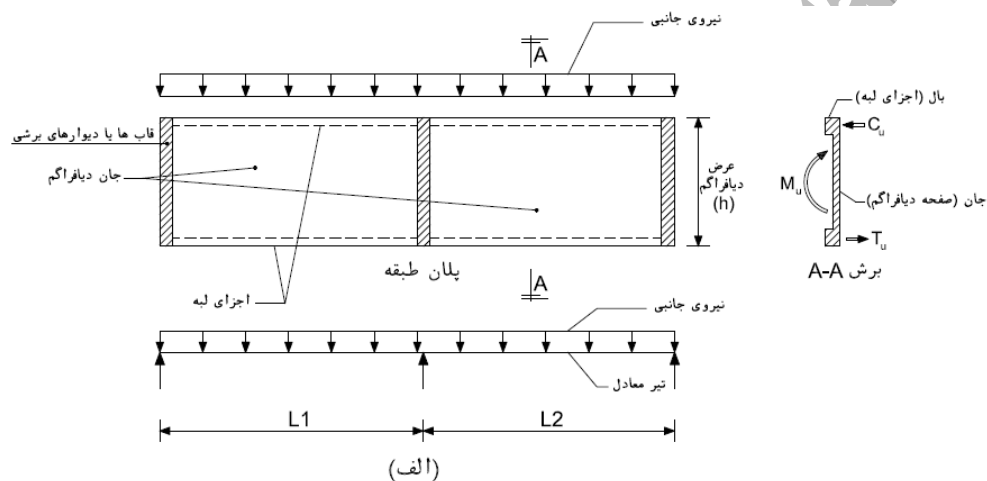
- ۱) تحمل نیروهای وارد بر سطح دیافراگم، ناشی از بارهای قائم و زلزله؛
- ۲) مشارکت در عملکرد قابی (عموماً با تشکیل تیرهای T شکل و تحمل لنگرهای خمشی حول محورهای افقی و نیز نیروهای برشی قائم)
- در ساختمان‌های متعارف، دیافراگم‌ها شامل کف‌ها و سقف‌ها (افقی یا با شیب کم)، اجزای لبه و در مواردی، جمع‌کننده‌ها، توزیع‌کننده‌ها و اتصالات اجزای دیافراگم به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای هستند (شکل پ ۳-۱-الف). اجزای لبه، وظیفه تحمل کشش و فشار ناشی از خمش داخل صفحه در دیافراگم را بر عهده داشته و اجزای جمع‌کننده و توزیع‌کننده، در صورتی که عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای در تمام عمق دیافراگم ادامه نداشته باشند (شکل پ ۳-۱-ب)، یا ناپیوستگی در عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای وجود داشته باشد، با هدف جمع‌آوری و انتقال نیروهای داخل صفحه دیافراگم (برش) به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای (یا برعکس) به‌کار گرفته می‌شوند.
- در ساختمان‌های صنعتی، بادبندی‌های افقی (یا تقریباً افقی)، نقش انتقال نیروهای جانبی به عناصر قائم (قاب‌ها) را بر عهده دارند و لذا دیافراگم محسوب می‌شوند.

پ ۲-۳ انواع دیافراگم‌ها از نظر جنس، هندسه و سیستم ساختمانی

دیافراگم‌های مورد بحث در این پیوست ممکن است از کف‌های ساخته‌شده از بتن‌آرمه درجا ریخته‌شده، شامل تیرچه بلوک (با بتن‌آرمه مناسب رویه)، ورق‌های ساده یا موج‌دار فلزی، ورق‌های موج‌دار فلزی با بتن‌آرمه رویه به‌صورت مرکب، کف‌های ساخته‌شده از



قطعات بتن پیش‌ساخته همراه با بتن رویه، کف‌های ساخته شده از قطعات بتن پیش‌ساخته با اتصالات خشک یا تر به یکدیگر و بدون بتن رویه (مطابق ضوابط نشریه شماره ۳۸۸ سازمان برنامه و بودجه کشور)، طاق‌های ضربی (با مهاربندی) و غیره تشکیل شده باشند. همچنین این دیافراگم‌ها می‌توانند دارای بازشوهای متعدد کوچک و بزرگ و حتی شامل مهاربندی‌های افقی که از اجزای فولادی یا بتنی ساخته شده‌اند نیز باشند. طراحی سیستم مهاربندی افقی، مشابه سیستم مهاربندی قائم بوده و باید از ضوابط آیین‌نامه‌های مربوطه استفاده شود.



شکل پ ۱-۳: دیافراگم و اجزای تشکیل دهنده آن



پ ۳-۳ انواع دیافراگم‌ها از نظر صلبیت و انعطاف‌پذیری

نیروی جانبی هر دیافراگم باید بین عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای ساختمان، با توجه به نسبت سختی دیافراگم به سختی عناصر قائم مذکور، توزیع گردد. عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای در نقش تکیه‌گاه‌های دیافراگم عمل می‌نمایند. سختی داخلی دیافراگم و متناسب با آن، تغییرشکل‌های دیافراگم به عوامل متعددی مانند جنس مصالح، ضخامت دال کف یا سقف طبقه، هندسه دیافراگم (به ویژه هندسه پلان و بازشوها) و نوع و موقعیت عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای بستگی دارد.

مطابق ضوابط بند ۳-۱۳-۱، دیافراگم‌ها با توجه به نسبت δ_{MDD} به Δ_{ADVE} ، به سه دسته نرم، نیمه‌صلب و صلب تقسیم می‌شوند. δ_{MDD} و Δ_{ADVE} ، به شرح زیر می‌باشند.

δ_{MDD} : حداکثر تغییرشکل داخل صفحه دیافراگم در دهانه موردنظر، ناشی از نیروهای جانبی زلزله مطابق بند ۳-۹؛

Δ_{ADVE} : متوسط تغییرمکان جانبی نسبی ارتجاعی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای در دهانه موردنظر دیافراگم در طبقه موردنظر، ناشی از نیروهای جانبی زلزله مطابق بند ۳-۹.

مقادیر δ_{MDD} و Δ_{ADVE} مطابق روابط پ ۳-۱ الی پ ۳-۴ محاسبه می‌شوند.

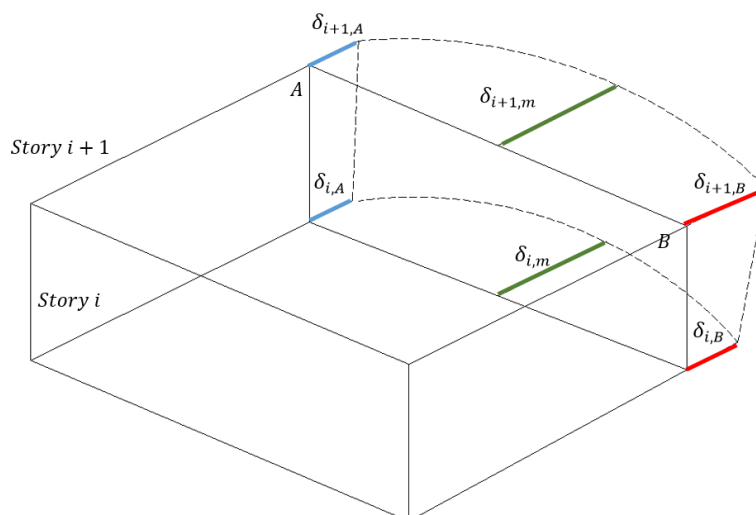
$$\delta_{MDD} = \delta_{i+1,m} - \left(\frac{\delta_{i+1,A} + \delta_{i+1,B}}{2} \right) \quad (\text{پ ۳-۱})$$

$$\Delta_A = \delta_{i+1,A} - \delta_{i,A} \quad (\text{پ ۳-۲})$$

$$\Delta_B = \delta_{i+1,B} - \delta_{i,B} \quad (\text{پ ۳-۳})$$

$$\Delta_{ADVE} = \frac{\Delta_A}{2} + \frac{\Delta_B}{2} \quad (\text{پ ۳-۴})$$

پارامترهای جابجایی δ که در روابط پ ۳-۱ الی پ ۳-۳ مورد استفاده قرار گرفته‌اند در شکل پ ۳-۲ نمایش داده شده است.



شکل پ ۳-۲: پارامترهای جابجایی مورد نیاز برای بررسی صلبیت دیافراگم

دیافراگم نرم، دارای سختی داخل صفحه ناچیزی بوده و نیروهای جانبی آن تقریباً بر اساس سطح بارگیر جرمی هر یک از عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای میان آنها توزیع می‌شود. در دیافراگم نیمه‌صلب، این توزیع بر اساس سختی نسبی دیافراگم، سختی نسبی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای و فاصله هر یک از عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای تا مرکز سختی دیافراگم انجام می‌شود. در دیافراگم صلب، نیروی جانبی دیافراگم صرفاً بر اساس سختی نسبی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای و فاصله هر یک از آنها تا مرکز سختی دیافراگم، بین آنها توزیع می‌گردد. مطابق بند ۱-۱۳-۳، تعیین میزان صلبیت دیافراگم به کمک روش تحلیلی اجزای محدود نیز امکان‌پذیر است. برای این منظور، دیافراگم و اجزای آن باید به روش اجزای محدود، مدل‌سازی و در دو حالت صلب و نیمه‌صلب، تحت بارهای قائم و جانبی وارد بر دیافراگم، تحلیل شوند. در این دو حالت، سختی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای باید مطابق با ضوابط مباحث نهم و دهم مقررات ملی ساختمان منظور گردد. همچنین برای دیافراگم‌های نیمه‌صلب باید سختی دیافراگم در مدل تحلیلی در نظر گرفته شود. برای این منظور می‌توان برای لحاظ نمودن اثرات ترک‌خوردگی داخل صفحه دیافراگم‌ها از ضریب اصلاح سختی ۰/۵ یا هر عدد دیگری که برگرفته از مراجع معتبر باشد استفاده نمود. مقایسه مقادیر تغییرشکل‌های لبه‌های دیافراگم مطابق ضابطه بند ۱-۱۳-۳، وضعیت صلبیت دیافراگم را مشخص خواهد نمود.



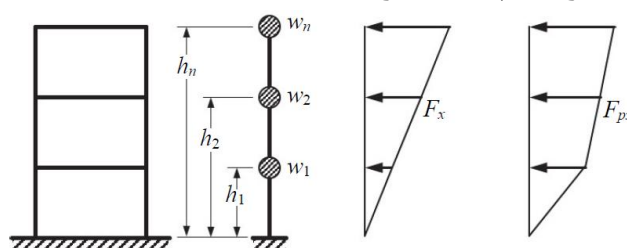
پ ۳-۴ نیروهای ایجادشده در دیافراگم‌ها تحت بارهای وارده

در اثر وارد شدن نیروهای جانبی زلزله بر ساختمان، دو گروه نیرو برای طراحی اعضای سازه تعیین می‌شوند که به شرح زیر می‌باشند (شکل پ-۳-۴).

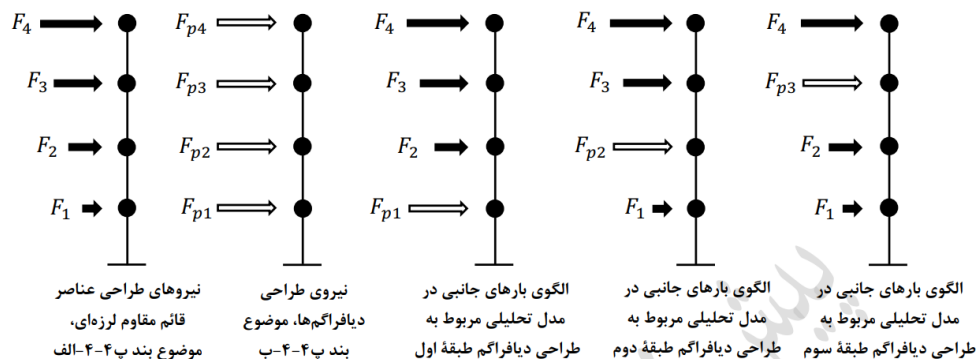
الف- نیروهای F_x ، حاصل از توزیع برش پایه استاتیکی مطابق ضوابط بند ۳-۹، یا حاصل از تحلیل‌های دینامیکی مطابق ضوابط بند ۳-۱۰، که برای طراحی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای ساختمان، مورد استفاده قرار می‌گیرند؛

ب- نیروهای F_{px} که مطابق ضوابط بند ۳-۱۳-۳ یا ضوابط بند پ ۳-۵ این پیوست، صرفاً برای طراحی دیافراگم‌ها استفاده می‌شوند.

به‌منظور طراحی دیافراگم هر طبقه، نیروی جانبی آن طبقه بر مبنای بند "ب" فوق و نیروی زلزله سایر طبقات بر مبنای بند "الف" فوق تعیین و این نیروها بصورت هم‌زمان به سازه اعمال می‌گردند (شکل پ ۳-۴). به‌منظور طراحی دیافراگم هر طبقه و محاسبه مقادیر نیروهایی که در هریک از کف‌ها در نظر گرفته می‌شود لازم است از تحلیل مستقلی استفاده شود. در این خصوص لازم است ضوابط بند پ ۳-۴-۱ نیز رعایت شود. قابل ذکر است به‌طور معمول، نیروهای F_x در طبقات زیرین دیافراگم طبقه موردنظر، تأثیر چندانی در نتایج تحلیل و طراحی آن دیافراگم ندارند. همچنین دیافراگم‌ها باید قادر به تحمل نیروهای ایجاد شده در حد فاصل عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای باشند. به‌عنوان مثال، قاب‌ها و دیوارها که در یک سیستم مقاوم لرزه‌ای به‌صورت مستقل عمل می‌کنند دارای تغییرمکان‌های جانبی متفاوتی هستند و در صورتی که این اعضا توسط دیافراگم به یکدیگر متصل شوند، به‌دلیل سازگاری تغییرشکل‌ها ناشی از عملکرد دیافراگم، موجب تشکیل نیروهای داخلی در دیافراگم می‌شوند که دیافراگم و اجزای آن باید قادر به تحمل این نیروها باشند. جزئیات محاسبه این نیروها در بند پ ۳-۴-۱ ارائه شده است.



شکل پ ۳-۳: دو گروه نیروهای جانبی در طبقات و دیافراگم‌ها



شکل پ ۳-۴: الگوی ترکیب نیروی دیافراگم هر طبقه و نیروهای سایر طبقات، برای طراحی دیافراگم طبقه موردنظر

پ ۳-۴-۱ ترکیب نیروهای دیافراگم و نیروهای انتقالی

مطابق ضوابط بند ۳-۱۳-۳، تمامی دیافراگم‌ها باید برای نیروی جانبی حاصل از روابط ۳-۲۲، ۳-۲۳ و ۳-۲۴ طراحی شوند. در صورت وجود نیروهای انتقالی وارد بر دیافراگم، مطابق ضوابط بند ۳-۱۳-۴، اثر آنها باید در ضریب نامعینی (ρ) ضرب و هم‌زمان با نیروهای فوق الذکر، در طراحی دیافراگم مدنظر قرار گیرند.

در ساختمان‌های دارای نامنظمی پلانی از نوع "جابجایی خارج از صفحه"، مطابق ضوابط بند ۳-۱۳-۴، نیروهای انتقالی بین عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای که در امتداد افقی جابجا شده‌اند باید ابتدا در ضریب اضافه مقاومت (Ω_0)، مطابق جدول ۳-۱، ضرب و سپس به نیروهای زلزله طراحی دیافراگم، اضافه شوند.

استثناء: در ساختمان‌های مسکونی یک و دو طبقه، متشکل از قاب‌های سبک فولادی سردنورد می‌توان ضریب Ω_0 را برابر ۱/۰ در نظر گرفت.

به‌منظور طراحی جمع‌کننده‌ها و اتصالات آنها به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای، نیروی دیافراگم طبقه‌ای که طراحی اجزای دیافراگم آن مدنظر است و نیز نیروی سایر طبقات باید با رعایت ضوابط بندهای ۳-۱۳-۵ و ۳-۱۳-۶ تعیین و با یکدیگر ترکیب شوند.

پ ۳-۵ روش جایگزین برای طراحی دیافراگم‌ها

به‌منظور طراحی دیافراگم‌های با بتن درجا، عرشه فولادی بدون بتن و عرشه فولادی پُر شده با بتن، بجای استفاده از بندهای ۳-۱۳-۳ الی ۳-۱۳-۵ می‌توان از روش مشروح در این



بند نیز استفاده نمود؛ لیکن طراحی دیافراگم‌های پیش‌ساخته بتنی صرفاً باید بر اساس روش جایگزین انجام شود.

دیافراگم‌ها شامل جمع‌کننده‌ها، اجزای لبه و اتصالات آن‌ها به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای باید در هر دو امتداد متعامد ساختمان، تحت اثر نیروی داخل صفحه حاصل از رابطه پ ۳-۵ و با منظور نمودن ضوابط بند ۳-۱۳-۴ طراحی شوند.

$$F_{pux} = \frac{C_{px}}{R_s} W_{px} \quad (\text{پ ۳-۵})$$

در رابطه فوق، F_{pux} ، نیروی جانبی زلزله برای طراحی دیافراگم تراز x است. نیروی F_{pux} حاصل از رابطه پ ۳-۵، نباید کمتر از مقدار حاصل از رابطه پ ۳-۶ در نظر گرفته شود.

$$F_{pux} = 0.2 I_s S_{DS} W_{px} \quad (\text{پ ۳-۶})$$

در روابط فوق:

W_{px} : وزن مؤثر لرزه‌ای دیافراگم تراز x . در محاسبه W_{px} می‌توان از وزن دیوارهای سازه‌ای موازی با امتداد نیروی زلزله صرف‌نظر نمود؛ یا به‌طور محافظه‌کارانه آن را برابر W_i در نظر گرفت که W_i ، وزن مؤثر لرزه‌ای طبقه i مطابق تعاریف بند ۳-۷-۳ است.
 I : ضریب اهمیت ساختمان؛

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

R_s : ضریب کاهش نیروی طراحی دیافراگم است که بر مبنای جدول پ ۳-۱ تعیین می‌شود.



جدول پ ۱-۳: ضریب کاهش نیروی دیافراگم؛ R_s

R_s	ضابطه طراحی	سیستم دیافراگم
۱/۵	-	دیافراگم با بتن درجا
۱/۵	-	تیرچه بلوک
۰/۷	طرح الاستیک	دیافراگم پیش ساخته بتنی
۱	طرح با شکل پذیری حداقل	
۱/۴	طرح شکل پذیر	
۲/۵	با جزئیات لرزه‌ای	عرشه فولادی بدون بتن
۱	موارد دیگر	
۲	-	عرشه فولادی پر شده با بتن

C_{px} : ضریب شتاب طراحی دیافراگم در تراز x که مطابق روابط پ ۳-۷ الی پ ۳-۹ محاسبه می شود.

$$C_{px} = C_{p0} + (C_{pn} - C_{p0}) \left(\frac{h_x}{H} \right) \quad N \leq 2 \quad (\text{پ ۳-۷})$$

$$C_{px} = C_{p0} + 1.25 (C_{pi} - C_{p0}) \left(\frac{h_x}{H} \right) \quad N \geq 3 \text{ و } \left(\frac{h_x}{H} \right) \leq 0.8 \quad (\text{پ ۳-۸})$$

$$C_{px} = C_{pi} + 5 (C_{pn} - C_{pi}) \left(\frac{h_x}{H} - 0.8 \right) \quad N \geq 3 \text{ و } \left(\frac{h_x}{H} \right) > 0.8 \quad (\text{پ ۳-۹})$$

در روابط فوق:

N : تعداد طبقات بالاتر از تراز پایه؛

h_x : ارتفاع تراز سقف طبقه x از تراز پایه؛

H : ارتفاع ساختمان، مطابق تعریفی که در بخش تعاریف ارائه شده است؛

C_{p0} : ضریب شتاب طراحی دیافراگم در تراز پایه ساختمان که از طریق رابطه پ ۳-۱۰ محاسبه می شود.

$$C_{p0} = 0.4 I S_{DS} \quad (\text{پ ۳-۱۰})$$

C_{pn} : ضریب شتاب طراحی دیافراگم در ارتفاع ساختمان، H ، که از طریق رابطه پ ۳-۱۱ محاسبه می شود.



$$C_{pn} = \sqrt{(\Gamma_{m1}\Omega_0 C)^2 + (\Gamma_{m2}C_{s2})^2} \geq C_{pi} \quad (\text{پ} ۳-۱۱)$$

C: ضریب زلزله مطابق رابطه ۳-۲؛

C_{pi} : ضریب شتاب طراحی دیافراگم در تراز ۸۰ درصد ارتفاع سازه در بالای تراز پایه، که برابر با بیشترین مقدار حاصل از روابط پ ۳-۱۲ و پ ۳-۱۳ است.

$$C_{pi} = 0.8C_{p0} \quad (\text{پ} ۳-۱۲)$$

$$C_{pi} = 0.9\Gamma_{m1}\Omega_0 C \quad (\text{پ} ۳-۱۳)$$

Ω_0 : ضریب اضافه مقاومت؛

C_{s2} : ضریب پاسخ لرزه‌ای مدهای بالاتر که برابر با کوچکترین مقدار حاصل از روابط پ ۳-۱۴ الی پ ۳-۱۷ در نظر گرفته می‌شود:

$$C_{s2} = (0.15N + 0.25).I.S_{DS} \quad (\text{پ} ۳-۱۴)$$

$$C_{s2} = I.S_{DS} \quad (\text{پ} ۳-۱۵)$$

$$C_{s2} = \frac{I.S_{D1}}{0.03(N-1)} \quad (\text{پ} ۳-۱۶) \text{ در صورتی که } N > 1 \text{ باشد}$$

$$C_{s2} = 0 \quad (\text{پ} ۳-۱۷) \text{ در صورتی که } N = 1 \text{ باشد}$$

S_{D1} : پارامتر شتاب طیفی زلزله در زمان تناوب ۱ ثانیه، مطابق بند ۲-۴؛

Γ_{m1} و Γ_{m2} : ضرایب مشارکت مدی مدهای اول و بالاتر که از روابط پ ۳-۱۸ و پ ۳-۱۹ محاسبه می‌شوند.

$$\Gamma_{m1} = 1 + \frac{Z_s}{2} \left(1 - \frac{1}{N} \right) \quad (\text{پ} ۳-۱۸)$$

$$\Gamma_{m2} = 0.9Z_s \left(1 - \frac{1}{N} \right)^2 \quad (\text{پ} ۳-۱۹)$$

در روابط فوق، Z_s ، ضریب شکل مد است که مقدار آن به شرح زیر در نظر گرفته می‌شود:
۰/۳ برای ساختمان‌های دارای سیستم قاب ساختمانی با مهاربند کمانش‌تاب در جدول ۱-۳؛

۰/۷ برای ساختمان‌های دارای سیستم قاب خمشی در جدول ۱-۳؛

۰/۸۵ برای ساختمان‌های دارای سیستم دوگانه در جدول ۱-۳؛

۱ برای ساختمان‌های دارای سایر سیستم‌های سازه‌ای در جدول ۱-۳.



پ ۳-۵-۱ نیروهای انتقالی در دیافراگم

برای سازه‌هایی که دارای نامنظمی در پلان از نوع جابجایی خارج از صفحه هستند باید نیروهای انتقالی بین عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای که در امتداد افقی جابجا شده‌اند از طریق ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) افزایش داده شده و به نیروی جانبی زلزله طراحی دیافراگم حاصل از روابط پ ۳-۵ و پ ۳-۶ اضافه شوند.

برای سازه‌هایی که در پلان یا ارتفاع، دارای نامنظمی‌های مذکور در بند ۳-۱۳-۶ هستند باید الزامات آن بند نیز رعایت گردد.

استثناء: در ساختمان‌های یک و دو طبقه سبک فولادی سردنورد می‌توان Ω_0 را برابر ۱/۰ در نظر گرفت.

پ ۳-۶ تحلیل دیافراگم‌ها

پ ۳-۶-۱ روش‌های تحلیل

به منظور تحلیل دیافراگم‌ها می‌توان از روش اجزای محدود، مدل تیر معادل و روش خرابایی (روش بست و بند) استفاده نمود. جامع‌ترین روش تحلیلی برای تعیین نیروهای داخلی دیافراگم‌ها و توزیع مناسب نیروهای جانبی بین عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای ساختمان، مدل نمودن دیافراگم به روش اجزای محدود، همراه با اجزای تیر، ستون، مهاربندها و دیوارهای برشی، در یک مدل سه‌بعدی کامل است. استفاده از این روش برای تعیین مسیر نیروها در دیافراگم‌های دارای نامنظمی یا دارای بازشوهای بزرگ، تحلیل دیافراگم‌های متصل به رمپ‌های پارکینگ‌ها و تعیین نیروهای انتقالی لرزه‌ای در حد فاصل عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای (به‌ویژه در مواردی که ساختمان دارای عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای غیر مشابه، در سطح پلان باشد) ضروری است. لیکن به منظور صرفه‌جویی در زمان، در دیافراگم‌های متعارفی که فاقد بازشوهای بزرگ و نزدیک به هم بوده و دارای پلان منظمی باشند (که در آنها عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای مشابه، در سطح پلان توزیع شده‌اند) می‌توان از روش‌های ساده‌شده نیز استفاده نمود. در هر صورت در هریک از این روشها، اصول کلی تحلیل (تعادل و شرایط مرزی) باید به‌طور صحیح رعایت شود تا در تعیین نیروهای داخلی، به‌ویژه در



اجزایی که در مسیرهای انتقال نیرو قرار دارند دقت کافی لحاظ شده و در طراحی اجزا، مقاومت کافی تأمین گردد.

پ ۳-۶-۱-۱ روش اجزای محدود

در این روش سختی دیافراگم بر اساس مشخصات آن، در مدل سازی و تحلیل سازه در نظر گرفته می شود. تحلیل به روش اجزای محدود، حتی برای دیافراگم هایی که مطابق ضابطه بند ۳-۱۳-۱، صلب محسوب می شوند نیز قابل استفاده است. به منظور انجام تحلیل اجزای محدود دیافراگم ها، اجزایی با ابعادی در حدود یک پنجم تا یک سوم طول دهانه ها (یا مقادیر کوچکتر، بسته به شرایط حاکم بر طرح) برای مدل سازی مناسب انعطاف پذیری دیافراگم، مورد نیاز است.

پ ۳-۶-۱-۲ روش تیر معادل

در این روش، دیافراگم را می توان مشابه یک تیر معادل در نظر گرفت که بر روی تکیه گاه هایی که همان عناصر قائم مقاوم لرزه ای (قاب ها و دیوارهای برشی) هستند، قرار گرفته است (شکل پ ۳-۱-الف). جان تیر معادل، همان صفحه افقی دیافراگم و بال های آن، اجزای لبه دیافراگم می باشند. لیکن باید توجه داشت که به دلیل بزرگ بودن نسبت عرض دیافراگم ها (h) به دهانه آنها (l_1 یا l_2)، این اجزا به طور معمول به عنوان تیرهای عمیق محسوب شده و دیگر فرض مستوی ماندن مقاطع هنگام خمش در آنها صادق نیست. در تغییر شکل تیر عمیق باید علاوه بر آثار تغییر شکل های خمشی، آثار تغییر شکل های برشی نیز منظور گردد. همان طور که در شکل پ ۳-۱-ب نیز نمایش داده شده است، مؤلفه های کششی و فشاری ناشی از نیروی برشی در دیافراگم، توسط اجزای جمع کننده تحمل و به عناصر قائم مقاوم لرزه ای منتقل می شوند. در صورت وجود انقطاع در سیستم مقاوم لرزه ای در تراز دیافراگم، باید نیروهای واکنش سیستم مربوطه در تراز انقطاع، حاصل از روش های تحلیل استاتیکی معادل یا تحلیل های دینامیکی، نیز در تحلیل دیافراگم با این روش منظور گردند.



پ ۳-۱-۶-۳ روش خربایی (بست و بند)

از روش خربایی (که جزئیات آن در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ارائه شده است) می‌توان برای تعیین توزیع نیروها در دیافراگم استفاده نمود. همچنین از این روش می‌توان برای تعیین مسیر نیروها و آرایش آرماتورهای لازم در دال‌های بتن‌آرمه (به‌ویژه در مواردی که بازشوهای متعددی در دیافراگم وجود دارد) استفاده نمود.

پ ۳-۲-۶ نکاتی در مورد تحلیل دیافراگم‌ها و اجزای آن

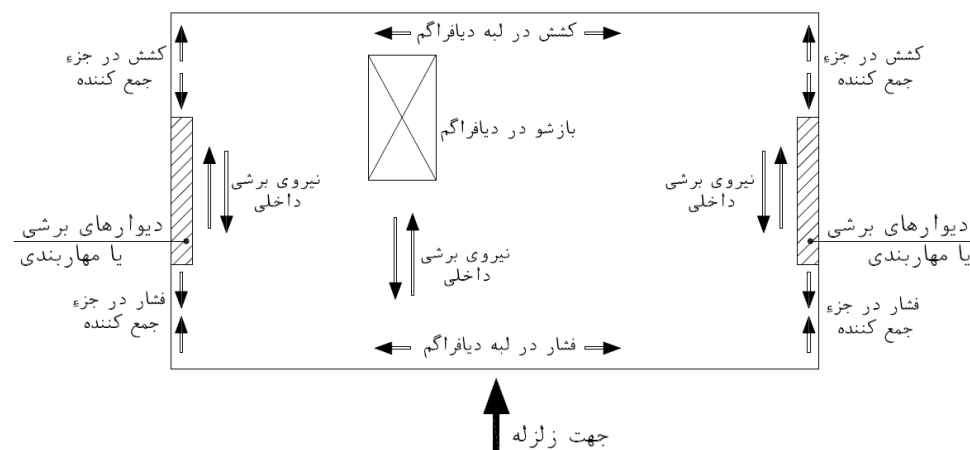
دیافراگم‌ها باید با توجه به فرضیات منظور شده در محاسبات کل سازه، دارای سختی مناسب و مقاومت کافی در برابر بارهای جانبی و نیروهای اینرسی افقی و قائم باشند و اتصال آنها به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای به‌گونه‌ای باشد که کل سازه در هنگام وقوع زلزله، یکپارچه عمل نماید.

برای تعیین تلاش‌های ایجاد شده در هر دیافراگم باید نیروها مطابق ضوابط بند پ ۳-۴، در نظر گرفته شوند. توزیع نیرو بین تکیه‌گاه‌های دیافراگم (عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای) باید با رعایت ضوابط بند ۳-۹-۴-۱ صورت گیرد. این تلاش‌ها، در داخل دیافراگم و مسیرهای انتقال نیرو و نیز در نواحی اتصال دیافراگم به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای باید به نحو صحیح، تحمل یا منتقل شوند (شکل پ ۳-۵). در صورتی که دیافراگم، ملزم به انتقال نیروهای زلزله از عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای در بالای دیافراگم به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای دیگر در زیر دیافراگم باشد (به‌دلیل جابجایی در هندسه یا تفاوت در سختی نسبی جانبی عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای) مقدار این نیروهای انتقالی باید به مقادیر نیروهای حاصل از بند ۳-۱۳-۳، اضافه شوند (مطابق روند ارائه شده در بند پ ۳-۴-۱). نتیجه نیروهای داخلی دیافراگم باید بر مبنای یکی از سه روش ارائه شده در بند پ ۳-۶-۱ استخراج و در طراحی دیافراگم و اجزای آن، مورد استفاده قرار گیرد.

در تحلیل دیافراگم‌های بتن‌آرمه لازم است اثر کاهش سختی داخل صفحه به دلیل ترک خوردگی منظور شود. مقدار ضریب اصلاح سختی ناشی از ترک‌خوردگی تحت نیروهای زلزله طرح، در محدوده ۰/۱۵ تا ۰/۵ متغیر بوده و توصیه می‌شود در مواردی که نتایج تحلیل دیافراگم به مقدار این ضریب، وابستگی زیادی دارد، تحلیل‌های جداگانه با منظور



نمودن هر دو مقدار انجام شود و نیروهای داخلی بزرگتر ناشی از این دو تحلیل، مبنای طراحی دیافراگم قرار گیرد.



شکل پ ۳-۵: نمونه ای از رفتار دیافراگم تحت بار جانبی

پ ۳-۷ نکاتی در مورد طراحی دیافراگم‌ها و اجزای آن

یکی از اصول طراحی ساختمان‌های مقاوم در برابر زلزله، حفظ دیافراگم‌ها با سختی کافی و بدون ایجاد خسارت، هنگام وقوع زلزله است تا بدین ترتیب، یکپارچگی اتصال عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای به یکدیگر برقرار بماند. به عبارت دیگر، در طراحی لرزه‌ای دیافراگم‌ها، هدف، تأمین تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی نبوده و پاسخ غیر خطی در برابر نیروهای زلزله، عمدتاً محدود به اعضای سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان می‌شود. برای دستیابی به این هدف، در طراحی لرزه‌ای دیافراگم باید مسیر انتقال نیرو به عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای به وضوح مشخص شده و مقاومت حداقلی، برابر با حداکثر نیرویی که می‌تواند توسط عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای در این مسیر نیرو ایجاد شود، تأمین گردد.

حداقل ضخامت دیافراگم‌های بتنی یا بتن رویه دیافراگم‌های ساخته شده از ورق یا قطعات پیش ساخته نباید کمتر از ۵ سانتی متر باشد. کنترل کفایت ضخامت باید با توجه به تلاش‌های ایجاد شده در دیافراگم، الزامات بهره‌برداری و الزامات مربوط به حفظ یکپارچگی، مطابق ضوابط مبحث هشتم و نهم مقررات ملی ساختمان انجام شود. این کنترل، به‌ویژه باید در کنار بازشوهای نسبتاً بزرگ با دقت خاص انجام پذیرد. در صورت عدم کفایت بتن



دیافراگم می‌توان آن را با سیستم مهاربندی فولادی مناسب نیز تقویت نمود. توصیه می‌گردد که ابعاد و تعداد بازشوها در دیافراگم‌ها به حداقل ممکن محدود گردد. همچنین در حد امکان از تعبیه بازشو در دیافراگم، در مجاورت عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای اجتناب شود تا در مسیر انتقال نیرو، اختلالی ایجاد نگردد. کلیه اجزای متصل به دیافراگم (سازه‌ای و غیرسازه‌ای) باید قادر به تحمل تغییر شکل دیافراگم در محل اتصال باشند. اتصالات دیافراگم به دیوارهای برشی و قاب‌های خمشی (تیرها و ستون‌ها) حائز اهمیت فراوان بوده و باید به نحوی طراحی شوند که قادر به انتقال کامل نیروهای وارده باشند. برای تأمین مهار جانبی ستون‌ها توسط دیافراگم، اتصال دال به ستون باید قادر به انتقال نیرویی در حدود ۲ تا ۴ درصد بار محوری ستون باشد. اتصال دیافراگم به ستون‌های مایل نیز باید برای مولفه افقی نیروهای محوری ستون طراحی شود و دیافراگم و اجزای آن قادر به انتقال این نیرو به سایر عناصر قائم مقاوم لرزه‌ای باشند. در ساختمان‌های بتن‌آرمه در مواردی که موقعیت اجزای لبه و اجزای جمع‌کننده دیافراگم، در تیرها یا دال مجاور تیرها قرار می‌گیرد، در صورت نیاز به تعبیه آرماتورهای اضافی باید تا حد امکان، آرماتورهای لازم برای این اجزا در میانه ارتفاع تیر قرار داده شود و اضافه ظرفیت خمشی تیرها در طراحی قاب‌های بتن‌آرمه مدنظر قرار گیرد. در طراحی اعضای قاب نیز باید تأثیر نیروهای رسیده از دیافراگم (نیروی محوری در اجزای لبه و جمع‌کننده‌ها دارای اهمیت بیشتری است)، به‌ویژه در تعیین ظرفیت باربری و طراحی تیرها مدنظر قرار گیرد. در ساختمان‌های فولادی نیز رعایت ملاحظات مذکور، به‌ویژه منظور نمودن تأثیر نیروهای رسیده از دیافراگم، در طراحی اعضای قاب و اتصالات مربوطه حائز اهمیت است.

پیوست (۴)

اندرکنش خاک و سازه

پ ۴-۱ کلیات

هنگام وقوع زلزله، حرکات زمین از طریق پی به سازه ساختمان منتقل می‌شود و پاسخ سازه متأثر از اندرکنش بین سازه، پی و لایه‌های زمین زیر و اطراف آن است. در تحلیل سازه در برابر زلزله عموماً فرض می‌شود تکیه‌گاه سازه، شامل سازه پی و خاک زیر آن صلب بوده و از انعطاف‌پذیری اجزای پی در این تحلیل صرف‌نظر می‌شود. تحلیل اندرکنش سازه و خاک به مفهوم لحاظ کردن اثرات انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه (سازه پی و خاک بستر) در تغییر حرکت زمین و تعیین پاسخ سازه در برابر زلزله است.

مدل سازی برای تحلیل اندرکنش سازه و خاک می‌تواند به روش مستقیم یا روش زیرسازه انجام گردد. در روش مستقیم، علاوه بر سازه و پی، بخش قابل توجهی از خاک در محدوده زیر و اطراف سازه نیز مدل شده و در مرزهای مدل خاک، شرایط مرزی مناسبی تعریف می‌گردد و حرکات زمین به آنها اعمال می‌شود. در روش زیرسازه، تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر سازه از طریق فنرهایی معادل سازی شده و میرایی محیط خاک نیز با اصلاح میرایی سازه متکی بر فنرها، یا با مدل سازی میراگرهایی در محل تکیه‌گاه در نظر گرفته می‌شود.

در بسیاری از موارد، استفاده از روش زیرسازه کافی می‌باشد. به همین دلیل، رویکرد مورد استفاده در تحلیل اندرکنش سازه و خاک در این پیوست، روش زیرسازه است. در مورد برخی از سازه‌ها از جمله ساختمانهایی که به موجب حالت پ بند ۳-۱۵-۲ این آیین‌نامه در نظر گرفتن اثراندرکنش خاک و سازه ضروری باشد، ممکن است استفاده از روش مستقیم لازم باشد. در صورتی که تصمیم بر استفاده از روش مستقیم باشد می‌توان از مراجع معتبر استفاده نمود.

همان‌طور که اشاره شد، استفاده از روش زیرسازه شامل تعریف فنرهایی در پای سازه به منظور مدل سازی انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه و افزایش میرایی سیستم به دلیل استهلاک اضافی ناشی از میرایی پی و خاک تکیه‌گاهی است که به اندرکنش اینرسی موسوم است.



معمولاً اندرکنش اینرسی به دلیل افزایش هم‌زمان زمان تناوب و نسبت میرایی سازه، منجر به کاهش برش پایه و افزایش تغییرمکان‌های جانبی سازه می‌شود. در روش‌های استاتیکی معادل، طیفی و استاتیکی غیر خطی، اثر این میرایی اضافی با محاسبه نسبت میرایی مؤثر سیستم و کاهش مقادیر طیف طرح نظیر با میرایی مذکور، لحاظ می‌گردد. در روش‌های تاریخیچه زمانی، استفاده از نسبت میرایی مؤثر مجاز نبوده و باید میراگرهایی در محل هریک از پی‌ها مدل‌سازی شوند.

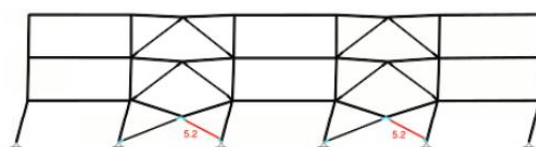
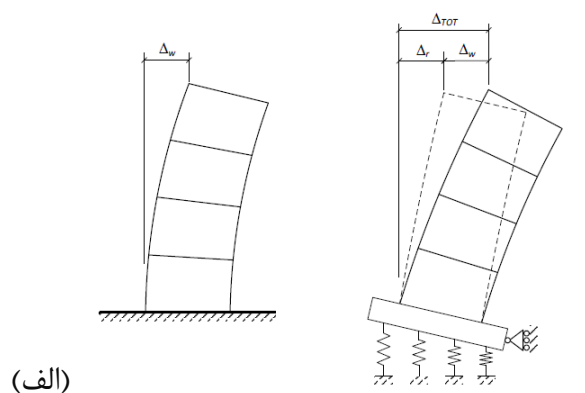
در سازه‌های با پی مدفون در عمق زمین، حرکت زمین در زلزله در محل کف پی می‌تواند به نحو قابل ملاحظه‌ای کمتر از سطح زمین باشد. همچنین با توجه به متغیر بودن حرکات سطح زمین در زلزله از نقطه‌ای به نقطه دیگر، پی‌های گسترده بزرگ به دلیل واداشتن خاک به سازگاری تغییرشکل‌ها با خود، صرفاً برآیندی از این حرکات را به صورت انتقالی و خمشی یا گهواره‌ای تجربه می‌کنند. این اثرات، بخشی از مفهوم موسوم به اندرکنش سینماتیک بوده و با استفاده از ضرایب کاهش جداگانه‌ای بر طیف طرح اعمال می‌گردند. با این حال و در جهت اطمینان در این پیوست، اعمال اثر اندرکنش سینماتیک فقط در روش تحلیل دینامیکی غیر خطی مجاز است.

انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه به دلیل تغییر دادن شرایط مرزی سازه، می‌تواند به‌طور موضعی اغلب باعث کاهش و البته گاهی نیز افزایش قابل ملاحظه تقاضاهای نیرویی و تغییر مکانی اعضای سازه شود. به‌طور مثال، در شکل پ ۴-۱-الف افزایش تغییرمکان‌های جانبی به دلیل حرکت گهواره‌ای تکیه‌گاه (که می‌تواند باعث افزایش اثرات $P-\Delta$ نیز شود)، در شکل پ ۴-۱-ب افزایش واکنش‌های تیرهای دهانه‌های مجاور مهاربندی و کاهش نیروی محوری در مهاربندهای ۷ و ۸ (شورن) به علت تأمین سازگاری تغییرشکل ناشی از حرکت گهواره‌ای دهانه مهاربندی، و در شکل پ ۴-۱-پ کاهش واکنش دیوار برشی هم‌زمان با افزایش واکنش تیرهای متصل به آن و ستون‌های دهانه مجاور به دلیل حرکت گهواره‌ای دیوار برشی نمایش داده شده است.

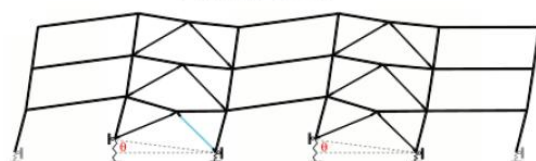
اگرچه تکیه‌گاه تمامی ساختمان‌ها تا اندازه‌ای انعطاف‌پذیری دارد، لیکن در بسیاری از موارد میزان این انعطاف‌پذیری در حدی نیست که تأثیر قابل توجهی بر واکنش سازه ایجاد نماید. در خصوص ساختمان‌های مذکور در بند ۳-۱۵-۲ این آیین‌نامه، اثرات انعطاف‌پذیری پی، حائز اهمیت محسوب گشته و لازم است این اثرات در محاسبه ساختمان در نظر گرفته



شود. تبصره این بند مؤید آن است که هرچه سازه سخت‌تر و خاک نرم‌تر باشد، اثرات اندرکنش می‌تواند تأثیر بیشتری بر تغییر تلاش‌های طراحی داشته باشد. همچنین نظر به آن که زمان تناوب سازه با تکیه‌گاه صلب، تابعی از ارتفاع سازه است، نامساوی تبصره مذکور نشان می‌دهد در شرایط یکسان، اثر اندرکنش با افزایش ارتفاع سازه بیشتر می‌شود. در بندهای بعدی این پیوست به ترتیب، ضوابط کلی روش‌های مختلف تحلیل به‌منظور لحاظ نمودن اثرات اندرکنش، نحوه محاسبه ضریب ارتجاعی برشی مؤثر خاک، سختی فنرهای تکیه‌گاهی، زمان تناوب مؤثر، نسبت میرایی مؤثر، ضرایب میرایی میراگرها و اصلاح طیف طرح، ارائه شده است. لازم به ذکر است در روش‌های تحلیل خطی می‌توان به‌طور محافظه‌کارانه از افزایش نسبت میرایی سیستم و کاهش طیف طرح ناشی از اثر میرایی افزایش‌یافته و نیز اندرکنش سینماتیک صرف‌نظر نمود و صرفاً انعطاف‌پذیری پی را مدل کرد، لیکن در این حالت انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه ممکن است در برخی از اعضا منجر به افزایش موضعی پاسخ بیش از حد واقعی گردد.

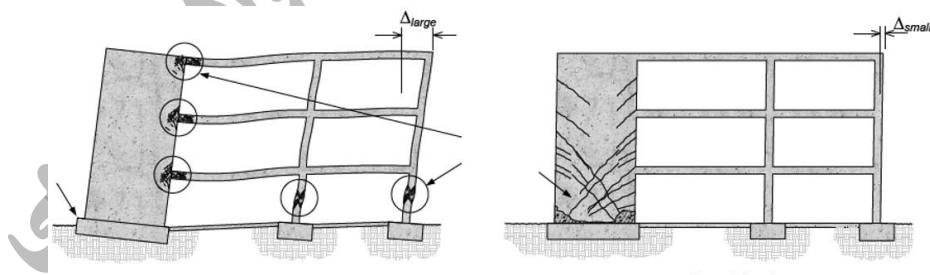


Fixed Base



Flexible Base

(ب)



(پ) تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر

تکیه‌گاه صلب

شکل پ ۴-۱: نمونه‌هایی از مواردی که اثر اندرکنش سازه و خاک می‌تواند بر واکنش‌های موضعی سازه، مؤثر باشد



پ ۴-۲ ضوابط تحلیل

ضوابط استفاده از این پیوست برای هر یک از روش‌های تحلیل سازه، به شرح ذیل مقرر می‌گردد.

(۱) **روش تحلیل استاتیکی معادل:** در این روش، سختی فنرهای تکیه‌گاهی از رابطه پ ۴-۴، زمان تناوب مؤثر، $\bar{T}$ ، از تحلیل سازه متکی بر فنرها، و نسبت میرایی مؤثر، $\bar{\xi}$ ، از رابطه پ ۴-۱۵ تعیین می‌شود. سپس با استفاده از رابطه پ ۴-۳۲، ضریب کاهش طیفی، R_D ، با جایگزینی T با $\bar{T}$ محاسبه شده و از رابطه پ ۴-۲۸-۱، شتاب طیفی کاهش یافته با محاسبه S_a به ازای زمان تناوب مؤثر، تعیین می‌گردد. در نهایت، با استفاده از ضرایب رفتار و اهمیت و نیز وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان، برش پایه ساختمان بر مبنای رابطه ۳-۱ محاسبه و طبق رابطه ۳-۱۲، در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد. در این خصوص، باید برش پایه حداقل، مطابق با ضوابط بندهای ۳-۹-۱-۲ و ۳-۱۲-۴ رعایت گردد. همچنین برش پایه در هیچ حالتی نباید از αV_u کمتر در نظر گرفته شود که V_u ، برش پایه ساختمان با فرض تکیه‌گاه‌های صلب است و از رابطه ۳-۱ تعیین می‌شود و α ضریبی است که از روابط پ ۴-۱، تعیین می‌گردد. سایر مراحل تحلیل و ضوابط تعیین نیروهای داخلی و تغییرشکل‌ها، مشابه فصل ۳ این آیین‌نامه خواهد بود.

$$\alpha = 0.7 \quad ; \quad R_u \leq 3 \quad (\text{پ ۴-۱-۱})$$

$$\alpha = 0.5 + \frac{R_u}{15} \quad ; \quad 3 < R_u < 6 \quad (\text{پ ۴-۱-۲})$$

$$\alpha = 0.9 \quad ; \quad R_u \geq 6 \quad (\text{پ ۴-۱-۳})$$

(۲) **روش تحلیل دینامیکی طیفی:** در این روش، سختی فنرهای تکیه‌گاهی از رابطه پ ۴-۴، زمان تناوب و شکل هر یک از مدها از تحلیل سازه متکی بر فنرها، نسبت میرایی مؤثر از رابطه پ ۴-۱۵ و با استفاده از نسبت زمان تناوب‌های مدی با و بدون اندرکنش، ضریب کاهش طیفی R_D از رابطه پ ۴-۳۲ با جایگزینی T با زمان تناوب مدی با اندرکنش، و مقدار شتاب طیفی کاهش یافته با محاسبه S_a به ازای زمان تناوب هر مد با اندرکنش از رابطه پ ۴-۲۸-۱ تعیین می‌شود. سپس برش پایه هر مد، با استفاده از ضرایب رفتار و اهمیت و نیز جرم مؤثر لرزه‌ای مربوطه تعیین شده و برش پایه تحلیل طیفی، بر مبنای ترکیب پاسخ مدها محاسبه می‌گردد. در نهایت باید اصلاح مقادیر بازتاب‌ها مطابق با ضوابط



بند ۳-۱۰-۱-۴ انجام شود که در این حالت، برش پایه تحلیل طیفی و برش پایه استاتیکی معادل که هر دو با احتساب اثرات اندرکنش تعیین شده‌اند، مبنای کار قرار می‌گیرند. در تعیین برش پایه استاتیکی معادل مذکور باید ضوابط برش پایه حداقل بر مبنای بندهای ۳-۹-۱-۲ و ۳-۱۲-۴ رعایت گردد. همچنین برش پایه استاتیکی معادل مذکور در هیچ حالتی نباید از αV_u کمتر در نظر گرفته شود که V_u ، برش پایه ساختمان با فرض تکیه‌گاه‌های صلب است و از رابطه ۳-۱ تعیین می‌شود و α ضریبی است که از روابط پ ۴-۱، تعیین می‌گردد. سایر مراحل تحلیل و ضوابط تعیین نیروهای داخلی و تغییرشکل‌ها، مشابه ضوابط فصل ۳ خواهد بود.

(۳) **روش تحلیل استاتیکی غیر خطی:** در این روش نیز مشابه روش تحلیل طیفی، ابتدا سختی فنرهای تکیه‌گاهی، زمان تناوب و شکل مد اصلی نوسان سازه متکی بر فنرها، نسبت میرایی مؤثر و ضریب کاهش طیفی محاسبه می‌شود. سپس، تغییر مکان هدف بر مبنای زمان تناوب اصلی مذکور و طیف کاهش یافته تعیین می‌گردد. همچنین توزیع نیروهای جانبی نظیر با شکل مد اصلی نوسان سازه متکی بر فنرها تعیین می‌شود.

(۴) **روش دینامیکی غیر خطی:** در این روش، سختی فنرهای تکیه‌گاهی، زمان تناوب مدهای سازه متکی بر فنرها، ضرایب میرایی میراگرها طبق رابطه پ ۴-۲۵، ضریب کاهش طیف ناشی از هم‌سازی بر مبنای رابطه پ ۴-۲۹، ضریب کاهش طیف ناشی از مدفون بودن پی بر مبنای رابطه پ ۴-۳۳، و طیف کاهش یافته از رابطه پ ۴-۲۸-۲ تعیین می‌گردد. سپس، شتاب‌نگاشت‌های منتخب بر اساس طیف کاهش یافته، مقیاس شده و در تحلیل سازه به کار گرفته می‌شوند.

پ ۴-۳ تعیین ضریب ارتجاعی برشی مؤثر خاک

ضریب ارتجاعی برشی مؤثر خاک، G ، با در نظر گرفتن اثر توأم وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان و کرنش‌های بزرگ خاک در حین زلزله طرح، طبق ضوابط این بند محاسبه می‌گردد.

پ ۴-۳-۱ اثر وزن مؤثر لرزه‌ای ساختمان

در اثر وزن ساختمان، مدول برشی خاک در مجاورت کف سازه پی افزایش می‌یابد. ضریب افزایش مدول برشی خاک در اثر وزن ساختمان، f_g ، از رابطه پ ۴-۲ محاسبه می‌شود.



$$f_g = \left(\frac{\sum_{i=1}^5 t_i / V_{s0i}}{\sum_{i=1}^5 t_i / V_{sgi}} \right)^2 ; \quad \sum_{i=1}^5 t_i = t_g \quad (\text{پ-۴-۲})$$

در رابطه فوق، t_g ، عمق مؤثر خاک است که از کف سازه پی سطحی به پایین اندازه‌گیری شده و برابر با میانگین $\sqrt[4]{BL^3}/2$ و $\sqrt[4]{B^3L}/2$ در نظر گرفته می‌شود. L ، طول سازه پی (بعد بزرگ‌تر) و B ، عرض آن (بعد کوچک‌تر) می‌باشد. به منظور لحاظ نمودن اثر تغییرات تنش قائم ناشی از وزن ساختمان با عمق، در رابطه پ-۴-۲ لازم است عمق مؤثر خاک، حداقل به پنج قسمت، هر یک به ضخامت t_i ، تقسیم گردد. V_{s0i} و V_{sgi} به ترتیب، سرعت موج برشی در شرایط آزاد (بدون وجود سازه) و سرعت موج برشی افزایش یافته به علت اثر وزن ساختمان در مرکز قسمت i می‌باشند. V_{s0i} بر مبنای گزارش ژئوتکنیک و V_{sgi} از رابطه پ-۴-۳ محاسبه می‌شود.

$$V_{sgi} = V_{s0i} \left(\frac{\sigma'_i + \Delta\sigma'_i}{\sigma'_i} \right)^{n/2} \quad (\text{پ-۴-۳})$$

در رابطه فوق، عدد n برای خاک‌های ماسه‌ای برابر با 0.5 و برای خاک‌های رسی برابر یک است. همچنین σ'_i تنش مؤثر قائم در مرکز قسمت i ناشی از وزن خاک (در شرایط آزاد، بدون حضور سازه) و $\Delta\sigma'_i$ ، تنش مؤثر قائم در مرکز قسمت i ناشی از اثر وزن ساختمان می‌باشند که از روابط پ-۴-۴ و پ-۴-۵ تعیین می‌شوند.

$$\sigma'_i = \sum \gamma_j h_j - u_i \quad (\text{پ-۴-۴})$$

$$\Delta\sigma'_i = \Delta\sigma = \frac{1}{6} \left(0.52 - 0.04 \frac{L}{B} \right) \frac{P}{A} \quad (\text{پ-۴-۵})$$

در رابطه پ-۴-۴، γ_j ، وزن حجمی کل قسمت j ام خاک و h_j ضخامت آن قسمت است ($j \leq i$) و u_i ، فشار آب حفره‌ای در مرکز قسمت i ام است که می‌توان آن را از حاصل ضرب وزن حجمی آب در ارتفاع ستون آب بر روی مرکز قسمت i در نظر گرفت. ارتفاع ستون آب باید برابر با بالاترین حد محتمل برای آن در طول عمر مفید ساختمان در نظر گرفته شود. در صورت نامعلوم بودن این مقدار، f_g برابر یک منظور گردد. همچنین در رابطه پ-۴-۵، L و B به ترتیب، طول و عرض سازه پی، A ، مساحت سازه پی و P ، نیروی محوری وارد بر پی، ناشی از بارهای ثقیلی است.



پ ۴-۳-۲ اثر کرنش‌های بزرگ خاک

هنگام وقوع زلزله، مدول برشی خاک به دلیل اثر کرنش‌های بزرگ در آن کاهش می‌یابد. ضریب کاهش مدول برشی خاک در اثر زلزله، f_e ، از جدول پ ۴-۱ تعیین می‌شود. در صورتی که مقدار ضریب کاهش، کوچکتر از ۰/۱ باشد، توصیه می‌شود از روش‌های دقیق‌تر برای تحلیل اندرکنش سازه و خاک استفاده شود، یا خاک مورد بهسازی قرار گیرد.

جدول پ ۴-۱: ضریب کاهش مدول برشی خاک در اثر زلزله، f_e

طبقه‌بندی نوع زمین	$S_{DS}/2.5$ (بر حسب g)		
	۰/۱	۰/۴	۰/۸
I	۱	۰/۹۵	۰/۹
II	۰/۹۵	۰/۷۵	۰/۶
III	۰/۹	۰/۵	۰/۱
IV	۰/۶	۰/۰۵	(۲)

(۱) برای مقادیر بینابینی $S_{DS}/2.5$ از درون‌یابی خطی استفاده شود.

(۲) در این حالت، انجام مطالعه ویژه خاک ساختگاه الزامی است.

پ ۴-۳-۳ مدول برشی مؤثر

مدول برشی مؤثر خاک در محاسبات اندرکنش سازه و خاک، G ، از رابطه پ ۴-۶ تعیین می‌شود.

$$G = f_g f_e G_0 \quad (\text{پ ۴-۶})$$

در رابطه فوق، G_0 ، مدول برشی خاک در شرایط آزاد (کرنش کوچک، بدون وجود سازه و زلزله) است که بر مبنای آزمایش‌های ژئوتکنیک یا در صورت در دسترس بودن مقادیر سرعت موج برشی، از رابطه پ ۴-۷ تعیین می‌شود.

$$G_0 = \rho V_{s0}^2 \quad (\text{پ ۴-۷})$$

در رابطه فوق، ρ ، جرم مخصوص خاک در شرایط آزاد و V_{s0} ، متوسط سرعت موج برشی در شرایط آزاد، در محدوده عمق مؤثر خاک است که از رابطه پ ۴-۸ محاسبه می‌گردد.

$$V_{s0} = \frac{t_g}{\sum (t_i / V_{s0i})} \quad (\text{پ ۴-۸})$$



در رابطه پ ۴-۸، t_i ضخامت و V_{s0i} سرعت موج برشی هر یک از لایه‌های خاک در شرایط آزاد است. محاسبه برای لایه‌های طبیعی خاک موجود در محدوده عمق مؤثر خاک انجام می‌گردد. برای تعیین G_0 و V_{s0} می‌توان از سایر روابط معتبر مکانیک خاک نیز استفاده نمود.

سرعت موج برشی در خاک، V_s ، از رابطه پ ۴-۹ تعیین می‌شود.

$$V_s = \sqrt{G/\rho} \quad (\text{پ ۴-۹})$$

پ ۴-۴ سختی پی سطحی

به منظور تعیین سختی پی‌های سطحی در امتداد هر یک از درجات آزادی، ابتدا لازم است وضعیت صلبیت سازه پی نسبت به خاک بستر، مطابق بندهای پ ۴-۴-۱ و پ ۴-۴-۲ تعیین و سپس مشخصات فنرهای معادل در امتداد هر یک از درجات آزادی پی، طبق بند پ ۴-۴-۳ تعیین شود.

پ ۴-۴-۱ کنترل صلبیت سازه پی منفرد یا گسترده

در صورت برقراری رابطه پ ۴-۱۰-۱، سازه پی منفرد یا گسترده نسبت به خاک پی، صلب فرض می‌شود.

$$4k_{sv} \sum_{m=1}^5 \sum_{n=1}^5 \frac{\sin^2 \left[\frac{m\pi}{2} \right] \sin^2 \left[\frac{n\pi}{2} \right]}{\pi^4 D_f \left[\frac{m^2}{L^2} + \frac{n^2}{B^2} \right]^2 + k_{sv}} < 0.03 \quad (\text{پ ۴-۱۰-۱})$$

$$D_f = \frac{E_f t^3}{12(1-\nu_f)^2}, \quad k_{sv} = \frac{1.3G}{B(1-\nu)} \quad (\text{پ ۴-۱۰-۲})$$

در روابط فوق، E_f و ν_f به ترتیب، مدول ارتجاعی و ضریب پواسون مصالح سازه پی (بتن)، t ضخامت سازه پی و ν ضریب پواسون خاک است. B و L ، ابعاد پی منفرد با فرض مستطیلی بودن است. اگر پی گسترده باشد، B و L برای قسمتی از پی در زیر هر ستون به طور مجزا و به صورت ابعاد سطح سهم آن ستون از پی (نصف تا نصف فاصله از هر طرف) محاسبه می‌شوند. در بررسی فوق، اگر تمامی قسمت‌های سازه پی، صلب محسوب شوند آن پی، گسترده صلب و در غیر این صورت انعطاف‌پذیر محسوب می‌گردد. در مورد پی‌های



غیرمستطیلی، برای تعیین ابعاد سطح سهم یک ستون از پی، از مستطیل معادل هم سطح با حفظ تناسب کلی پی استفاده شود.

در محاسبات فوق، برای ستون بتنی، ستون فولادی پر شده با بتن و نیز در صورت وجود ستون پایه (پدستال) یا دیوار، باید بعد ستون یا ستون پایه یا ضخامت دیوار را از بعد پی به موازات آن کم نمود و عدد حاصل را در کنترل صلبیت در نظر گرفت.

پ ۴-۴-۲ کنترل صلبیت سازه پی نواری

صلبیت سازه پی نواری باید در محدوده سهم هر ستون کنترل شود. در صورت برقراری رابطه پ ۴-۱۱، سازه پی نواری نسبت به خاک پی، صلب فرض می‌شود.

$$\frac{E_f I_f}{L_f^4} > \frac{2}{3} k_{sv} B \quad (\text{پ ۴-۱۱})$$

در رابطه فوق، I_f ، لنگر اینرسی مقطع کل (ترک‌نخورده) سازه پی، حول محور عمود بر امتداد مورد بررسی و L_f ، طول پی سهم هر ستون می‌باشند.

مشابه با پی‌های منفرد یا گسترده، برای ستون بتنی، ستون فولادی پر شده با بتن و نیز در صورت وجود ستون پایه یا در مواردی که دیواری عمود بر پی موردنظر وجود داشته باشد، باید بعد ستون یا ستون پایه یا ضخامت دیوار را از طول پی کم نمود و عدد حاصل را در کنترل صلبیت در نظر گرفت.

پ ۴-۴-۳ ضریب سختی فنر در تحلیل‌های خطی

به منظور تعیین ضرایب سختی فنرها در تحلیل‌های خطی باید در حالتی که سازه پی نسبت به خاک، صلب است از روش بندهای پ ۴-۴-۳-۱ یا پ ۴-۴-۳-۲ و اگر انعطاف‌پذیر است از روش بند پ ۴-۴-۳-۳ استفاده شود. روش بند پ ۴-۴-۳-۱ به روش مجزا موسوم بوده و زمانی از آن استفاده می‌شود که سازه پی، همراه با سازه ساختمان در یک نرم‌افزار واحد مدل نمی‌شود. در هنگام استفاده از روش بندهای پ ۴-۴-۳-۲ و پ ۴-۴-۳-۳ موسوم به روش توأم، سازه پی و سازه ساختمان، همراه با هم مدل می‌شوند.

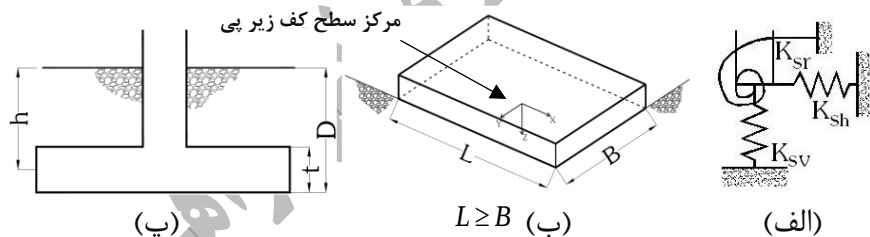
پ ۴-۴-۳-۱ سازه پی نسبت به خاک صلب است (روش مجزا)



در این حالت، سازه پی در مدل سازه ساختمان در نظر گرفته نمی‌شود؛ لیکن در مرکز سطح پای ستون یا دیوار و در راستای هر درجه آزادی، فنرهایی مطابق شکل پ ۴-۲-الف با جایگزینی اندیس مناسب برای هر امتداد، قرار داده می‌شوند. در شکل پ ۴-۲-ب، برای هر پی، محور محلی موازی با طول پی (بعد بلندتر پی، L)، محور x می‌باشد. ضریب سختی فنر در امتداد درجه آزادی j ، با احتساب مدفون شدگی پی در عمق D ، $K_{j,emb}$ ، از رابطه پ ۴-۱۲ تعیین می‌شود.

$$K_{j,emb} = K_{j,sur} \beta_j \quad (\text{پ ۴-۱۲})$$

در رابطه فوق، $j = x, y, z$ برای درجات آزادی انتقالی و $j = xx, yy, zz$ برای درجات آزادی چرخشی در نظر گرفته می‌شود. $K_{j,sur}$ ، ضریب سختی فنر برای پی سطحی و β_j ، ضریب اصلاح سختی برای مدفون شدگی پی است که از روابط پ ۴-۱۳ و پ ۴-۱۴ تعیین می‌شوند. در این روابط، سه معادله اول، مربوط به سختی انتقالی و سه معادله بعدی، مربوط به سختی دورانی است. همچنین باید برای تعیین سختی فنرها در راستای محورهای اصلی سازه، به معیار نام‌گذاری محورهای محلی در شکل پ ۴-۲ توجه شود.



شکل پ ۴-۲: کمیت‌های روابط پ ۴-۱۳ و پ ۴-۱۴

در شکل پ ۴-۲، d برابر با t و در صورت وجود دیوار حائل، حداکثر برابر با D است.

$$K_{x,sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right] \quad (\text{پ ۴-۱۳-۱})$$

$$K_{y,sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right] \quad (\text{پ ۴-۱۳-۲})$$

$$K_{z,sur} = \frac{GB}{1-\nu} \left[1.55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right] \quad (\text{پ ۴-۱۳-۳})$$



$$K_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.4 \frac{L}{B} + 0.1 \right] \quad (\text{پ ۴-۱۳-۴})$$

$$K_{yy,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.47 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right] \quad (\text{پ ۴-۱۳-۵})$$

$$K_{zz,sur} = GB^3 \left[0.53 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right] \quad (\text{پ ۴-۱۳-۶})$$

$$\beta_x = \left[1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right] \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)}{BL^2} \right)^{0.4} \right] \quad (\text{پ ۴-۱۴-۱})$$

$$\beta_y = \left[1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{L}} \right] \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)}{LB^2} \right)^{0.4} \right] \quad (\text{پ ۴-۱۴-۲})$$

$$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left(2 + 2.6 \frac{B}{L} \right) \right] \left[1 + 0.32 \left(\frac{d(B+L)}{BL} \right)^{2/3} \right] \quad (\text{پ ۴-۱۴-۳})$$

$$\beta_{xx} = 1 + 2.5 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right] \quad (\text{پ ۴-۱۴-۴})$$

$$\beta_{yy} = 1 + 1.4 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.6} \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{d}{L} \right)^{1.9} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.6} \right] \quad (\text{پ ۴-۱۴-۵})$$

$$\beta_{zz} = 1 + 2.6 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d}{B} \right)^{0.9} \quad (\text{پ ۴-۱۴-۶})$$

در روابط پ ۴-۱۳ و پ ۴-۱۴:

D: فاصله کف سازه پی تا سطح زمین؛

h: فاصله قائم مرکز سطح وجه جانبی سازه پی در تماس مؤثر با خاک، تا سطح زمین؛

d: ارتفاع مفید وجه جانبی سازه پی (و دیوار حائل متصل به پی، در صورت وجود) در تماس با خاک است. این مقدار بسته به شرایط ممکن است کمتر از ارتفاع کل وجه جانبی سازه پی در نظر گرفته شود.

پ ۴-۳-۴ سازه پی نسبت به خاک صلب است (روش توأم)

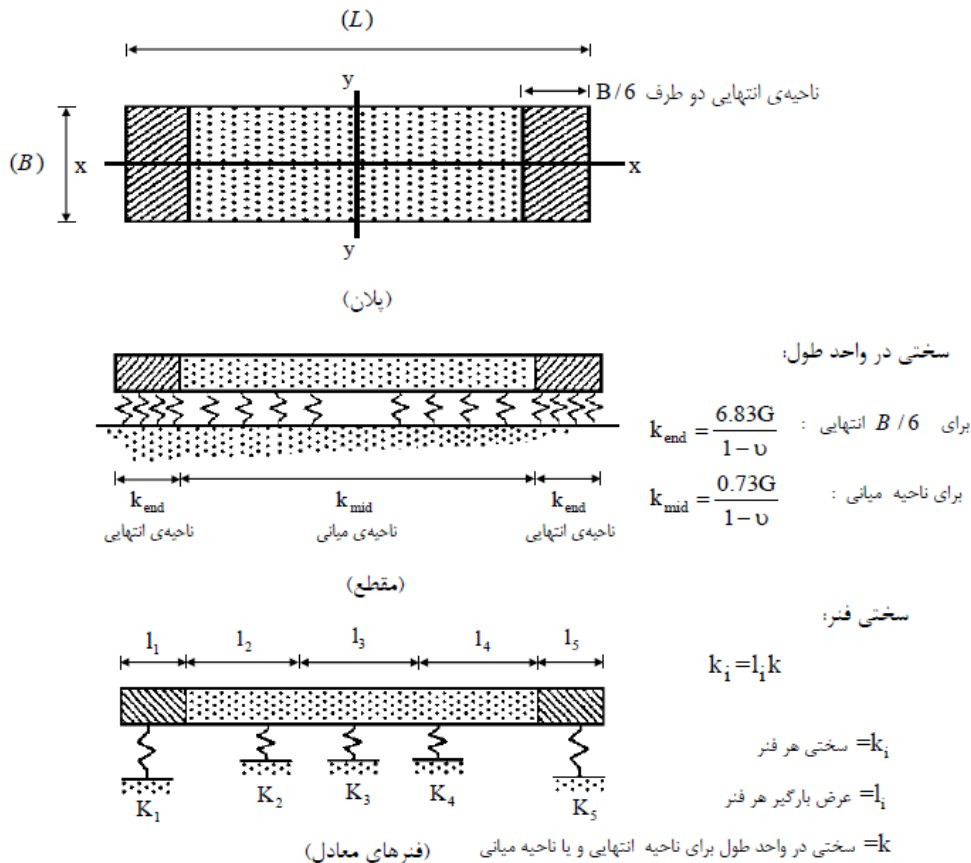
استفاده از این روش مربوط به حالتی است که سازه پی نسبت به خاک، صلب محسوب گشته و به مدل سازه ساختمان اضافه می‌شود و همراه با یکدیگر در قالب یک مدل واحد



تحلیل می‌شوند. در این روش، سازه پی هم باید المان‌بندی شده و در محل هر گره آن، دو فنر افقی متعامد و یک فنر قائم تعریف شود. سختی فنرهای افقی از حاصل ضرب سختی افقی طبق رابطه پ ۴-۱۲، در نسبت سطح سهم آن گره به سطح کل سازه پی تعیین می‌شود. برای تنظیم سختی فنرهای قائم، به گونه‌ای که هم‌زمان هر دو سختی قائم و چرخشی پی مطابق رابطه پ ۴-۱۲ در نظر گرفته شوند، در دو انتهای طولی پی در نواری به عرض یک ششم پهنای پی، سختی فنرهای قائم مطابق شکل پ ۴-۳ افزایش داده شود. در زمین‌های نوع I تا III می‌توان پی را در جهت افقی، مقید فرض نمود و از تعریف فنر در دو راستای افقی صرف‌نظر کرد.

پ ۴-۴-۳-۳ سازه پی نسبت به خاک انعطاف پذیر است

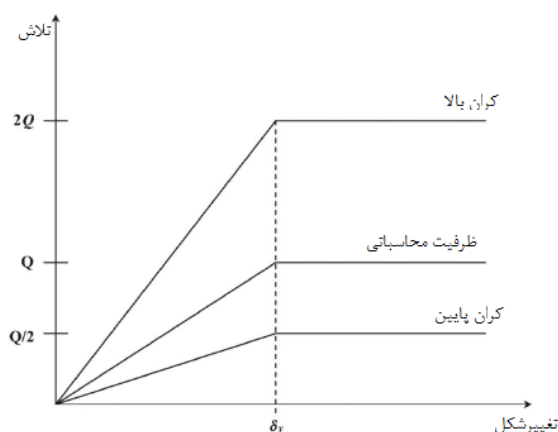
در صورتی که سازه پی نسبت به خاک، انعطاف‌پذیر باشد باید به مدل سازه ساختمان اضافه شده و همراه با آن در قالب یک مدل واحد تحلیل شوند. در این حالت باید سازه پی نیز المان‌بندی شده و در محل هر گره، دو فنر افقی متعامد و یک فنر قائم تعریف شود. سختی فنرهای افقی از حاصل ضرب سختی افقی مطابق رابطه پ ۴-۱۲ در نسبت سطح سهم آن گره به سطح کل سازه پی تعیین می‌شود. سختی فنرهای قائم نیز از حاصل ضرب سطح سهم هر گره در ضریب عکس‌العمل بستر، k_{sv} ، تعیین می‌شود. ضریب عکس‌العمل بستر از گزارش ژئوتکنیک یا رابطه پ ۴-۱۰-۲ قابل تعیین است. در این حالت، نواحی میانی و انتهایی مانند روش قبل وجود نخواهند داشت. در زمین‌های نوع I تا III، می‌توان پی را در جهت افقی، مقید فرض نمود و از تعریف فنر در دو راستای افقی صرف‌نظر کرد.



شکل پ ۴-۳: توزیع فنرهای قائم در حالتی که سازه پی نسبت به خاک، صلب است (روش بند پ ۴-۴-۳-۲)

پ ۴-۴-۴ ضریب سختی فنر در تحلیل‌های غیر خطی

در تحلیل‌های غیر خطی لازم است از منحنی‌های رفتاری غیر خطی فنرهای معرف خاک بر اساس اصول ژئوتکنیک لرزه‌ای استفاده گردد. در این تحلیل‌ها می‌توان رفتار فنرها را به صورت دوخطی با شیب شاخه دوم برابر صفر فرض نمود. در تحلیل دینامیکی غیر خطی باید رفتار دوخطی مذکور در سه حالت مختلف در نظر گرفته شود؛ بدین صورت که تنش فشاری خاک در انتهای شاخه اول، یک‌بار برابر با ظرفیت باربری خاک، یک‌بار برابر با نصف ظرفیت باربری خاک و یک‌بار هم دو برابر ظرفیت باربری خاک منظور گردد (شکل پ ۴-۴).



شکل پ ۴-۴: رفتار دوخطی معادل با رفتار غیر خطی فنرهای پی

پ ۴-۵ سختی پی عمیق

برای تعیین سختی پی عمیق نیز مشابه با پی سطحی، در صورتی که سازه گروه شمع نسبت به خاک پی، صلب محسوب گردد می‌توان در محل هر سرشمع، سازه را متکی بر سه فنر انتقالی و سه فنر چرخشی در نظر گرفت. در مواردی که سازه گروه شمع نسبت به خاک پی، انعطاف‌پذیر محسوب گردد می‌توان به دو روش عمل نمود. یک روش آن است که مجموعه سازه پی و سطح اتکای آن بر خاک با استفاده از مدل فنر وینکلر مدل‌سازی شود. روش دیگر، استفاده از روش مستقیم (مدل‌سازی توأم سازه و تکیه‌گاه، شامل سازه و خاک پی) است. برای تفصیل بیشتر به فصل ۶ و پیوست ۹ این آیین نامه مراجعه شود.



پ ۴-۶ زمان تناوب مؤثر

زمان تناوب مؤثر در راستای افقی موردنظر، $\bar{T}$ ، همان زمان تناوب اصلی سازه با تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر است (سازه متکی بر فنرهای تعریف شده در بندهای پ ۴-۴ یا پ ۴-۵ در روش زیرسازه، یا سیستم متشکل از سازه و پی در روش مستقیم) که از تحلیل نرم‌افزاری مدل‌های مربوطه تعیین می‌شود. با توجه به انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه، همواره $\bar{T}$ از زمان تناوب اصلی تحلیلی سازه با تکیه‌گاه صلب، T ، بزرگتر خواهد بود. این پیوست، محدودیتی درخصوص مقدار تعیین شده برای T و نیز نسبت $\bar{T}$ به T مقرر نمی‌دارد. در تحلیل استاتیکی غیر خطی، زمان تناوب مؤثر با استفاده از مدل‌های سازه‌ای متکی بر فنر و با توجه به ضوابط پیوست ۲ این آئین نامه تعیین می‌شود.

پ ۴-۷ نسبت میرایی مؤثر

نسبت میرایی مؤثر برای کاهش مقادیر طیف طرح به دلیل میرایی اضافی پی، مورد استفاده قرار می‌گیرد. در روش‌های تاریخچه‌زمانی، استفاده از نسبت میرایی مؤثر مجاز نبوده و باید مطابق بند پ ۴-۸ در محل هر پی، میراگرهایی مدل شوند. همچنین استفاده از روابط این پیوست برای پی‌هایی که شامل اجزای جداگانه و غیرمتصل به هم با فاصله کمتر از بعد افقی سیستم مقاوم لرزه‌ای در جهت مورد بررسی یا پی عمیق باشند، مجاز نمی‌باشد. نسبت میرایی مؤثر، $\bar{\xi}$ ، از رابطه پ ۴-۱۵ محاسبه می‌شود و باید برای هریک از دو امتداد اصلی افقی ساختمان بصورت جداگانه تعیین گردد. تبصره: در تحلیل دینامیکی طیفی باید از میانگین نسبت‌های میرایی مؤثر در دو امتداد اصلی افقی ساختمان استفاده نمود.

$$\bar{\xi}_i = \xi_f + \frac{\xi}{1 + \frac{\Omega_0}{R} \left[\left(\frac{\bar{T}}{T} \right)^2 - 1 \right]}, \quad 0.05 \leq \bar{\xi}_i \leq 0.2 \quad (\text{پ ۴-۱۵})$$

در رابطه فوق:

Ω_0 : ضریب اضافه مقاومت سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان در امتداد موردنظر؛

R : ضریب رفتار سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان در امتداد موردنظر؛

ξ : نسبت میرایی سازه که برابر ۰/۰۵ در نظر گرفته می‌شود؛



ξ_f : نسبت میرایی پی که از رابطه پ ۴-۱۶ محاسبه می شود.

$$\xi_f = \left[1 - \left(T / \bar{T} \right)^2 \right] \xi_s + R_L \xi_r \quad (\text{پ ۴-۱۶})$$

در رابطه فوق:

R_L : ضریب کاهش میرایی هندسی به دلیل لایه‌بندی زمین است. در مواردی که خاک زیر پی، متشکل از یک لایه نرم با ضخامت تقریباً ثابت و متکی بر خاک سخت یا سنگ سالم (سنگ خرد نشده و غیر هوازده) با ضخامت بسیار زیاد باشد و رابطه $4h_s / V_s \bar{T} < 1$ نیز برقرار باشد، R_L برابر با $(4h_s / V_s \bar{T})^4$ و در غیر این صورت برابر با یک در نظر گرفته شود. در این رابطه، h_s ضخامت لایه خاک نرم و V_s میانگین سرعت موج برشی در لایه خاک نرم در کرنش‌های بزرگ است که از رابطه پ ۴-۹ و با فرض f_g برابر با یک محاسبه می‌شود.

ξ_s : نسبت میرایی مصالح (یا میرایی هیسترتیک) خاک است که از جدول پ ۴-۲ تعیین می‌شود.

جدول پ ۴-۲: نسبت میرایی مصالح (یا میرایی هیسترتیک) خاک، ξ_s

طبقه‌بندی نوع زمین (۳)	$S_{DS}/2.5$ (برحسب g)		
	۰/۱ و کمتر	۰/۴	۰/۸ و بیشتر
II	۰/۰۱	۰/۰۳	۰/۰۵
III	۰/۰۲	۰/۰۷	۰/۱۵
IV	۰/۰۵	۰/۲	(۲)

(۱) برای مقادیر بینابینی $S_{DS}/2.5$ از درون‌یابی خطی استفاده شود.

(۲) در این حالت، انجام مطالعه ویژه خاک ساختگاه الزامی است.

(۳) در زمین‌های نوع I، نسبت میرایی مصالح، صفر در نظر گرفته می‌شود.

ξ_r : نسبت میرایی هندسی (تشعشی) پی است که از رابطه پ ۴-۱۷ تعیین می‌شود. از اثر نسبت میرایی هندسی می‌توان در تمامی روش‌های تحلیل، غیر از روش تحلیل دینامیکی غیر خطی صرف‌نظر نمود.

$$\xi_r = \left(T_h / \bar{T} \right)^2 \xi_h + \left(T_\theta / \bar{T} \right)^2 \xi_\theta \quad (\text{پ ۴-۱۷})$$



در رابطه پ ۴-۱۷، T_h و ξ_h به ترتیب زمان تناوب و نسبت میرایی ارتعاش جانبی یکپارچه سازه و پی، و T_θ و ξ_θ به ترتیب، زمان تناوب و نسبت میرایی مربوط به ارتعاش گهواره‌ای هستند.

مقدار T_h از رابطه پ ۴-۱۸ محاسبه می‌گردد.

$$T_h = 2\pi \sqrt{a_1 W / (K_h g)} \quad (\text{پ ۴-۱۸})$$

در رابطه پ ۴-۱۸، a_1 ضریب مشارکت جرمی مد اول ارتعاش در راستای موردنظر با فرض تکیه‌گاه صلب بوده و W وزن موثر لرزه‌ای ساختمان مطابق ضوابط فصل ۳ است. در روش استاتیکی معادل می‌توان a_1 را برابر با یک در نظر گرفت. K_h سختی جانبی کل پی ساختمان است که از رابطه پ ۴-۱۲ محاسبه می‌شود. به منظور محاسبه K_h از رابطه پ ۴-۱۲، باید L_e و B_e را جایگزین L و B در رابطه مذکور نمود. کمیت‌های L_e و B_e عرض و طول معادل کل پی ساختمان هستند. در حالت خاصی که سازه، متکی بر یک پی گسترده مستطیلی باشد، L_e و B_e برابر با طول و عرض همان پی در نظر گرفته شوند. در سایر حالات، در صورتی که پی سازه، غیرمستطیلی یا غیرگسترده، ولی متشکل از یک شبکه به هم پیوسته باشد (مانند پی‌های منفرد متصل با شناژ یا پی‌های نواری)، L_e و B_e برابر عرض و طول یک پی مستطیلی معادل با پی سازه فرض شود که مساحت این پی معادل باید برابر با مساحت کل پی سازه (پس از کسر مساحت تمامی فضاهای خالی) و نسبت طول و عرض آن هماهنگ با تناسبات کلی پی سازه باشد. همچنین در رابطه پ ۴-۱۲، $K_h = K_{j,emb}$ است که اندیس h بیانگر امتداد نیروهای زلزله موردنظر و j بیانگر آن محور محلی از پی معادل به ابعاد L_e و B_e است که موازی امتداد نیروهای زلزله موردنظر می‌باشد (شکل پ ۴-۲).

مقدار T_θ از رابطه پ ۴-۱۹ محاسبه می‌گردد.

$$T_\theta = 2\pi \sqrt{a_1 W h^2 / (a_\theta K_\theta g)} \quad (\text{پ ۴-۱۹})$$

در رابطه پ ۴-۱۹، h ارتفاع مرکز جرم سازه از تراز پایه است که اگر به‌طور دقیق قابل تعیین نباشد می‌توان آن را برای سازه‌های یک طبقه، برابر با ارتفاع سازه و در دیگر حالات، برابر با دو سوم ارتفاع کل سازه از تراز پایه در نظر گرفت. همچنین K_θ از رابطه پ ۴-۱۲ و با فرض $K_\theta = K_{j,emb}$ و جایگزینی B_e و L_e به جای B و L تعیین می‌شود. θ و j بستگی به امتداد نیروهای زلزله داشته و معادل xx یا yy هستند که x یا y ، محور محلی پی معادل



عمود بر امتداد نیروهای زلزله است. a_θ نیز بسته به مورد از روابط پ ۴-۲۰ محاسبه می‌شود.

$$a_{xx} = 1 - \frac{0.55 + 0.01\sqrt{(L_e/B_e) - 1}}{2.4 - \frac{0.4}{(L_e/B_e)^3} + a_0^2} \cdot a_0^2 \quad (\text{پ ۴-۲۰-۱})$$

$$a_{yy} = 1 - \frac{0.55a_0^2}{0.6 + \frac{1.4}{(L_e/B_e)^3} + a_0^2} \quad (\text{پ ۴-۲۰-۲})$$

در روابط فوق، مقدار a_0 از رابطه پ ۴-۲۱ تعیین می‌شود.

$$a_0 = \frac{\pi B_e}{T V_s} \quad (\text{پ ۴-۲۱})$$

ξ_h و ξ_θ با توجه به توضیحات ذیل روابط پ ۴-۱۸ و پ ۴-۱۹ در مورد اندیس‌ها، از روابط پ ۴-۲۲ و پ ۴-۲۳ محاسبه می‌شوند.

$$\xi_x = \left[\frac{L_e}{B_e} + \left(\frac{2D}{B_e} \right) \left(\psi + \frac{L_e}{B_e} \right) \right] \left(\frac{GB_e}{K_{x,emb}} \right) \cdot a_0 \quad (\text{پ ۴-۲۲-۱})$$

$$\xi_y = \left[\frac{L_e}{B_e} + \left(\frac{2D}{B_e} \right) \left(1 + \psi \frac{L_e}{B_e} \right) \right] \left(\frac{GB_e}{K_{y,emb}} \right) \cdot a_0 \quad (\text{پ ۴-۲۲-۲})$$

$$\xi_{xx} = \frac{\psi (L_e/B_e)}{2.2 - \frac{0.4}{(L_e/B_e)^3} + a_0^2} \left(\frac{GB_e^3}{K_{xx,sur}} \right) \frac{a_0^3}{12a_{xx}} \quad (\text{پ ۴-۲۳-۱})$$

$$\xi_{yy} = \frac{\psi (L_e/B_e)^3}{1.8 + \frac{1.75(L_e/B_e - 1)}{1 + 1.75(L_e/B_e - 1)} + a_0^2} \left(\frac{GB_e^3}{K_{yy,sur}} \right) \frac{a_0^3}{12a_{yy}} \quad (\text{پ ۴-۲۳-۲})$$

در روابط فوق، K های با اندیس‌های مختلف، ذیل روابط پ ۴-۱۸ و پ ۴-۱۹ معرفی شده‌اند و ψ از رابطه پ ۴-۲۴ تعیین می‌شود.

$$\psi = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)} \leq 2.5 \quad (\text{پ ۴-۲۴})$$



پ ۴-۸ ضرایب میرایی میراگرها در محل پی

به منظور مدل سازی اثر میرایی پی در روش های تاریخچه زمانی لازم است میراگرها در محل هر پی معرفی شوند. در این آیین نامه، استفاده از میراگرهای نظیر درجات آزادی انتقالی، کافی تلقی گشته و نیازی به تعریف میراگرهای دورانی نیست؛ لیکن در صورتی که قصد تعریف میراگرهای دورانی وجود دارد می توان برای تعیین روابط آنها به مراجع معتبر مراجعه نمود. ماتریس میرایی سازه در این روش ها باید با استفاده از نسبت میرایی سازه، برابر با ۵ درصد و نیز فرکانس دو مد اصلی ارتعاشی سازه با تکیه گاه انعطاف پذیر ساخته شود؛ چراکه میرایی پی از طریق مدل سازی میراگرها لحاظ می شود.

ضریب میرایی C_j ، مربوط به میراگر متمرکز در مرکز سطح هر پی در درجه آزادی j معرف محوره های محلی x ، y و z ، در شکل پ ۴-۲، از رابطه پ ۴-۲۵ تعیین می شود:

$$C_j = \frac{K_{j,emb} \xi_f T_j}{\pi} \quad (\text{پ ۴-۲۵})$$

در رابطه فوق:

$K_{j,emb}$: سختی فنر متناظر با درجه آزادی j مطابق رابطه پ ۴-۱۲ و بر مبنای ابعاد پی مورد نظر؛

T_j : زمان تناوب ارتعاش یکپارچه سازه و پی در راستای j حاصل از رابطه پ ۴-۱۸ و با جایگزین نمودن j به جای h ؛

ξ_f : نسبت میرایی پی، حاصل از رابطه پ ۴-۱۶ و با جایگزین نمودن ξ_h به جای ξ_r ، که مقدار ξ_h از روابط پ ۴-۲۶ تعیین می شود.

$$\xi_x = \left[\frac{L}{B} + \left(\frac{2D}{B} \right) \left(\psi + \frac{L}{B} \right) \right] \left(\frac{GB}{K_{x,emb}} \right) a_0 \quad (\text{پ ۴-۲۶-۱})$$

$$\xi_y = \left[\frac{L}{B} + \left(\frac{2D}{B} \right) \left(1 + \psi \frac{L}{B} \right) \right] \left(\frac{GB}{K_{y,emb}} \right) a_0 \quad (\text{پ ۴-۲۶-۲})$$

$$\xi_z = \left[\psi \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{2D}{B} \right) \left(1 + \frac{L}{B} \right) \right] \left(\frac{GB}{K_{z,emb}} \right) \left(\frac{a_0}{a_z} \right) \quad (\text{پ ۴-۲۶-۳})$$

در روابط فوق، a_0 از رابطه پ ۴-۲۱ و با جایگزین نمودن B به جای B_e تعیین می شود. همچنین ψ از رابطه پ ۴-۲۴ و a_z از رابطه پ ۴-۲۷ تعیین می شوند.



$$a_z = 1.0 - \frac{(0.4 + \frac{0.2}{L/B})a_0^2}{\frac{10}{1 + 3(L/B - 1)} + a_0^2} \quad (\text{پ} ۴-۲۷)$$

پ ۴-۹ اصلاح طیف طرح

در اثر اندرکنش سازه و خاک، مقادیر طیف طرح می‌تواند به دلیل میرایی اضافی ناشی از پی (اثر میرایی پی)، همسازی تغییر شکل‌های سازه پی و خاک (اثر همسازی) و نیز مدفون بودن سازه پی در خاک (اثر پی مدفون) دچار کاهش شود. اثرات همسازی و پی مدفون، در زمره اثرات سینماتیک اندرکنش قرار می‌گیرند. در این آیین‌نامه، اعمال اثرات سینماتیک با هدف کاهش طیف طرح فقط در روش تحلیل دینامیکی غیر خطی مجاز است. نظر به آنکه در روش‌های تاریخچه زمانی (خطی و غیر خطی)، اثر میرایی پی با مدل‌سازی میراگرها در تکیه‌گاه سازه منظور می‌گردد، استفاده از اثر میرایی پی برای کاهش طیف طرح در این روش‌ها مجاز نیست.

بر این اساس، اصلاح طیف طرح در روش‌های تحلیل استاتیکی معادل، طیفی و استاتیکی غیر خطی از رابطه پ ۴-۲۸-۱ و در روش دینامیکی غیر خطی، مطابق رابطه پ ۴-۲۸-۲ انجام می‌شود. اصلاح طیف طرح در روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی خطی مجاز نیست؛ زیرا در این روش، اثر میرایی بر کاهش پاسخ‌ها از طریق مدل‌سازی میراگرها منظور گشته، همچنین استفاده از اثر سینماتیک هم در روش مزبور مجاز نیست.

$$S_{ar} = S_a R_D \quad (\text{پ} ۴-۲۸-۱)$$

$$S_{ar} = S_a R_C R_E \geq 0.7 S_a \quad (\text{پ} ۴-۲۸-۲)$$

در روابط فوق:

S_a : طیف طرح بدون اثرات اندرکنش؛

S_{ar} : طیف طرح کاهش یافته به دلیل اثرات اندرکنش؛

R_D ، R_C و R_E : به ترتیب، ضرایب کاهش طیف در اثر همسازی، میرایی پی، و مدفون بودن پی.

ضریب کاهش طیف در اثر همسازی، R_C ، از رابطه پ ۴-۲۹ تعیین می‌شود.



$$R_c = 0.25 + \frac{0.75\sqrt{1 - B_0 \exp(-2b_0^2)}}{b_0} \quad (\text{پ} ۴-۲۹)$$

در رابطه پ ۴-۲۹، مقدار b_0 از رابطه پ ۴-۳۰ محاسبه می‌شود.

$$b_0 = \frac{0.0023\sqrt{A_b}}{T} \leq \frac{0.184}{T} \quad (\text{پ} ۴-۳۰)$$

در رابطه پ ۴-۳۰، A_b ، مساحت سطح کلی دربردارنده سیستم پی ساختمان (حفره‌های موجود در پلان پی کسر نمی‌شوند) و T ، زمان تناوب موردنظر است. لازم است R_c به‌ازای زمان تناوب‌های مختلف محاسبه شود و شکل کاهش یافته طیف در محدوده پریودی موردنظر تعیین گردد. مقدار R_c باید به‌ازای زمان تناوب‌های کوچکتر از ۰/۲ ثانیه، به‌طور ثابت با فرض T برابر با ۰/۲ ثانیه محاسبه گردد.

همچنین B_0 در رابطه پ ۴-۲۹، از روابط پ ۴-۳۱ تعیین می‌شود.

$$B_0 = 1 + b_0^2 + b_0^4 + \frac{b_0^6}{2} + \frac{b_0^8}{4} + \frac{b_0^{10}}{12} \quad ; b_0 \leq 1 \quad (\text{پ} ۴-۳۱-۱)$$

$$B_0 = \frac{\left(1 - \frac{1}{16b_0^2}\right) \exp(2b_0^2)}{b_0\sqrt{\pi}} \quad ; b_0 > 1 \quad (\text{پ} ۴-۳۱-۲)$$

ضریب کاهش طیف در اثر میرایی پی، R_D ، از روابط پ ۴-۳۲ تعیین می‌شود.

$$R_D = 1 + (T/T_0) \left[0.4 - 0.25 \ln(100\bar{\xi}) \right] \quad ; T < T_0 \quad (\text{پ} ۴-۳۲-۱)$$

$$R_D = 1.4 - 0.25 \ln(100\bar{\xi}) \quad ; T \geq T_0 \quad (\text{پ} ۴-۳۲-۲)$$

در روابط فوق، $\bar{\xi}$ نسبت میرایی مؤثر است که از رابطه پ ۴-۱۵ محاسبه می‌شود.

ضریب کاهش طیف در اثر مدفون بودن پی، R_E ، از رابطه پ ۴-۳۳ تعیین می‌شود.

$$R_E = 0.25 + 0.75 \cos(2\pi e / TV_s) \quad (\text{پ} ۴-۳۳)$$

در رابطه فوق، e عمق کف پی نسبت به سطح زمین است که نباید بیش از ۶ متر منظور گردد. در مورد پی‌های پله‌ای، e را می‌توان از میانگین‌گیری اعماق مختلف پی به نسبت سطح واقع در هر عمق تعیین نمود. در زمین‌های شیب‌دار باید کمترین عمق پی در نظر گرفته شود. همچنین، V_s ، متوسط سرعت موج برشی مؤثر در محدوده عمق مدفون است که از روابط پ ۴-۶ و پ ۴-۹ و با فرض f_g برابر با یک تعیین می‌شود که البته نباید کوچکتر



از ۲۰۰ متر بر ثانیه در نظر گرفته شود. همچنین، T ، زمان تناوب در محدوده مقادیر موردنظر است که به ازای آنها مقادیر R_E محاسبه شده و شکل کاهش‌یافته طیف ناشی از این اثر تعیین می‌گردد. مقدار R_E باید به ازای زمان تناوب‌های کوچکتر از ۰/۲ ثانیه، به طور ثابت با فرض T برابر با ۰/۲ ثانیه محاسبه گردد.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

پیوست (۵)

اثر میانقاب در تحلیل و طراحی سازه‌های ساختمانی

پ ۵-۱ کلیات

میانقاب به دیواری اطلاق می‌شود که به طور کامل، یک دهانه سازه را پوشانده و توسط تیرها و ستون‌ها یا دیوارهای برشی احاطه شده باشد. قاب میان‌پر شامل میانقاب و قاب پیرامونی آن می‌باشد.

در اکثر موارد میانقابها از نوع مصالح بنایی هستند، ولی استفاده از برخی مصالح دیگر نیز در میانقابها با رعایت ضوابط ممکن است. اثر میانقابها در تحلیل و طراحی سازه‌های ساختمانی را باید با رعایت ضوابط این پیوست در نظر گرفت. در صورت رعایت این ضوابط، در نقشه‌های سازه این ساختمان‌ها میانقابها باید به‌عنوان اجزای سازه‌ای معرفی شوند و در مدارک نگهداری ساختمان، قید گردد که جابجایی یا تخریب آنها بدون انجام تحلیل و ارزیابی‌های مجدد، مجاز نیست.

پ ۵-۲ شرایط ساختمان برای استفاده از میانقاب

استفاده از میانقاب به‌عنوان جزء سازه‌ای، فقط در ساختمان‌هایی که دارای کلیه شرایط زیر باشند مجاز است:

الف- ساختمان در گروه ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد یا گروه طراحی لرزه‌ای ۳ نباشد؛

ب- ساختمان، دارای یکی از سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای مندرج در بندهای الف، ب، پ یا ت جدول ۳-۱ این آیین‌نامه باشد؛

پ- سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان، به تنهایی و بدون در نظر گرفتن مقاومت میانقابها قادر به تحمل کل بارهای ثقیلی در ترکیب با ۵۰ درصد نیروهای جانبی زلزله که بر اساس پارامترهای لرزه‌ای همان سیستم مقاوم لرزه‌ای محاسبه شده است، باشد. همچنین



تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در این حالت، از مقادیر مجاز ارائه شده در بند ۳-۱۲ بیشتر نباشد؛

ت- اثر مقاومت میانقاب‌ها در وقوع نامنظمی در سازه، مطابق ضوابط بند ۳-۳ بررسی و در محاسبه سازه در نظر گرفته شود. همچنین در نظر گرفتن مقاومت میانقاب‌ها نباید موجب وقوع نامنظمی سختی جانبی از نوع "طبقه خیلی نرم" یا نامنظمی مقاومت جانبی از نوع "طبقه خیلی ضعیف" شود؛

ث- تعداد طبقات ساختمان بر روی تراز پایه از چهار طبقه و ارتفاع آن از تراز پایه از ۱۵ متر بیشتر نباشد. همچنین تعداد طبقات و ارتفاع ساختمان بر روی تراز پایه از حداکثر مقادیر مجاز سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان، مطابق جدول ۳-۱ بیشتر نباشد؛
ج- دیافراگم تمامی طبقات ساختمان، صلب باشد.

پ ۳-۵ شرایط میانقاب

میانقاب‌های مشمول این پیوست از نوع مصالح بنایی شامل دیوارهای آجری توپر و سوراخ‌دار یا ساخته شده از بلوک سیمانی یا سایر مصالح بنایی با حداقل مقاومت فشاری مشخصه مصالح میانقاب (f'_m) برابر با ۲/۵ مگاپاسکال بوده و شامل دیوارهای ساخته شده از آجر مجوف، بلوک سفالی مجوف، سنگ و شیشه نمی‌شود. همچنین میانقاب باید دارای کلیه شرایط زیر باشد:

- الف- ارتفاع آن از ۴ متر و طول آن از ۶ متر بیشتر نباشد؛
 - ب- نسبت ارتفاع دیوار به ضخامت آن کمتر از ۲۰ باشد؛
 - ج- نسبت طول به ارتفاع دیوار، برابر یا بیشتر از یک باشد.
- تبصره: دیوار موجود در دهانه مهاربندی شده را نمی‌توان به عنوان میانقاب در نظر گرفت.

پ ۴-۵ تحلیل سازه دارای میانقاب

در تحلیل خطی سازه دارای میانقاب، هر میانقاب به صورت یک عضو قطری فشاری، مطابق با ضوابط بند پ ۵-۵ مدل می‌شود. با توجه به طبیعت زلزله، نیروی جانبی زلزله باید یک‌بار در جهت رفت و یک‌بار در جهت برگشت به سازه اعمال گردد و هر بار، عضو معادل میانقاب



در قطری که به صورت فشاری عمل می‌کند مدل‌سازی و سازه تحلیل شود. مقاومت قاب و میانقاب باید با استفاده از نتایج تحلیل و بر اساس ضوابط بند پ ۵-۶ کنترل شود. تبصره: در سازه دارای میانقاب، ستون‌های پیرامون میانقاب حتی در قاب‌های دارای اتصال مفصلی تیر به ستون، عضو مقاوم لرزه‌ای ساختمان محسوب می‌شوند و باید در محاسبات ساختمان، ضوابط بند ۳-۶-۲ در خصوص اعمال هم‌زمان نیروهای زلزله دو امتداد متعامد برای ستون‌های مذکور رعایت شود.

پ ۵-۴-۱ پارامترهای لرزه‌ای

پارامترهای لرزه‌ای سازه دارای میانقاب، شامل R_u ، C_d و Ω_0 ، به ترتیب برابر $۳/۵$ ، $۲/۵$ و $۲/۵$ در نظر گرفته شود؛ لیکن در صورتی که ضریب رفتار سیستم مقاوم لرزه‌ای ساختمان از $۳/۵$ کوچکتر باشد، پارامترهای لرزه‌ای سیستم مقاوم لرزه‌ای، مبنای تحلیل قرار گیرد.

پ ۵-۴-۲ کنترل تغییر مکان جانبی

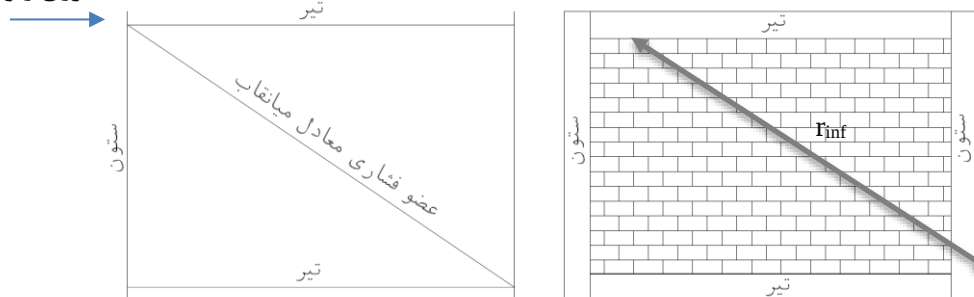
در طراحی سازه دارای میانقاب، تغییر مکان جانبی نسبی مجاز طبقات، Δ_a ، باید برابر با نصف مقادیر جدول ۳-۵ در نظر گرفته شود.

پ ۵-۵ سختی درون صفحه میانقاب مصالح بنایی

به منظور مدل‌سازی اثر میانقاب مصالح بنایی در عملکرد درون صفحه، می‌توان از مدل عضو قطری فشاری معادل استفاده نمود. مطابق شکل پ ۵-۱، این عضو قطری معادل باید به گونه‌ای مدل شود که تنها در فشار عمل نماید.



نیروی زلزله



(ب) مدل قاب دارای میانقاب

(الف) دیوار با عملکرد میانقابی

شکل پ ۵-۱: عضو معادل میانقاب

سختی ارتجاعی درون صفحه یک دهانه از میانقاب مصالح بنایی غیرمسلح را می توان با به کارگیری عضو قطری فشاری معادل به عرض a مدل سازی نمود. ضخامت و ضریب ارتجاعی این عضو به ترتیب با ضخامت میانقاب (t_{inf}) و ضریب ارتجاعی میانقاب (E_m) یکسان می باشد. عرض a (برحسب میلی متر) از رابطه پ ۵-۱ تعیین می شود.

$$a = 0.175 (\lambda_1 \times h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad (\text{پ ۵-۱})$$

در رابطه فوق:

h_{col} : ارتفاع ستون (فاصله مرکز تا مرکز تیر)، برحسب میلی متر؛

t_{inf} : طول قطری دهانه میانقاب، برحسب میلی متر (شکل پ ۵-۱)؛

λ_1 : ضریبی که برای محاسبه عرض معادل عضو فشاری میانقاب به کار می رود و مقدار آن از رابطه پ ۵-۲ محاسبه می شود.

$$\lambda_1 = \left[\frac{E_m \times t_{inf} \times \sin 2\theta}{4 \times E_f \times I_{col} \times h_{inf}} \right]^{0.25} \quad (\text{پ ۵-۲})$$

در رابطه فوق:

E_m : ضریب ارتجاعی مصالح میانقاب، برحسب مگاپاسکال. این کمیت برای دیوار آجری با ملات دارای مقاومت فشاری مشخصه از ۲/۷ تا ۸ مگاپاسکال، معادل ۴۰۰ برابر مقدار مقاومت فشاری مشخصه مصالح میانقاب (f'_m) و برای ملات با مقاومت مشخصه برابر یا بزرگتر از ۱۲ مگاپاسکال، ۵۵۰ برابر مقدار مقاومت فشاری مشخصه آن در نظر گرفته شود. برای ملات های با مقاومت مشخصه از ۸ تا ۱۲ مگاپاسکال، به صورت متناسب از درون یابی



خطی استفاده شود. برای سایر مصالح نیز باید به آیین نامه‌های معتبر مراجعه شود. f'_m ، مقاومت فشاری مشخصه مصالح میانقاب برحسب مگاپاسکال است که مطابق ضوابط مبحث ۸ مقررات ملی ساختمان تعیین می‌شود؛

t_{inf} : ضخامت آن قسمت از دیوار که در تماس مستقیم و کامل با اعضای قاب باشد، برحسب میلی‌متر؛

θ : زاویه‌ای که تانژانت آن برابر با نسبت ارتفاع به طول میانقاب است، برحسب درجه؛

E_f : ضریب ارتجاعی مصالح قاب، برحسب مگاپاسکال؛

I_{col} : لنگر اینرسی ستون، برحسب mm^4 ؛ در صورتی که ستون‌های پیرامونی یک میانقاب، متفاوت باشند می‌توان از متوسط لنگر اینرسی آن‌ها برای این کمیت استفاده نمود؛

h_{inf} : ارتفاع میانقاب برحسب میلی‌متر.

تبصره: در خصوص میانقاب‌هایی که اثر آن‌ها در محاسبات سختی و مقاومت در نظر گرفته می‌شود باید تمهیدات لازم در هر یک از کنج‌ها (در محدوده‌ای به عرض حداقل ۱/۵ برابر عرض معادل محاسبه شده از طریق رابطه پ ۵-۱ برای تماس مستقیم کل ضخامت دیوار با اعضای سازه‌ای پیرامونی فراهم شده باشد؛ در غیر این صورت در محاسبه سختی و مقاومت میانقاب، موضوع بندهای پ ۵-۵ و پ ۵-۶-۱، تنها قسمتی از ضخامت دیوار که در تماس مستقیم با اعضای قاب است منظور می‌گردد؛ لیکن در کنترل اعضای مجاور میانقاب، موضوع بندهای پ ۵-۶-۲ تا پ ۵-۶-۴ باید بیشترین ضخامت دیوار در نظر گرفته شود. برای دیوارهایی که ضخامت آن‌ها در بخش‌های مختلف، متفاوت است (مانند دیوارهایی که بخش تحتانی آن‌ها سنگ‌کاری شده است)، به منظور محاسبه مقاومت میانقاب، کمترین ضخامت و برای کنترل اعضای قاب پیرامونی، میانگین ضخامت دیوار، مبنای کار قرار گیرد.

پ ۵-۶ کنترل مقاومت درون صفحه میانقاب و قاب پیرامونی آن

میانقاب، اعضا و اتصالات قاب محیطی یک میانقاب باید برای اثرات اندرکنش قاب و میانقاب کفایت داشته باشند. برای کنترل اعضای قاب و اتصالات لازم است اثر هم‌زمان میانقاب‌های موجود در ساختمان در نظر گرفته شود. در صورتی که برای قاب دارای دیوار، هر یک از شرایط ذیل این بند تأمین نگردد، آن دیوار را نمی‌توان به عنوان میانقاب در نظر



گرفت. در این حالت لازم است دیوار، به صورت جداسازی شده، مطابق ضوابط پیوست ۶ اجرا شود.

پ ۵-۶-۱ کنترل مقاومت میانقاب

در طراحی سازه به روش ضرایب بار و مقاومت، نیروی عضو قطری فشاری میانقاب که از ترکیب بارهای شامل نیروهای زلزله محاسبه می شود نباید از ظرفیت آن که برابر $0.5F_u$ در نظر گرفته شده بیشتر گردد. مقدار F_u از رابطه پ ۵-۳ تعیین می شود.

$$F_u = a t_{inf} f'_{me} \quad (\text{پ ۵-۳})$$

در رابطه فوق، f'_{me} ، مقاومت فشاری مورد انتظار مصالح میانقاب، بر حسب مگاپاسکال است که مقدار آن را می توان بر اساس مراجع رسمی یا $1/3$ برابر مقاومت فشاری مشخصه واحد بنایی (f'_m) که در مبحث ۸ مقررات ملی ساختمان ارائه شده است در نظر گرفت. مقدار a ، از رابطه پ ۵-۱ تعیین می شود و t_{inf} ، ذیل رابطه پ ۵-۲ تعریف شده است.

پ ۵-۶-۲ کنترل مقاومت ستون های مجاور میانقاب

مقاومت برشی ستون های مجاور میانقاب باید برای تحمل اثر نیروی افقی برابر با $0.5F_u \cos \theta$ ، در فاصله l_{ceff} ، که از بالا و پایین میانقاب، مطابق شکل پ ۵-۲ به ستون اعمال می شود، در ترکیب با بارهای ثقلی، کافی باشد. در محاسبه مقاومت برشی ستون، اثر نیروی محوری ستون نیز منظور گردد. θ ، زاویه قطر میانقاب نسبت به امتداد افق است. همچنین، F_u ، از رابطه پ ۵-۳ و l_{ceff} ، از رابطه پ ۵-۴ محاسبه می شود.

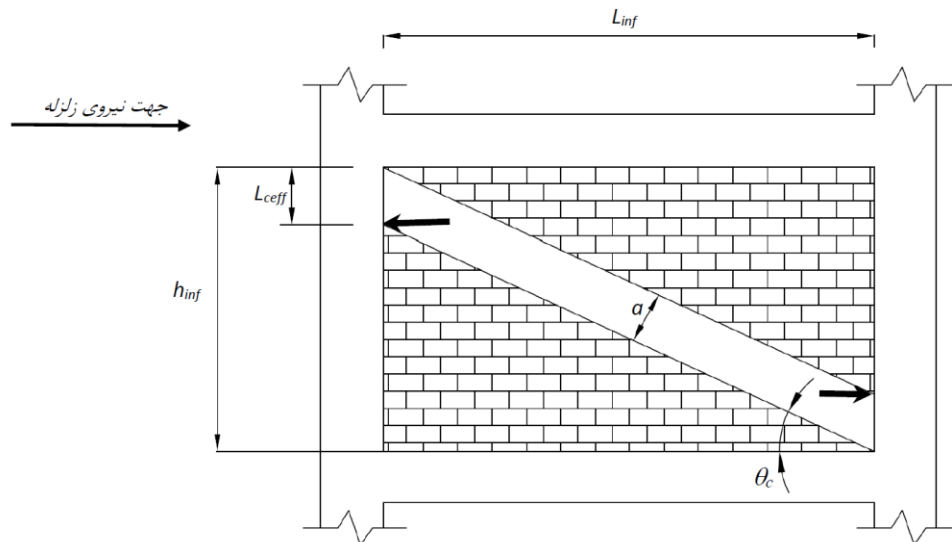
$$l_{ceff} = \frac{a}{\cos \theta_c} \quad (\text{پ ۵-۴})$$

در رابطه فوق:

a : عرض عضو فشاری معادل میانقاب که از رابطه پ ۵-۱ تعیین می شود؛
 θ_c : زاویه ای که از رابطه پ ۵-۵ بر حسب درجه محاسبه می شود.

$$\theta_c = \theta - \sin^{-1} \left(\frac{a \times \cos \theta}{L_{inf}} \right) \quad (\text{پ ۵-۵})$$

در رابطه فوق، L_{inf} ، طول میانقاب بر حسب میلی متر است.



شکل پ ۵-۲: نیروی وارد به ستون از طرف میانقاب

پ ۵-۶-۳ کنترل مقاومت تیرهای مجاور دهانه میانقاب

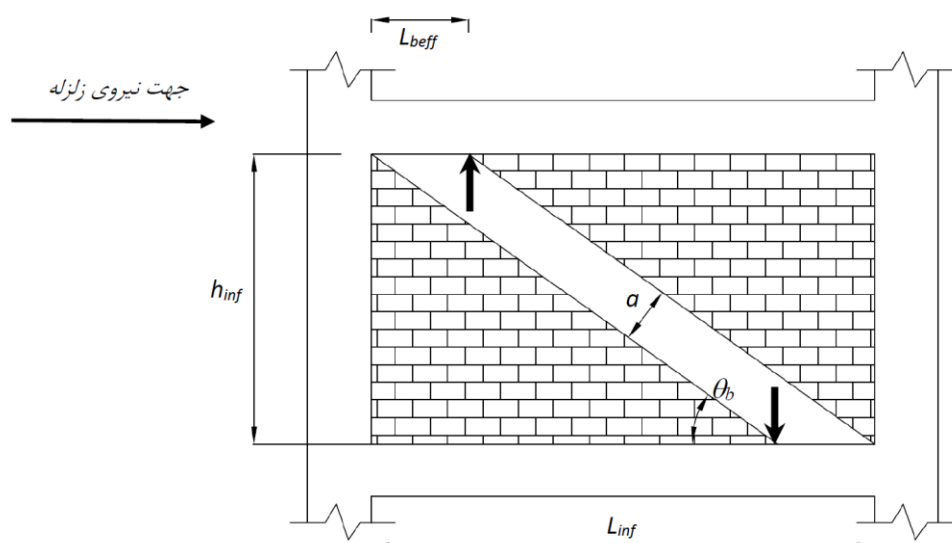
مقاومت برشی تیر مجاور میانقاب، در طبقه‌ای که دهانه فوقانی یا تحتانی آن فاقد میانقاب باشد باید برای تحمل اثر نیروی قائم برابر $0.5F_u \cdot \sin \theta$ که در فاصله l_{beff} مطابق شکل پ ۵-۳ به تیر اعمال می‌شود کافی باشد. در بررسی کفایت مقاومت برشی تیر، اثر بارهای ثقلی نیز منظور شود. در رابطه فوق، F_u از رابطه پ ۵-۳ و l_{beff} از رابطه پ ۵-۶ محاسبه می‌شود.

$$l_{beff} = \frac{a}{\sin \theta_b} \quad (\text{پ ۵-۶})$$

a: عرض عضو فشاری معادل میانقاب که از رابطه پ ۵-۱ تعیین می‌شود؛

θ_b : زاویه‌ای که از رابطه پ ۵-۷ برحسب درجه محاسبه می‌شود.

$$\theta_b = \theta + \sin^{-1} \left(\frac{a \times \cos \theta}{L_{inf}} \right) \quad (\text{پ ۵-۷})$$



شکل پ ۵-۳: نیروی وارد به تیر از طرف میانقاب

پ ۵-۶-۴ کنترل ظرفیت اتصالات

اتصال تیرهای فوقانی و تحتانی میانقاب به ستون قاب باید قادر به تحمل نیروی برشی $0.5F_u \cdot \sin \theta$ ، در ترکیب با سایر بارهای موجود در سازه باشد؛ لیکن لازم نیست مقدار این نیرو بیش از ظرفیت برشی تیر منظور شود.

پ ۵-۷ کنترل مقاومت خارج از صفحه میانقاب

میانقاب و اتصالات آن به اعضای پیرامونی باید برای تحمل نیروهای عمود بر صفحه خود، شامل بارهای باد و زلزله، دارای مقاومت کافی باشند. نیروی زلزله وارد بر میانقاب در جهت عمود بر صفحه باید مشابه با دیوارهای غیر سازه‌ای، بر اساس فصل ۴ محاسبه شود. به منظور تأمین مقاومت میانقاب در جهت عمود بر صفحه، می‌توان از لایه پوشش بتن آرمه (شاتکریت) استفاده نمود که در این صورت باید اثر لایه پوشش در سختی و مقاومت دیوار نیز لحاظ شود. روش دیگر برای تأمین مقاومت در جهت عمود بر صفحه میانقاب، استفاده از روش‌هایی است که در پیوست ۶ این آئین نامه در خصوص دیوارهای جداسازی شده ارائه شده است. باید توجه نمود که اجزای اضافه‌شده به میانقاب نباید مانع تماس دیوار با



اعضای قاب پیرامونی شوند و لازم است میانقاب، برخلاف دیوارهای جداسازی شده، در تمامی وجوه پیرامونی خود، در تماس با قاب پیرامونی باشد. در صورتی که از وادار فولادی به منظور تأمین مقاومت در جهت عمود بر صفحه میانقاب استفاده می‌شود می‌توان وادارها را از بالا و پایین به اعضای قاب جوش نمود.

پ ۵-۸ میانقاب دارای بازشو

دیوارهای دارای بازشو در صورتی می‌توانند به عنوان میانقاب در محاسبات در نظر گرفته شوند که علاوه بر تأمین شرایط بند پ ۵-۳، دارای کلیه خصوصیات زیر نیز باشند:

الف- طول بازشو از ۳۳ درصد طول دیوار و ارتفاع آن از ۴۰ درصد ارتفاع دیوار، کمتر باشد.

ب- فاصله افقی و قائم بازشو از تیرها و ستون‌های مجاور در قاب پیرامونی به ترتیب از ۲۰ درصد طول و ۲۰ درصد ارتفاع دیوار، بیشتر باشد.

در این حالت لازم است عرض عضو قطری فشاری معادل که بر اساس رابطه پ ۵-۱ محاسبه می‌گردد به مقدار ۲۰ درصد، کاهش یابد.

تبصره: در صورتی که دیوار، دارای دو بازشو باشد، مستطیلی که همه بازشوها را در بر می‌گیرد به عنوان ابعاد بازشوی معادل در نظر گرفته شود.

پ ۵-۹ انواع دیگر میانقاب‌های مشمول این پیوست

پ ۵-۹-۱ میانقاب مصالح بنایی دارای لایه بتن پاششی (شاتکریت)

میانقاب مصالح بنایی که در یک یا دو وجه خود دارای حداقل ۳۰ میلی‌متر لایه بتن پاششی و مش فولادی باشد نیز مشمول این پیوست می‌شود. در این حالت باید شرایط بند ۷-۱-۱-۳۹۸ سازمان برنامه و بودجه کشور، به خصوص در مورد نحوه اجرای بتن پاششی، شرایط فولاد مورد استفاده در لایه بتن و آرماتور دوخت، رعایت شود.

در چنین میانقابی، مقدار مدول الاستیسیته (E_m) و مقاومت فشاری مورد انتظار (f'_{me}) به ترتیب از متوسط وزنی کمیت‌های مشابه لایه‌های تشکیل‌دهنده، مطابق روابط پ ۵-۸ و پ ۵-۹ محاسبه می‌شوند.



$$E_m = \frac{\sum E_i \times t_i}{t_{inf}} \quad (\text{پ-۵-۸})$$

$$f'_{me} = \frac{\sum f'_i \times t_i}{t_{inf}} \quad (\text{پ-۵-۹})$$

در روابط فوق، E_i ، f'_i و t_i ، به ترتیب، ضریب ارتجاعی، مقاومت فشاری مورد انتظار و ضخامت لایه i ام هستند.

پ-۵-۹-۲ سایر میانقاب‌ها

انواع جدید میانقاب که در داخل صفحه خود، رفتاری شکل‌پذیر و در جهت عمود بر صفحه، پایداری کامل داشته باشد را می‌توان برای باربری جانبی استفاده نمود. برای استفاده از این نوع میانقاب‌ها در ساختمان‌هایی که شرایط بند پ-۵-۲ را تأمین می‌نمایند باید به منظور تعیین روش مدل‌سازی، کنترل کفایت اعضا و اتصالات قاب پیرامونی و همچنین تعیین مقدار مقاومت طراحی و سایر کمیات مورد نیاز، به ضوابطی که توسط مراجع رسمی ارائه شده‌اند مراجعه نمود.

پ-۵-۱۰ کنترل کیفیت اجرای میانقاب‌ها

میانقاب‌هایی که بر اساس ضوابط این پیوست، به منظور مشارکت در باربری سازه در مقابل نیروهای زلزله طراحی می‌شوند، عضو سازه‌ای محسوب گشته و لازم است کنترل‌های کیفی لازم، مشابه با سایر اجزای سازه‌ای، در هنگام اجرای سازه در خصوص آنها صورت گیرد.

میانقاب‌های مصالح بنایی باید مطابق با ضوابط بند ۸-۵-۵-۳-۵ مبحث ۸ مقررات ملی ساختمان اجرا شوند و این شرایط اجرا باید در نقشه‌های اجرایی درج و هنگام اجرا رعایت گردد. همچنین نباید درزی بین دیوار و اعضای قاب پیرامونی وجود داشته باشد و دیوار باید به‌طور کامل در تماس با تیر و ستون‌های پیرامونی باشد. درز بین دیوار و تیر فوقانی آن را می‌توان با ملات پر کرد. در صورتی که برای پر کردن درز فوقانی از آجرهایی که در رج آخر به صورت مایل چیده می‌شوند استفاده می‌شود، باید تمام فضاهای خالی باقی‌مانده به‌خصوص فضای خالی بین آجر مورب و کنج قاب با بتن یا مصالحی که مقاومت فشاری آن مساوی یا بیشتر از آجر است پر شود.



مقدار مقاومت فشاری مورد انتظار فرض شده برای مصالح بنایی میانقاب (f'_{me}) باید در اجرا کنترل شود. مقدار مقاومت فشاری تعیین شده پس از اجرای میانقاب نباید از $0/8$ مقدار مفروض در مرحله طراحی کمتر و از $1/4$ برابر آن بیشتر باشد. مقاومت فشاری مورد انتظار مصالح بنایی میانقاب را می‌توان $1/3$ برابر مقاومت مشخصه مصالح بنایی (f'_m) در نظر گرفت که نحوه تعیین آن در مبحث ۸ مقررات ملی ساختمان و مراجع معتبر ارائه شده است.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظر خواهی عمومی

پیوست (۶)

طراحی لرزه‌ای اجزاء غیرسازه‌ای معماری

پ ۶-۱ کلیات

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

پ ۶-۲ انواع اجزای غیرسازه‌ای معماری

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

پ ۶-۳ 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 بند ۴-۲ این آئین‌نامه ارائه شده است. این نیرو باید همراه با سایر بارها در ترکیب بارهای تعریف شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان به عضو غیرسازه‌ای اعمال شده و به صورتی باشد که بیشترین نیاز را در تکیه‌گاه‌ها و مهارهای آنها ایجاد کند. در صورت رعایت فواصل جداسازی ذکر شده در بند ۴-۴-۳ برای دیوارهای غیر سازه ای براساس جزییات این پیوست، نیازی به طراحی و کنترل آنها برای تغییرمکان های جانبی نمی باشد.



پ ۴-۶ ضوابط و الزامات لرزه‌ای دیوارهای غیر سازه‌ای

در این بند ضوابط و الزامات دیوارهای غیرسازه‌ای بسته به نوع کاربرد آنها ارائه شده است. دیوارهای غیر سازه‌ای بلوکی یا پانلی باید به گونه طراحی شوند که در برابر بارهای لرزه‌ای، باد و ضربه و بارهای ثقلی مقاومت کنند. همچنین باید به گونه‌ای اجرا شوند که با تغییرمکان‌های نسبی ناشی از نیروهای جانبی زلزله و تغییرات درجه حرارت همساز باشند. این دیوارها را می‌توان به دو صورت غیر پیوسته (جداسازی شده از سازه اصلی) و یا چسبانده شده به قاب (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 اجازه جابجایی نسبی داخل صفحه را به دیوار بدهند و باید تحت اثر نیروهای جانبی خارج صفحه کنترل شوند. الزامات لازم برای جداسازی مطابق جزییات ارائه شده در این پیوست باید در کلیه ساختمان‌های بلندتر از چهار طبقه و نیز در ساختمان‌های با اهمیت بسیار زیاد و با طبقات کمتر از چهار طبقه رعایت شود. دیوارهای میانقابی باید براساس ضوابط بند (۳-۲-۷) طراحی و مدلسازی شوند

الف- حداکثر فاصله جداسازی دیوار از ستون‌ها برابر با کمترین دو مقدار ۰/۰۱ ارتفاع آزاد دیوار و ۳۰ میلی‌متر و حداقل فاصله جداسازی ۱۳ میلی‌متر می‌باشد.

ب- حداقل فاصله جداسازی دیوار از سقف برابر با بیشترین دو مقدار ۲۵ میلی‌متر و حداکثر خیز دراز مدت تیر می‌باشد.

ج- طول آزاد دیوارها 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 برای 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 این پیوست ارائه شده است. در دیوارهای پانلی کارخانه‌ای و دیوارهای مسلح شده به شبکه الیاف، ارتفاع دیوار می‌تواند تا حدی که برش



و خمش عمود بر صفحه ناشی از نیروهای بند ۴-۲-۲ پاسخگو می باشد، در نظر گرفته شود. در این دیوارها احتیاجی به استفاده از وادار یا تیرک نمی باشد.

پ ۴-۶-۱ دیوارهای خارجی

دیوارهای خارجی را می توان با ایجاد درز پیوسته از سازه محیطی جدا کرد. برای این دیوارها باید اتصالاتی در نظر گرفته شود که قابلیت حرکت داخل صفحه و مهار خارج از صفحه را به دیوار بدهند. فواصل جداسازی دیوارها از عضو سازه ای (دال، تیر، ستون و دیواربرشی) باید توسط مواد تراکم پذیر مناسب از قبیل پشم سنگ ضد رطوبت پر شوند. توصیه می شود برای جلوگیری از ترک خوردگی در نازک کاری از یک لایه شبکه الیاف یا رابیتس بر روی مواد تراکم پذیر استفاده شود. در بیمارستان ها برای جلوگیری از ایجاد ترک خوردگی در نازک کاری، در گوشه های دیوار در هنگام زلزله لازم است از اتصالات کشویی سرتاسری در کناره ها و تراز سقف استفاده شود. در سایر ساختمان های با اهمیت بسیار زیاد نیز استفاده از این راهکار توصیه می شود.

دیوارها باید برای بارهای اینرسی ایجاد شده در آن ها، در جهت داخل صفحه و در جهت عمود بر صفحه طراحی شوند. روش طراحی این دیوارها در فصل دوازدهم نشریه ۷۱۴ سازمان برنامه و بودجه ارائه شده است.

دیوارهای پانلی دارای گواهینامه فنی لرزه ای و دیوارهای بلوکی مسلح شده براساس جزییات ارائه شده در این پیوست به عنوان دیوار خارجی قابل استفاده می باشند. دیوارهای خارجی باید قادر به پذیرش جابجایی های نسبی ناشی زلزله و حرکت های ناشی از تغییرات درجه حرارت باشند. این دیوارها باید به وسیله اتصال مکانیکی با شرایط زیر مهار شوند.

الف- اتصالات و درز بین دیوار و سازه باید به گونه ای باشد که امکان جابجایی تجمعی معادل با حداقل دو مقدار ۶۰ میلی متر یا ۲٪ ارتفاع دیوار را فراهم نماید. بدین منظور فاصله بین دیوار و سازه در هر سمت دیوار باید برابر با نصف این مقدار یعنی حداقل دو مقدار ۳۰ میلی متر و ۱٪ ارتفاع طبقه باشد.

ب- اتصالات باید از نوع قطعات لغزشی فولادی یا سایر انواع اتصالات معرفی شده در این پیوست باشد و قابلیت تحمل جابجایی نسبی بین سازه و دیوار را داشته باشند.



ج- اتصالات باید شکل پذیری و ظرفیت کافی برای جلوگیری از خرد شدگی در بتن یا شکست ترد را دارا باشند.

د- تمام اجزای اتصال شامل بولت ها، جوش ها و رول پلاک ها و بدنه قطعه اتصال باید برای نیروی F مشخص شده در بند ۴-۳ که در مرکز جرم جسم وارد می شود و براساس ضرایب ارائه شده برای R_p ، a_p و Ω_{op} مشخص شده در جدول ۴-۱ طراحی شوند. سیستم اتصالات شامل اتصالات بین قاب سازه ای و دیوار بلوکی یا پانلی و اتصالات بین پانل ها یا بلوک ها می شود.

ه- هنگامیکه اجزای مهار دیوار به صفحات کارگذاشته در بتن یا مصالح بنایی متصل می شوند. این صفحات باید به نحو مناسبی برای ممانعت از وقوع مود خرابی بیرون کشیدگی از بتن یا مصالح بنایی با استفاده از جوش یا میلگرد خمیده با میلگرد های مسلح کننده طولی بتن یا مصالح بنایی متصل شوند.

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

تبصره: دیوارهایی که تمام ارتفاع طبقه را پوشش نمی دهند (دیوار کوتاه) مانند دیوارهای بالکن ها، همواره باید از قاب سازه ای جدا شوند.

پ ۶-۴-۱-۱ دیوارهای پانلی پیش ساخته

دیوارهای پانلی کارخانه ای که به صورت نوارهای قائم در طول دیوار نصب می شوند مجاز به استفاده به عنوان دیوار خارجی در ساختمان ها می باشند. برای این منظور باید از دیوارهای پانلی ای که دارای گواهی نامه فنی از مرجع ذیصلاح باشند استفاده شود. استفاده از دیوارهای خارجی پانلی در بیمارستان ها الزامی است.

دیوارهای پانلی پیش ساخته به صورت یک دال یک طرفه عمل می کند. لذا دیوار باید با استفاده از نبشی یا المان مشابه در جهت خارج از صفحه در تراز سقف و به نحو مطلوب در کف مهار شود. در این حالت باید اتصال پانل دیوار در تراز سقف با نبشی به صورت کشویی باشد تا دیوار مانع جابجایی داخل صفحه سازه نشود. در این نوع دیوارها نیازی به اجرای وادار و تیرک نمی باشد.



در صورتی که ارتفاع دیوار و میزان بار وارده، از مشخصات فنی پانل تجاوز نماید، باید دیوار با استفاده از تیرک برای تحمل بار خمشی وارده تقویت شود. در دیوارهای ساخته شده از قاب فولادی سبک سردنورد (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

پ ۶-۴-۱-۲ دیوارهای بلوکی

در دیوارهای ساخته شده از بلوک، دیوار بسته به شرایط تکیه گاهی مشابه با یک دال یک یا دو طرفه رفتار می‌کند. 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 یا تیر سازه‌ای در تراز سقف و نبشی یا بست‌های U شکل متصل به ستون‌ها و یا وادارها انجام شود. نبشی‌های فولادی می‌توانند منقطع یا پیوسته باشند و باید برای نیروی خارج از صفحه طراحی شوند.

این دیوارها باید برای مقاومت خمشی خارج از صفحه مورد نیاز طراحی شوند. برای تامین این مقاومت می‌توان از وادار و تیرک (براساس ضوابط ذکر شده در بند ۴-۴-۳ این آیین‌نامه) همراه با المان مسلح کننده میلگرد بستر مورب یا نردبانی برای دیوارهای اجرا شده با ملات ماسه سیمان و از وادار و تیرک همراه با بست‌های فولادی منقطع یا پیوسته برای دیوارهای اجرا شده با ملات بستر نازک استفاده نمود. یک راهکار دیگر استفاده از نوارهای مش الیاف، برای یکپارچه سازی و حفظ پیوستگی دیوار می‌باشد. ۱

پ ۶-۴-۲ دیوارهای داخلی (تیغه‌ها)

تیغه‌های داخلی باید مانند دیوارهای خارجی از سقف و ستون‌ها جداسازی شوند. جزییات و ضوابط ذکر شده برای دیوارهای خارجی در مورد این دیوارها نیز صادق می‌باشد. در صورتی که از تیغه به عنوان مهار جانبی دیگر اعضای غیرسازه‌ای استفاده شود در طراحی این دیوارها باید وزن آن اعضا مانند کابینت، کمد و امثال آن و سایر تاسیسات مکانیکی و الکتریکی که از دیوار مهار می‌گیرند، علاوه بر پوشش‌های واقع بر روی دیوار لحاظ شود.



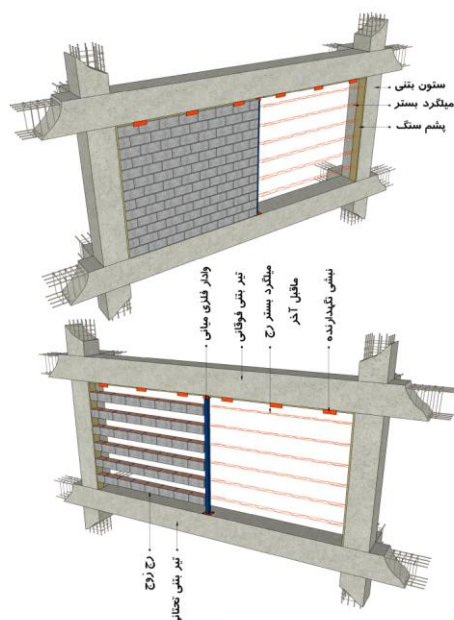
در این راستا در صورت مشخص نبودن اجزای الحاقی، بار ثقلی ۵۰ کیلوگرم بر مترمربع بر روی دیوار لحاظ شود.

در مناطق با خطر لرزه ای زیاد و بسیار زیاد برای تمام ساختمان ها و در مناطق با خطر لرزه ای کم و متوسط برای ساختمانهای با اهمیت زیاد و بسیار زیاد استفاده از دیوارهای مصالح بنایی غیر مسلح مجاز نمی باشد و دیوار باید با یکی از روش های ارائه شده در این پیوست مسلح شود. ضوابط مهار این دیوارها مانند دیوارهای خارجی می باشد. همچنین، در بیمارستان ها استفاده از دیوارهای داخلی پانلی الزامی است.

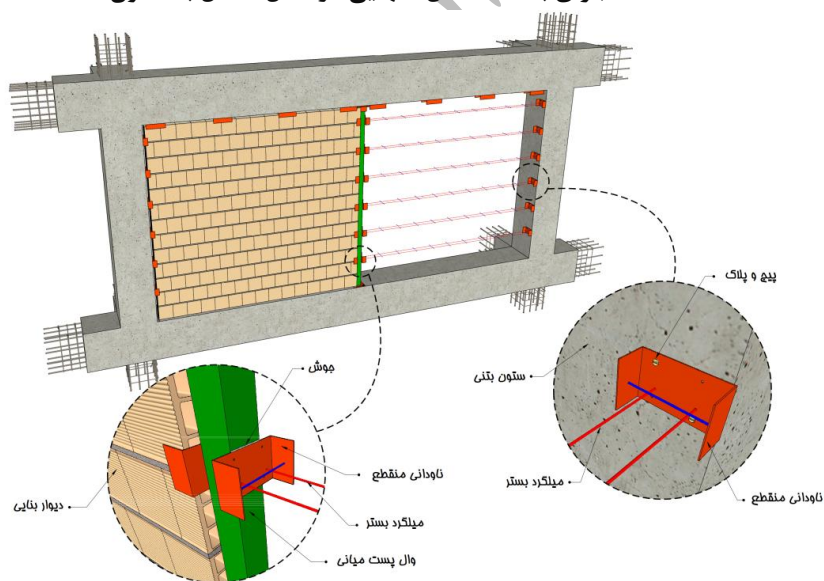
پ ۳-۴-۶ جزئیات اجرایی دیوارهای داخلی و خارجی بلوکی

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

یک روش تسلیح دیوارهای بلوکی تسلیح آن ها در جهت افقی همراه با وادار می باشد (شکل پ ۶-۱). این مسئله در دیوارهای بلوکی اجرا شده با ملات سیمانی می تواند با استفاده از میلگرد بستر خرپایی یا نردبانی (شکل پ ۶-۲) و در دیوارهای اجرا شده با چسب یا ملات بستر نازک (ضخامت ملات کمتر از ۳ میلی متر)، با استفاده از بست های نازک فولادی منقطع یا پیوسته انجام شود (شکل پ ۶-۳). میلگردها و بست های مورد استفاده باید به نحو مناسبی در برابر خوردگی محافظت شوند و در صورتیکه میلگردها به صورت خرپایی یا نرده بانی باشند با توجه به اینکه انتقال نیرو بین ملات و میلگرد طولی، توسط میلگردهای مورب یا عمود انجام می شود نیازی به آج دار بودن میلگرد بستر نیست. حداقل سطح مقطع قطعه مسلح کننده ۰/۰۰۰۳ سطح مقطع موثر دیوار در برش خارج از صفحه می باشد. حداکثر فاصله قائم قطعات مسلح کننده در ارتفاع دیوار یک متر می باشد که باید قطعه براساس آن طراحی و محاسبه شود.

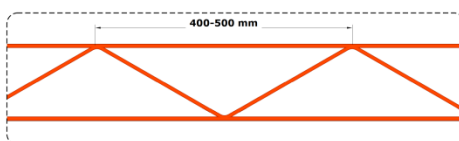
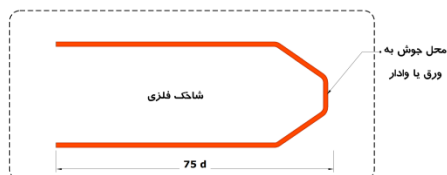
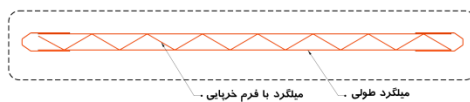


الف- اجرای بست ۷ شکل انتهایی در محل اتصال به ستون

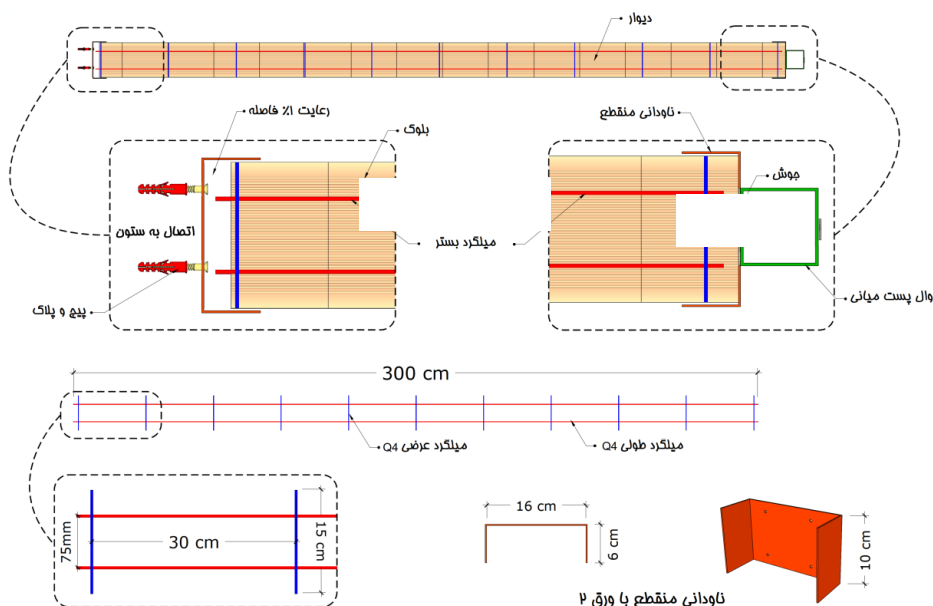


ب- اجرای ناودانی منقطع در محل اتصال به ستون

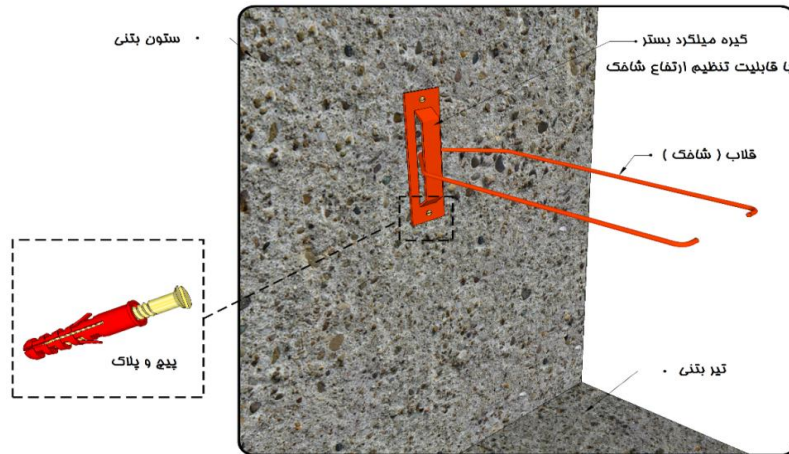
شکل پ ۶-۱ دیوار خارجی بلوکی دارای ملات سیمانی مسلح شده به میلگرد بستر



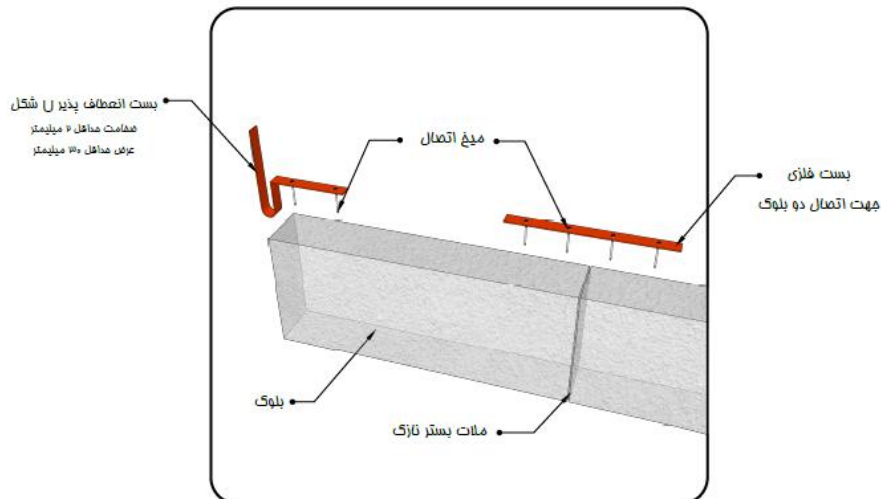
الف- میلگرد بستر خریایی



ب- میلگرد بستر نردبانی و ناودانی انتهایی در محل اتصال به ستون



ج- بست انتهایی ۷ شکل در محل اتصال به ستون یا وادار
شکل پ ۶-۲ نمونه‌هایی از انواع میلگرد بستر



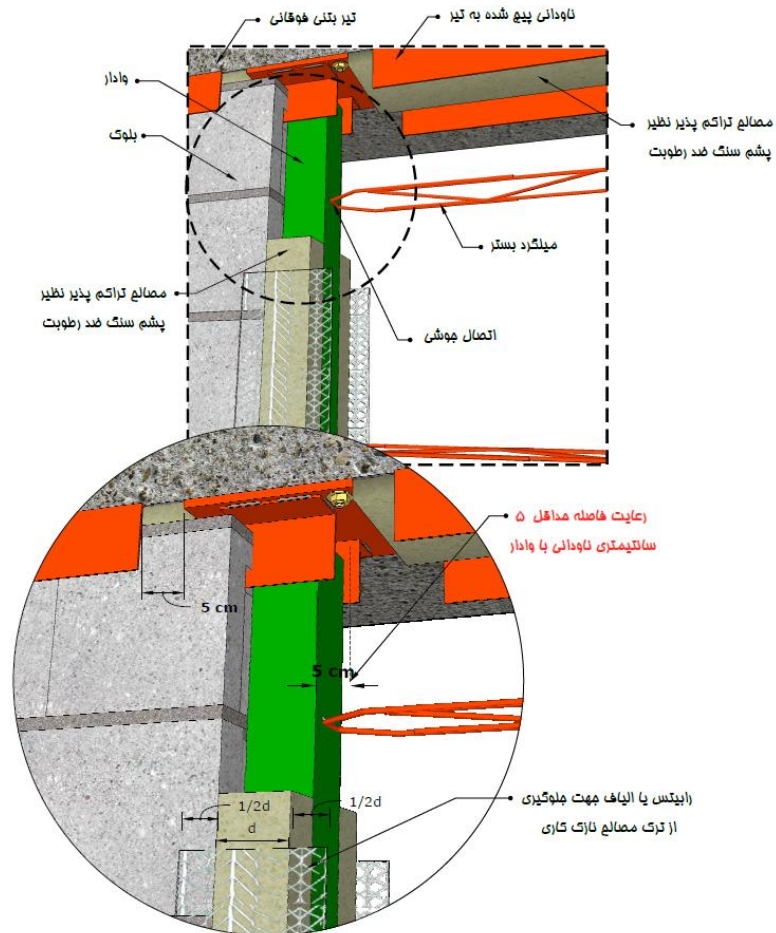
شکل پ ۶-۳ بست‌های فلزی منقطع در دیوارهای بلوکی ساخته شده از ملات بستر نازک

پ ۶-۴-۳-۱ پایدار سازی دیوار در راستای خارج از صفحه با استفاده از وادار در صورتی که طول دیوار از مقادیر مجاز براساس طراحی براساس بند ۴-۴-۳ (حداکثر ۴ متر) بیشتر شود، از عضو قائم با مقطع فولادی یا بتنی (وادار) به عنوان تکیه گاه برای مهار خارج از صفحه دیوار و اجزای مسلح کننده آن استفاده می‌شود. اجرای وادار در مجاورت

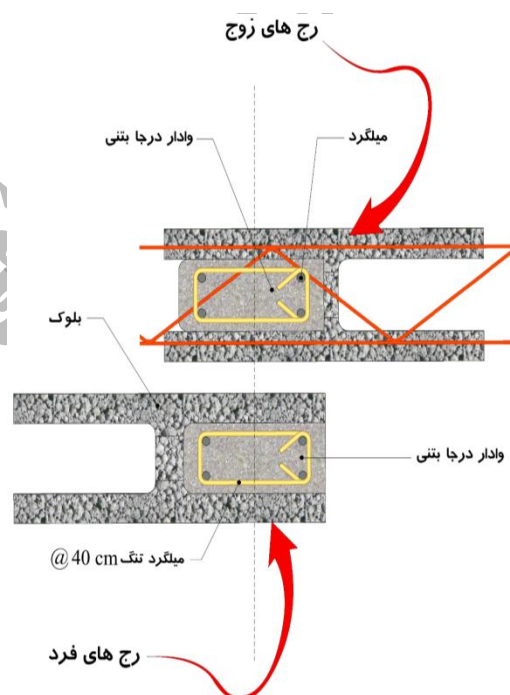
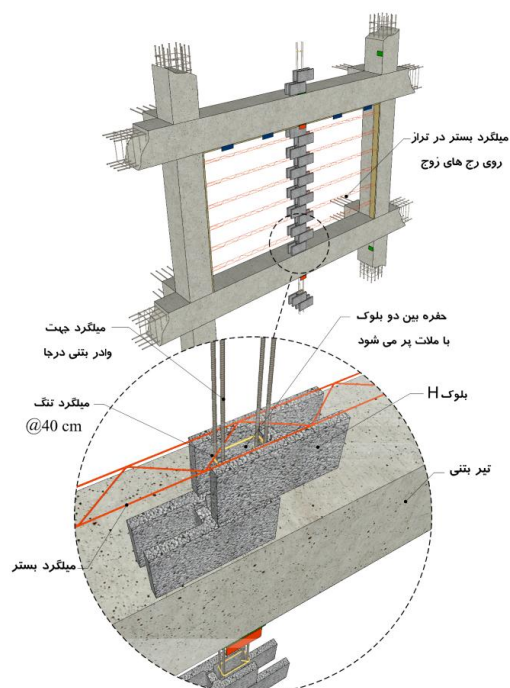


ستون‌ها و دیوارهای برشی بتنی در تمام سیستم‌های سازه‌ای ممنوع است و حداقل فاصله وادار از ستون یک متر می‌باشد.

وادار باید با اتصال مفصلی به کف سازه ای طبقه متصل شود. اتصال وادار در زیر تراز سقف بهتر است در راستای داخل صفحه به صورت کشویی باشد تا امکان جابجایی درون صفحه دیوار فراهم شود. در دیوارهایی که خارج از قاب سازه‌ای قرار دارند باید ابتدا و انتهای دیوار توسط وادار مهار شود، همچنین می‌توان در محل تقاطع دیوارها نیز از وادار استفاده نمود. وادارهای ابتدا و انتهای دیوار و محل‌های تقاطع باید به صورت تلسکوپی باشند تا تحت اثر بارهای محوری ناشی از تغییرشکل تیر سقف تحت اثر خزش، بارهای ثقیلی و لرزه‌ای قرار نگیرند. در این حالت وادار در دو راستا مهار شده است و تحت اثر جابجایی نسبی طبقه قرار می‌گیرد؛ بنابراین همان ضوابط جداسازی که در مجاورت ستون باید رعایت شود در مجاورت این وادارها نیز باید رعایت شود. در دیوارهای خارجی روی سطح وادار باید به وسیله پشم‌سنگ ضد رطوبت به منظور عایق بندی پوشانده شود و بر روی آن یک لایه مش الیافی یا رابیتس برای جلوگیری از ترک‌خوردگی نازک‌کاری اجرا شود (شکل پ ۶-۴). می‌توان به عنوان جایگزین وادار فولادی از وادار بتنی نیز استفاده نمود. در این حالت می‌توان از بلوک‌های توخالی به عنوان قالب وادار بتنی استفاده نمود و در حین اجرای دیوار، داخل بلوک‌ها را نیز با ملات پر نمود. نمونه‌ای از این نوع وادار و جزییات اجرایی آن در شکل (پ ۶-۵) ارائه شده است.



شکل پ ۴-۶ اجرای عایق پشم سنگ و مش الیاف یا رابطیس بر روی وا دار



شکل پ ۵-۶ نمونه‌ای از وادار بتنی و جزییات اجرایی آن در دیوار بلوکی



پ ۶-۴-۳-۲ اتصال دیوار به وادار

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 به مقاومت اصطکاکی ناشی از بارهای ثقلی اکتفا شود.

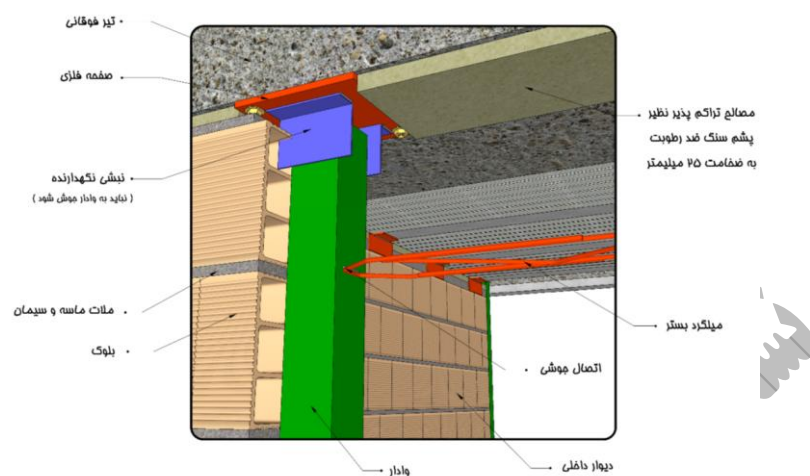
نحوه اتصال دیوار به وادار بستگی به شرایط تکیه‌گاهی وادار دارد در صورتی که وادار در تراز سقف در دو راستا مهار شود نحوه اتصال دیوار به وادار مانند نحوه اتصال به ستون و با جداسازی می‌باشد اما اگر وادار به صورت کشویی اجرا شود می‌توان دیوار را به وادار چسباند. دیوار بلوکی در فاصله بین وادارها باید با میلگرد بستر یا تسمه‌های فولادی مسلح شود.

پ ۶-۴-۳-۳ اتصال وادار به قاب سازه‌ای

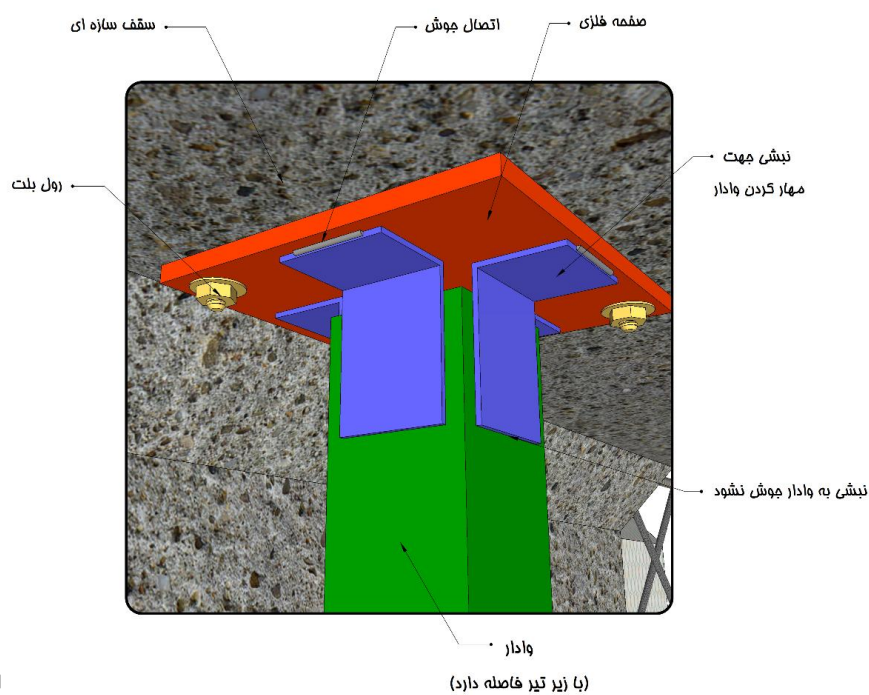
در دیوارهای بلوکی که نیاز به وادار دارند اتصال وادار به قاب سازه‌ای در تراز زیر سقف یا تیر به دو صورت امکان‌پذیر است. یک حالت اجرا استفاده از اتصال کشویی برای وادار، در راستای درون صفحه دیوار، در زیر سقف یا تیر می‌باشد. در این حالت مجموعه دیوار و وادار همزمان از آزادی در حرکت جانبی برخوردارند. وادارها نباید به نبشی‌های تعبیه شده در تیرها که تنها برای جلوگیری از حرکت خارج از صفحه نصب شده‌اند جوش شوند (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.

روش دیگر اتصال وادار به قاب سازه‌ای، استفاده از اتصال تلسکوپی است. اجرای اتصال به صورت تلسکوپی به این دلیل است که وادار، تحت اثر نیروی محوری ناشی از بارهای ثقلی یا لرزه‌ای، بر اثر تغییر شکل‌های تیر قرار نگیرد. در این حالت وادار در برابر حرکت جانبی در هر دو راستا مقید می‌شود. در این حالت جزییات اتصال دیوار به این وادارها مانند اتصال به ستون‌ها می‌باشد. (شکل پ ۶-۶-ب).

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



الف- به صورت اتصال کشویی با استفاده از نیشی

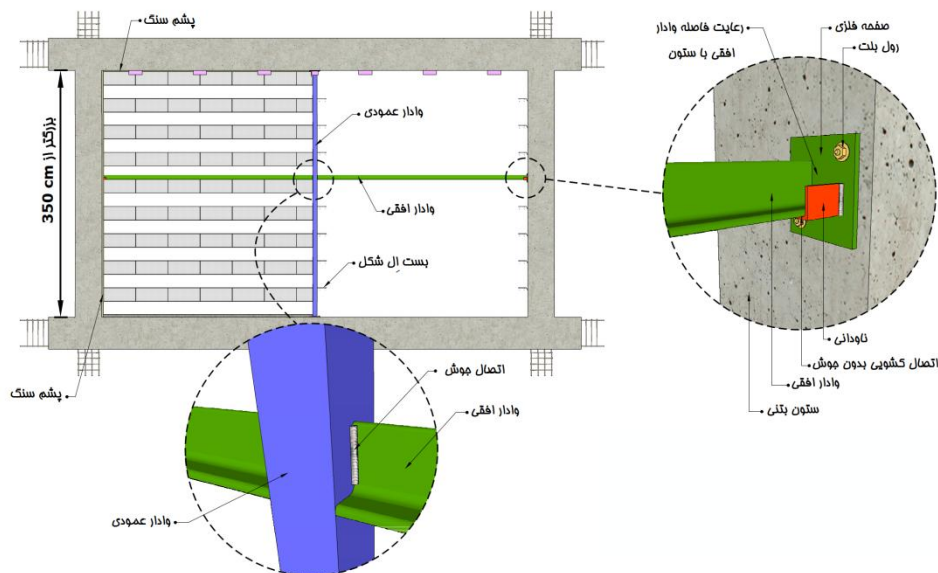


ب- اتصال وادار انتهایی در دیوارهای خارج از قاب به صورت تلسکوپی
شکل پ ۶-۶ اتصال وادار به سقف

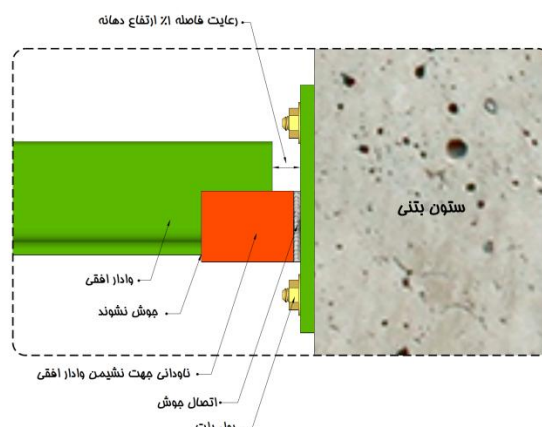


پ ۴-۳-۴-۶ تیرک‌ها (دیوارهای با ارتفاع بیش از ۳/۵ متر)

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 این که جداسازی دیوار از قاب سازه‌ای به نحو مناسب انجام شود، نحوه اجرای تیرک باید به صورتی باشد که تیرک به صورت کامل بر روی دیوار بنشیند و بار ثقلی دیوار فوقانی نباید به تیرک به صورت خمشی منتقل شود. به عنوان نمونه در شکل (پ ۶-۷) نحوه اجرای تیرک و وادارها در یک دیوار ۶ متری نشان داده شده است. اتصال انتهای تیرک به ستون نیز باید به صورت نشیمن با قابلیت جابجایی در راستای دیوار مطابق شکل (پ ۶-۸) باشد. در این حالت نیز حداقل فاصله وادار از ستون یک متر و حداکثر ۴ متر می‌باشد.



شکل پ ۶-۷ دیوارهای بلوکی با ارتفاع بیش از ۳/۵ متر دارای تیرک و وادار



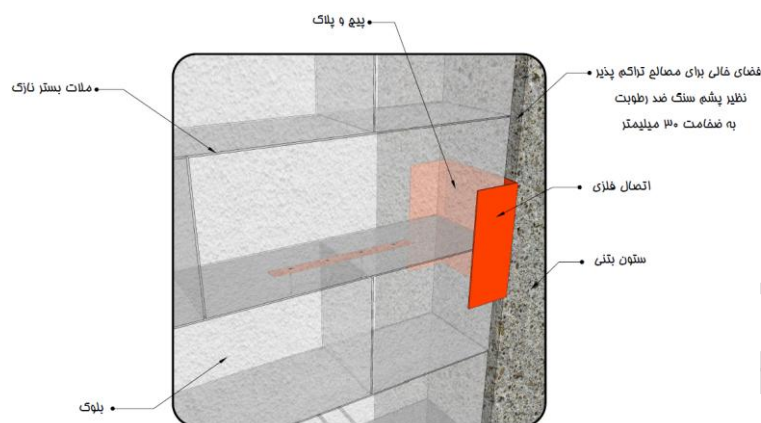
شکل پ ۶-۸ جزئیات اجرایی اتصال تیرک و وادر در دیوار با ارتفاع بیش از ۳/۵ متر

پ ۶-۴-۳-۵ 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 و دیوارهای مسلح شده با مش الیاف نیازی به اتصال بین دیوار و اعضای قائم سازه‌ای وجود ندارد و فواصل بین این دو باید با مواد تراکم‌پذیر مانند پشم‌سنگ ضد رطوبت پر شود و بر روی آن در نازک‌کاری از یک لایه شبکه الیاف یا رابیتس استفاده شود.

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 در دو طرفین دیوار یا ناودانی منقطع یا پیوسته که به نحو مناسبی به عضو قائم سازه‌ای اتصال داده شده باشد، می‌باشد (شکل پ ۶-۹).



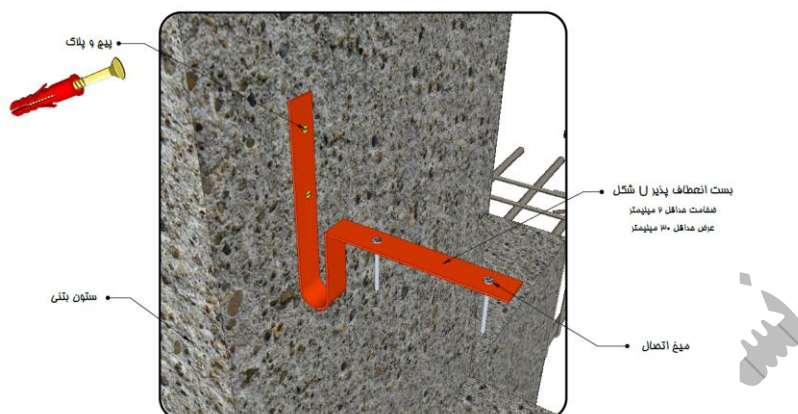
شکل پ ۶-۹ مهار دیوار خارجی ساخته شده از بلوک به ستون به استفاده از نبشی یا ناودانی

ب- اتصال با بست‌های انعطاف پذیر U شکل

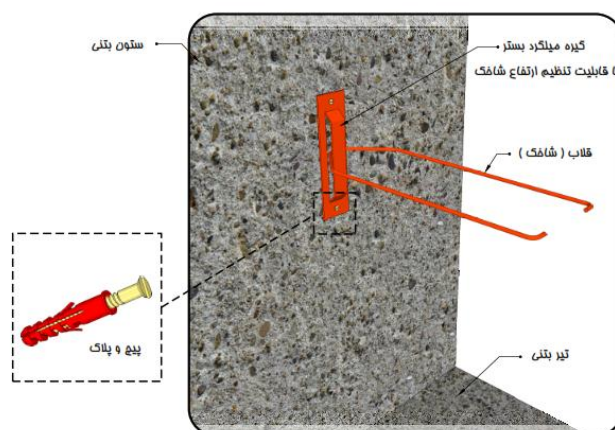
از اتصالات U شکل لغزشی برای مهار خارج از صفحه و در عین حال تأمین آزادی حرکت در درون صفحه دیوار می‌توان استفاده نمود (شکل پ ۶-۱۰-الف).

ج- شاخک انتهایی

در صورت استفاده از میلگرد بستر از شاخک انتهایی آن برای اتصال دیوار به ستون در جهت خارج می‌توان استفاده نمود و نیازی به استفاده از نبشی یا ناودانی نمی‌باشد (شکل پ ۶-۱۰-ب).



الف- اتصال دیوار خارجی ساخته شده از بلوک به ستون با استفاده از بست انعطاف پذیر U شکل



ب- استفاده از شاخک انتهایی به همراه میلگرد بستر

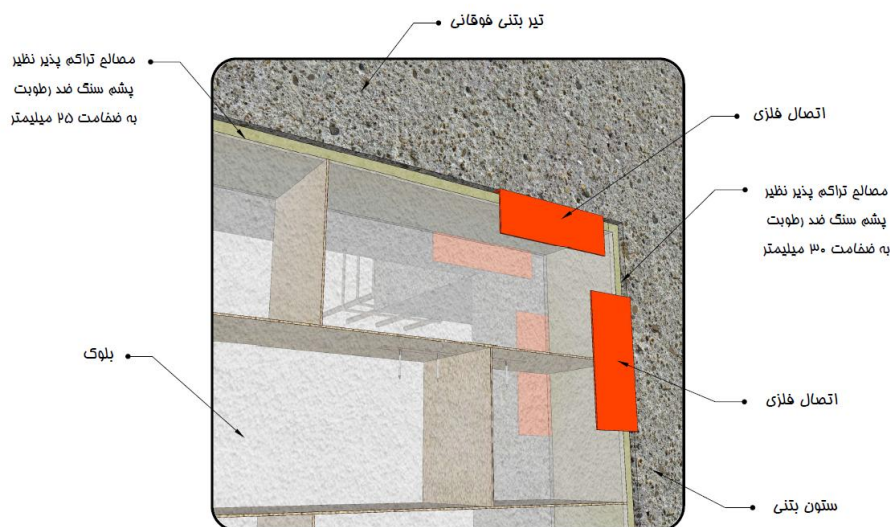
شکل پ ۶-۱۰ روش‌های مهار دیوار به ستون برای نیروی خارج از صفحه

پ ۶-۴-۳-۶ 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). انتخاب نوع اتصال بستگی به وضعیت دیواری دارد که بین اعضای قائم شامل ستون، دیوار و یا وادار مهار شده است. در سازه‌های بتنی چنانچه براساس نوع سقف امکان پیش‌بینی اتصالات مناسب لغزشی در زمان ساخت عضو سازه‌ای برای بالای دیوار نباشد می‌توان این اتصال را با کاشت مهار و یا پیچ و رول پلاک پس از اجرای تیر انجام

داد. باید توجه شود که در این صورت مهار یا پیچ باید تا هسته تیر بتنی ادامه داده شود و کاشت و اتصال به پوشش بتن مجاز نیست.

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 یا جوش شوند. با این اتصال امکان حرکت آزادانه دیوار در درون صفحه تأمین می‌شود. فاصله بالای دیوار تا سقف باید در حدی باشد که تیر بتواند آزادانه خیز داده و اتصالی با دیوار پیدا نکند. 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.



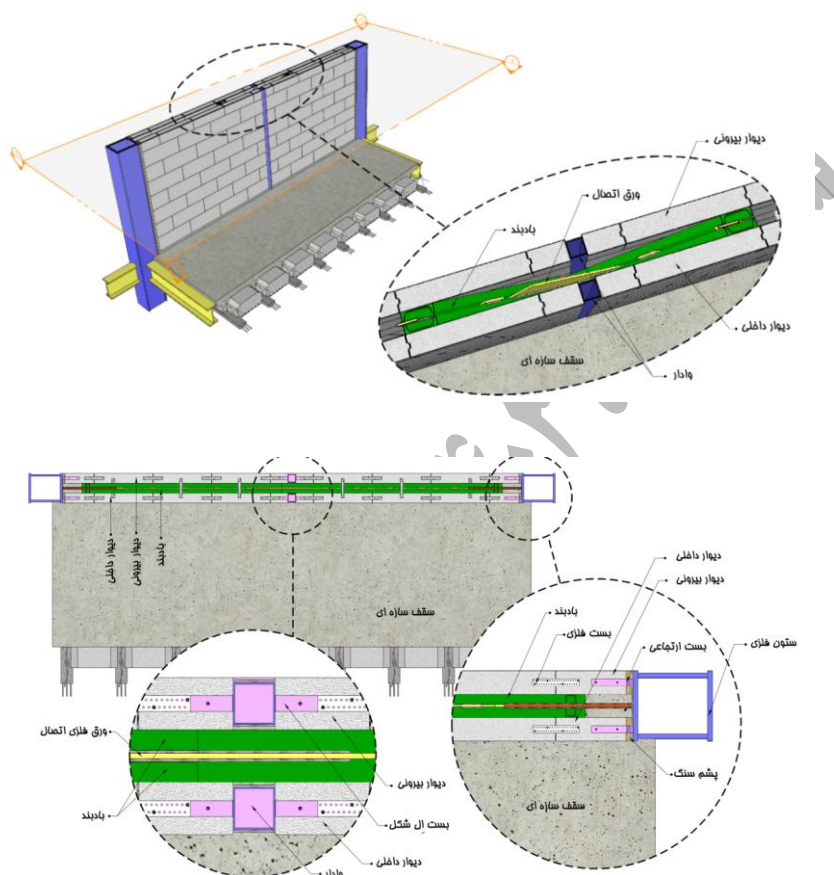
شکل پ ۶-۱۱ جزئیات اجرایی در محل تلاقی دیوار با سقف - اتصال دیوار به سقف با استفاده از نبشی

پ ۶-۴-۳-۷ اجرای دیوار در دهانه‌های مهاربندی

در دهانه‌های مهاربندی در تمام ساختمان‌ها، دیوار باید در جهت داخل صفحه از قاب سازه‌ای جداسازی شود. اجرای دیوار در محور مهاربند با هرگونه تماس یا اتصال به مهاربند با توجه به اینکه مانع از عملکرد صحیح و رفتار مناسب مهاربند می‌شود ممنوع است. دیوار باید خارج از محور مهاربند و با جزئیات جداسازی ارائه شده در شکل (پ ۶-۱۲) اجرا



شود. در صورت نیاز می‌توان برای عدم نمایان بودن مهاربند از دو دیوار در دو سمت مهاربند که فاقد هرگونه اتصال و درگیری با مهاربند باشند استفاده کرد.



شکل پ ۶-۱۲ نمونه ای از اجرای دیوار با ملات بستر نازک در دهانه مهاربند

پ ۶-۴-۲-۸ مسلح کردن دیوار با شبکه الیاف

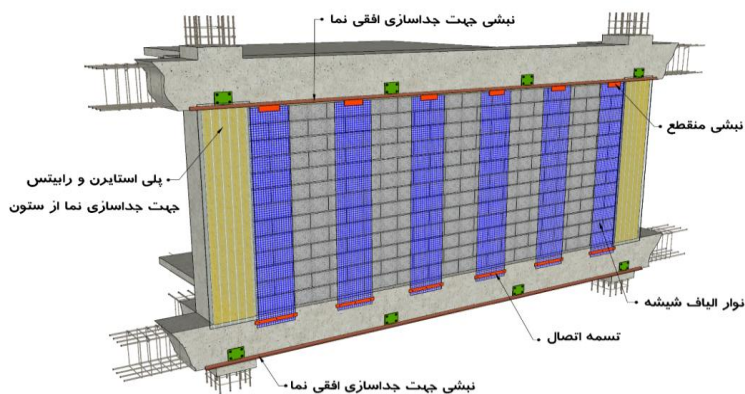
در روش مهار لرزه‌ای دیوارها، با استفاده از شبکه الیاف خمش دیوار، یک طرفه و در راستای قائم می‌باشد. بنابراین دیوار نیازی به وادار قائم و افقی (تیرک) ندارد. توجه شود که در این حالت در لبه‌های دیوار و کنار بازشوها باید بر روی دیوار از شبکه الیاف استفاده نمود (شکل‌های پ ۶-۱۳ و پ ۶-۱۴). در این روش، در صورتی که نازک کاری روی دیوار از جنس سیمان انتخاب شده باشد، الیاف شیشه مقاوم به قلیا (AR-Glass) مجاز بوده و در



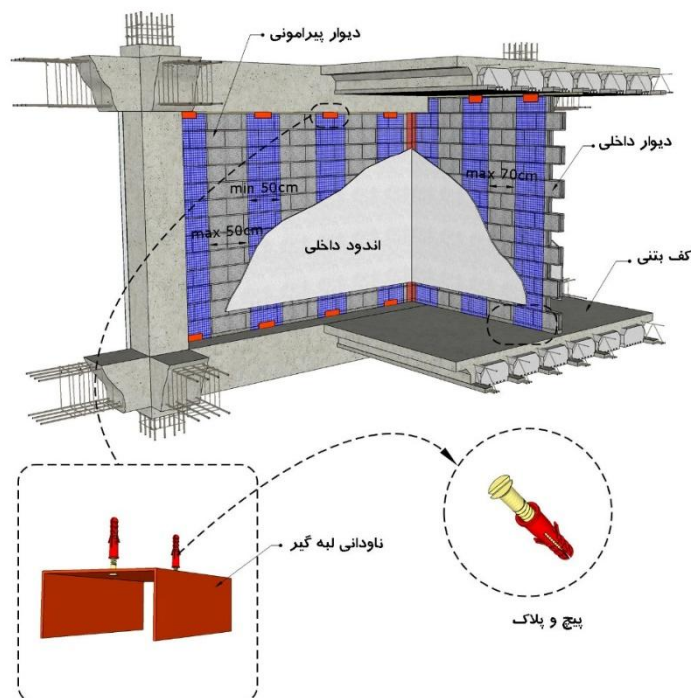
صورتی که نازک‌کاری از جنس گچ منظور شده باشد، استفاده از الیاف شیشه انواع دیگر نیز با همان مقاومت تسلیم مجاز است. (در این روش الیاف باید در دو سمت دیوار اجرا شوند). عرض نوارها و نوع و جنس و مقاومت الیاف در دو طرف دیوار باید برابر باشد و الیاف باید روبروی یکدیگر در دو طرف دیوار اجرا شوند. در صورت اخذ مجوز از مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی از مش الیاف کربن و بازالت نیز برای تسلیح دیوارها نیز می‌توان استفاده نمود.

مش مورد استفاده برای تسلیح دیوار باید دو جهته باشد. در مش دو جهته در هر دو جهت نخ‌ها از مقاومت کششی بالایی برخوردار می‌باشند. فاصله بین چشمه‌ها (یک نخ تا نخ مجاور) در ساختار شبکه‌ای بنا به طراحی می‌تواند متفاوت باشد. اما این فاصله نباید از ۵ میلی‌متر کمتر و از ۱۰ میلی‌متر بیشتر باشد. به عبارت دیگر تعداد رشته الیاف در عرض ۵ سانتی‌متر باید به تعداد ۱۰ عدد و کمتر باشد.

همچنین حداکثر اندازه سنگدانه مورد استفاده در ملات، برای اتصال شبکه الیافی نباید از حداقل دو مقدار نصف فاصله باز بین چشمه‌ها و ۲ میلیمتر بیشتر باشد. نیروی کششی قابل تحمل توسط راستای عرضی الیاف باید حداقل ۷۰ درصد راستای طولی آن بوده و جنس الیاف دو راستا باید یکسان باشد. در این حالت مش راستای عمود باعث انتقال بار از طریق ملات به الیاف و عملکرد مناسب الیاف در ملات نازک می‌شود.



شکل پ ۶-۱۳ مسلح کردن دیوارها با استفاده از نوارهای شبکه‌ای الیاف شیشه (سطح خارجی دیوار)



شکل پ ۶-۱۴ مسلح کردن دیوارها با استفاده از نوارهای شبکه‌ای الیاف شیشه (سطح داخلی دیوار)

الیاف شیشه مورد استفاده در محیط سیمانی حتماً باید از الیاف شیشه مقاوم به قلیا باشند، به علت اینکه در محیط سیمانی (با $\text{pH} > ۱۲/۵$)، 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 (ZrO_2) در ذات خود (مغز تا سطح لیف) باشد. همچنین توصیه می‌شود که این الیاف علاوه دارا بودن زیرکونیوم دارای پوشش‌های محافظتی نیز باشند.

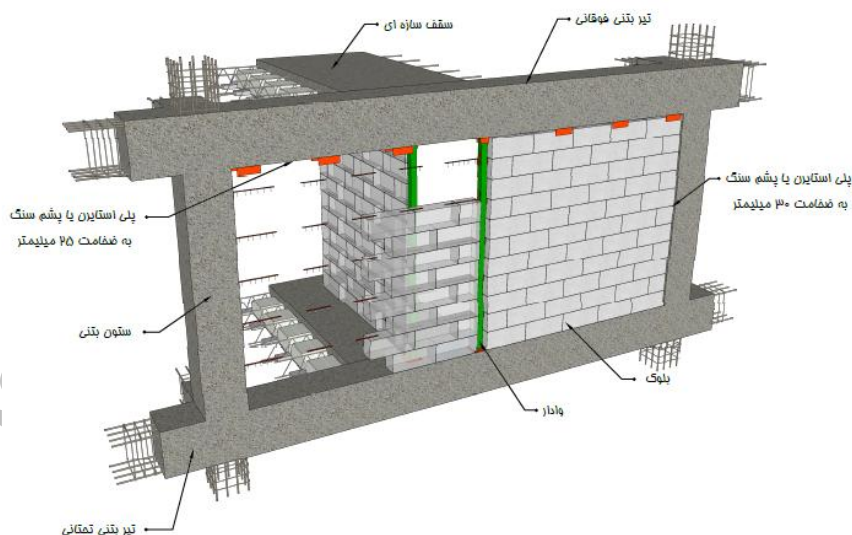


الیاف شیشه مقاوم به قلیا (AR-Glass) با مقاومت تسلیم بیش از ۱۰۰۰ MPa برای این کاربرد مجاز می‌باشند. در محاسبات، مقاومت کششی مشخصه مش الیاف شیشه در عرض ۵ سانتی‌متر باید حداقل ۱۲۰۰ نیوتن پس از ۲۸ روز قرارگیری در محیط قلیا (سود ۰.۵٪) باشد. لازم است مقاومت کششی مشخصه برای هر پروژه با توجه به شرایط آن پروژه بدست آید اما در هر حال نباید کمتر از مقدار ذکر شده باشد.

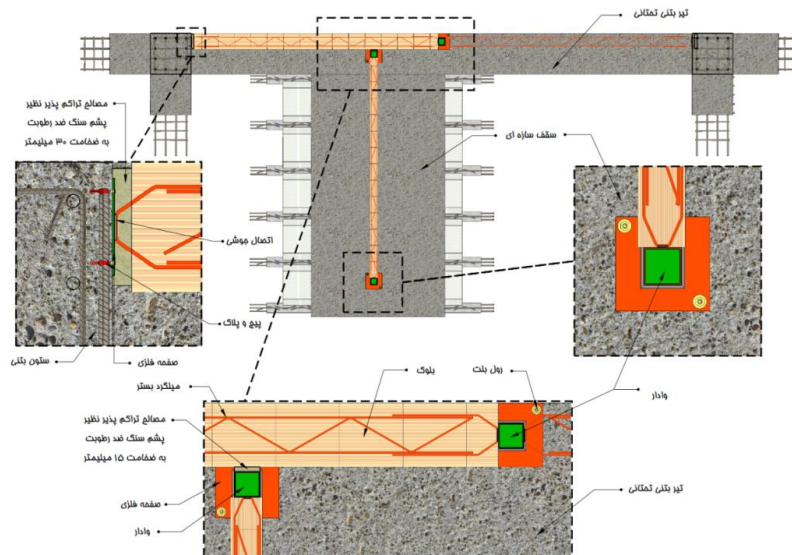
در صورتی که نازک‌کاری از جنس گچ منظور شده باشد، استفاده از سایر انواع الیاف شیشه با اجرای پوشش محافظ بر روی آنها نیز با مقاومت تسلیم حداقل ۱۲۰۰ نیوتن در عرض ۵ سانتی‌متر الیاف مجاز است. ضخامت لایه سیمانی بین ۱۵ تا ۲۰ میلی‌متر می‌باشد. نسبت مناسب سیمان و سنگ‌دانه در لایه سیمانی ۱ به ۲ می‌باشد. می‌توان از پوزولان‌ها به عنوان جایگزین قسمتی از سیمان استفاده نمود.

پ ۶-۴-۳-۹ تقاطع دیوارهای غیر سازه‌ای به یکدیگر

اجرای هشتگیر در محل تقاطع دیوارهای غیر سازه‌ای ممنوع می‌باشد. در محل تقاطع دیوارها توصیه می‌شود برای جداسازی دیوارها از یکدیگر از وادار استفاده شود. شکل (پ ۶-۱۵) اجرای وادار مجزا در محل اجرای دو دیوار متقاطع را نمایش می‌دهد.



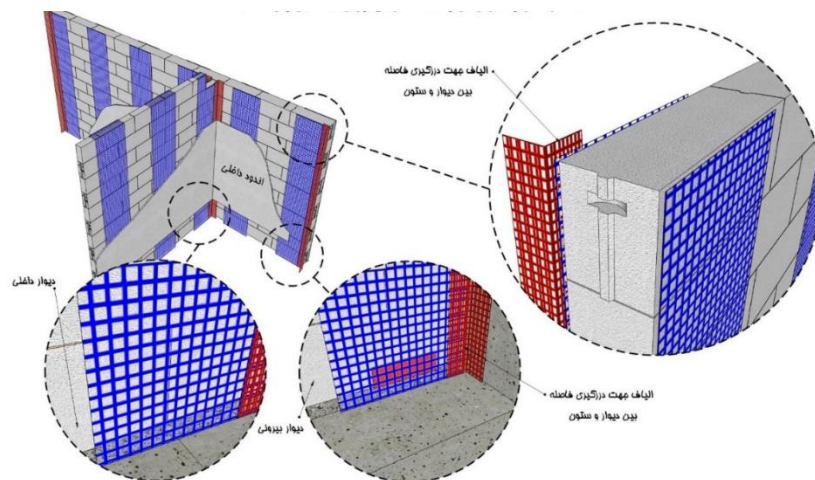
الف- نمای سه بعدی اجرای دیوارهای متقاطع



ب- اجرای دیوار متقاطع از پلان

شکل پ ۶-۱۵ اجرای دیوارهای متقاطع و نحوه اجرای وادر در محل اتصال دو دیوار

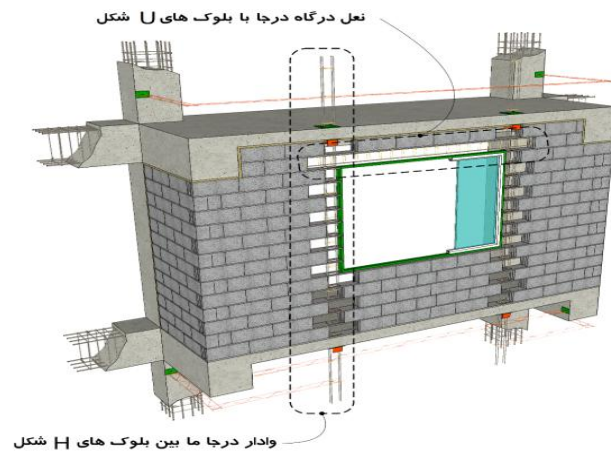
یک راهکار دیگر برای اجرای دیوارهای متقاطع استفاده از مش الیاف برای تسلیح دیوار است. در این حالت همان گونه که در شکل (پ ۶-۱۶) مشاهده می شود، دو دیوار به صورت جداگانه و با مش الیاف مسلح می شوند. در محل تقاطع دو دیوار برای جلوگیری از ایجاد ترک در نازک کاری از یک لایه مش الیاف به صورت ال شکل استفاده می شود و بر روی آن نازک کاری اجرا می گردد.



شکل پ ۶-۱۶ نحوه اجرا و تسلیح دیوارهای متقاطع با استفاده از مش الیاف

پ ۶-۴-۳-۱۰ اجرای نعل درگاه و نصب پنجره

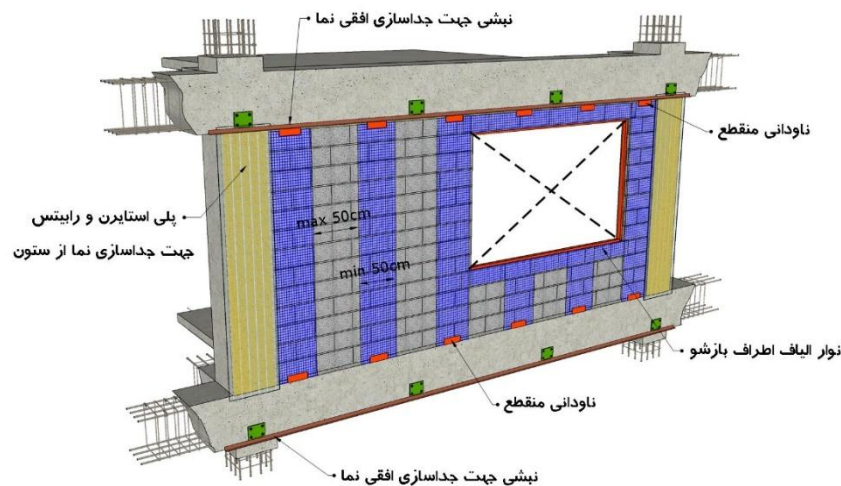
در شرایطی که دیوارها دارای درب یا پنجره باشند، اجرای نعل درگاه و نصب پنجره یا درب باید با رعایت جزئیات مشابه شکل (پ ۶-۱۷) انجام شود. برای بازشوهای بزرگتر از ۲/۰ متر، نیاز به اجرای وادار و نعل درگاه در کنار بازشو می‌باشد. در این حالت در صورتیکه که بازشو نزدیک به ستون باشد می‌توان از تیرک افقی در بالا و پایین بازشو به عنوان جایگزین وادار قایم مجاور ستون استفاده نمود. در بازشوهای کوچکتر از این اندازه، در صورتی که از چارچوب فلزی مناسب که پاسخگوی بارهای وارده باشد استفاده شود و المان‌های مسلح‌کننده دیوار به قاب متصل شوند (می‌توانند جوش داده شوند)، احتیاجی به تعبیه وادار در کنار بازشو نیست، در غیر این صورت باید برای این دهانه‌ها نیز وادار تعبیه نمود. نمونه‌هایی از اجرای وادار فولادی و بتنی در شکل (پ ۶-۱۸) نشان داده شده است.



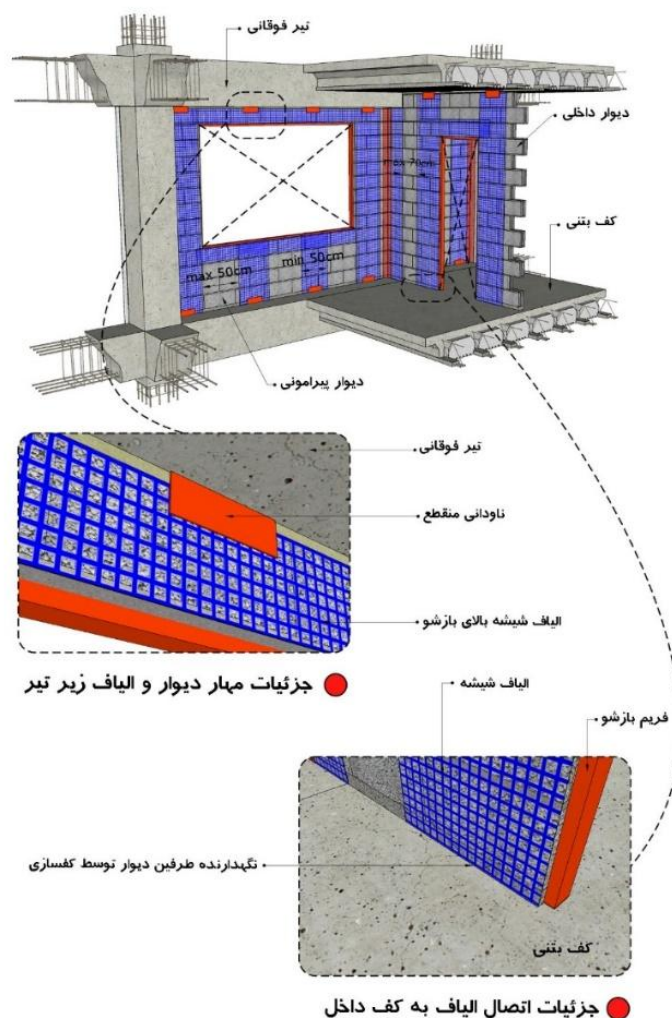
ب- وادار بتنی

شکل پ ۶-۱۸ نحوه اجرای وادار در دو طرف باز شو های بزرگتر از ۲/۰ متر

به جای استفاده از وادار می توان در کنارهای باز شو از مش الیاف به همراه ملات سیمانی از بیرون و اندود گچی از داخل ساختمان استفاده نمود. جزییات اجرای مش الیاف بر روی وجه داخلی و خارجی دیوار در کنار باز شو در شکل های (پ ۶-۱۹ و پ ۶-۲۰) نشان داده شده است.



شکل پ ۶-۱۹ تسلیح دیوار در مجاورت باز شو با استفاده مش الیاف - وجه خارجی دیوار



شکل پ ۶-۲۰ تسلیح دیوار در مجاورت بازشو با استفاده مش الیاف - وجه داخلی دیوار

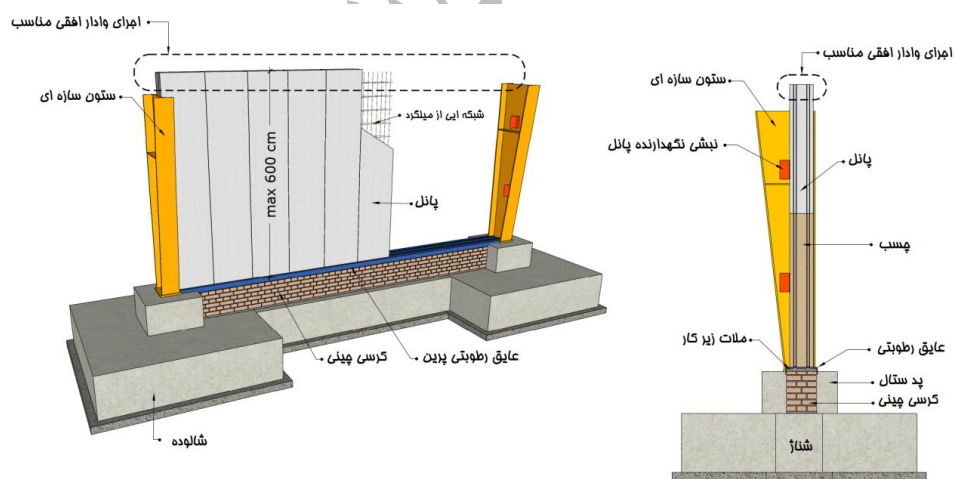
پ ۶-۴-۳-۱۱ جلوگیری از آسیب به سازه‌های بتنی در حین اجرای اتصالات مهار دیوارها
 کلیه اتصالات به سازه‌های بتنی باید با استفاده از میخ و پیچ انجام شود و یا در هنگام
 اجرای اسکلت سازه بتنی صفحات دارای گل‌میخ یا میلگرد جوش شده دارای خم انتهایی
 در مکان‌ها و مقاطع مورد نظر جایگذاری شوند. محل میخ یا پیچ باید به فاصله‌ای از لبه
 قطعات اجرا شود که موجب قلوه‌کن شدن پوشش بتنی اعضای سازه نشود. استفاده از
 میخ‌های کاشت به صورت ضربه ای ممنوع است و می‌توان از روش کاشت چرخشی استفاده



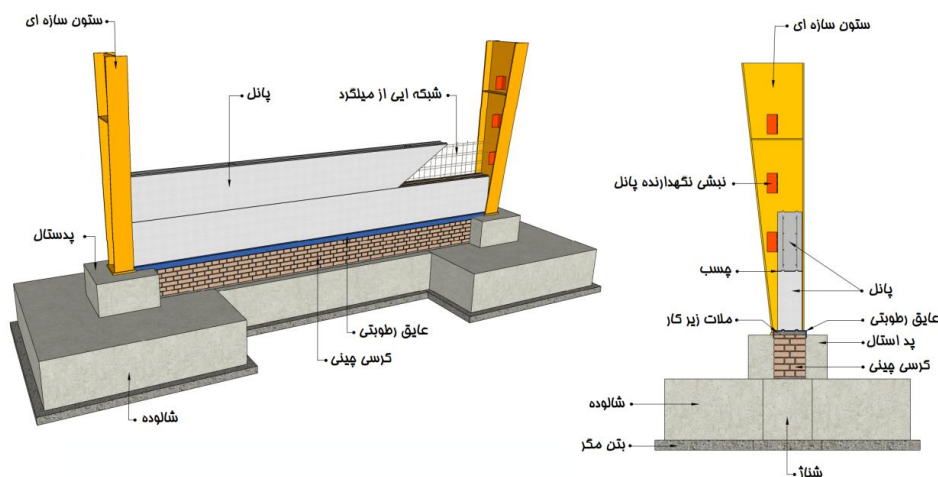
نمود. زاویه نصب پیچ یا میخ در اجرای اتصالات بر سطوح اعضای سازه باید به صورت قائم باشد.

پ ۶-۴-۳-۱۲ دیوارهای پانلی

دیوار پانلی، دیواری است که به صورت یکپارچه فاصله بین دو تکیه گاه را پوشش می دهد و باید به نحو مناسبی مسلح باشد. ساختار پانل باید به گونه ای باشد که قابلیت تحمل بارهای لرزه ای، باد و ضربه را با عملکرد و رفتار یک طرفه در راستای طول پانل داشته باشد. پانل ها به دو دسته عمده تقسیم می شوند: پانل های پیش ساخته و پانل های نیمه پیش ساخته. در پانل های پیش ساخته، قطعه پانل به طور کامل در کارخانه ساخته شده و به محل حمل می شود. در این حالت پانل دارای تسلیحی می باشد که بسته به طول پانل و با توجه به راستای اجرای افقی یا قائم پانل باید طراحی شده باشد. این نوع پانل ها انواع مختلفی دارند ولی در تمام آن ها پانل باید در تراز تکیه گاه های آن به وسیله نبشی، نودانی یا قطعه مشابه در راستای خارج از صفحه مهار شود. اتصال به تکیه گاه باید به گونه ای باشد که باعث درگیری پانل دیواری در راستای داخل صفحه نشود (شکل پ ۶-۲۱).



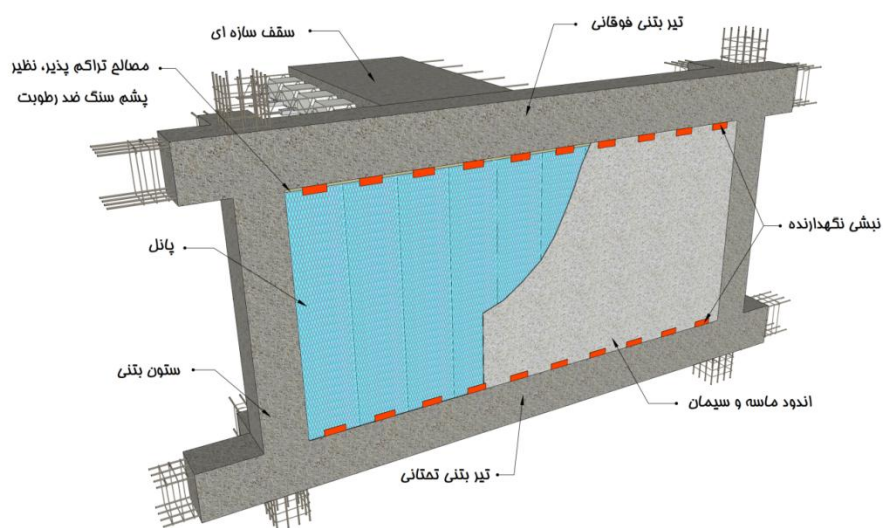
الف - دیوار پانلی قائم



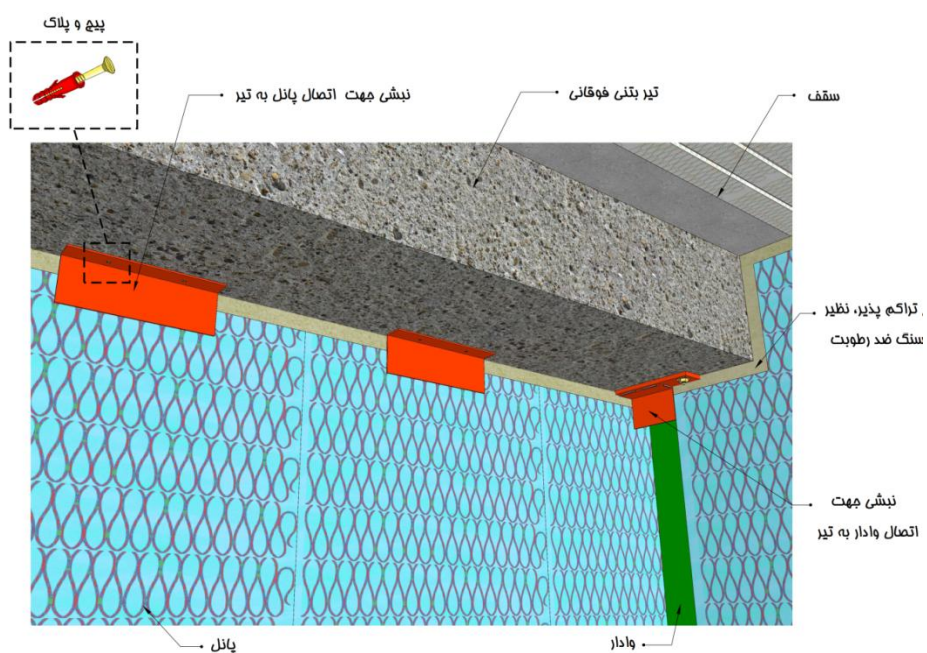
ب- نمونه دیوار پانلی افقی

شکل پ ۶-۲۱ نمونه‌هایی از اجرای دیوار پانلی مسلح کاملاً پیش ساخته به عنوان دیوار خارجی سازه به عنوان نمونه در سوله

نوع دیگر اجرای دیوار پانلی اجرای دیوار به صورت نیمه پیش ساخته می‌باشد. در این پانل‌ها، اسکلت پانل در کارخانه ساخته می‌شود و پوشش در کارگاه بر روی آن اجرا می‌شود (شکل پ ۶-۲۲-الف). نمونه‌ای از این پانل‌ها، پانل‌های تری دی می‌باشد که عایق و شبکه میلگرد به صورت پیش ساخته تولید شده و در کارگاه بر روی آن بتن پاشی می‌شود. در این حالت در صورتی که برای پایین پانل در سقف، ریشه اجرا شده باشد نیازی به اجرایی نبشی در پایین پانل نیست، ولی مهار دیوار در تراز سقف باید با نبشی باشد و اجرای میلگرد در تراز سقف یا در مجاورت ستون‌ها مجاز نیست (شکل پ ۶-۲۲-ب). در این حالت نبشی‌های مهار به سقف که پس از اجرای دیوار نصب می‌شود باید به سمت خارج دیوار باشد و سایر جزییات نیز می‌تواند مشابه دیوارهای بلوکی اجرا شود.



الف- جزئیات اجرای دیوار پانلی نیمه پیش ساخته



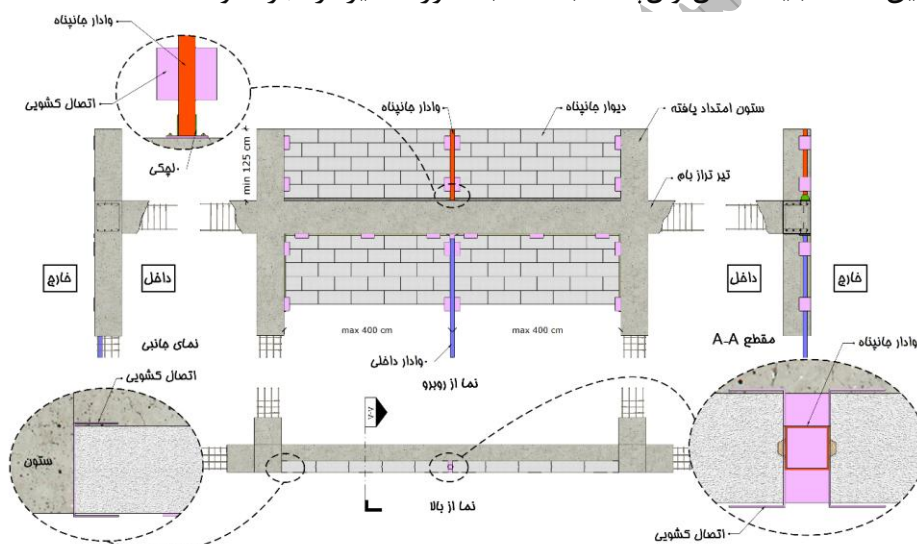
ب- جزئیات نحوه مهار دیوار پانلی نیمه پیش ساخته در سقف طبقات

شکل پ ۶-۲۲ دیوار پانلی نیمه پیش ساخته



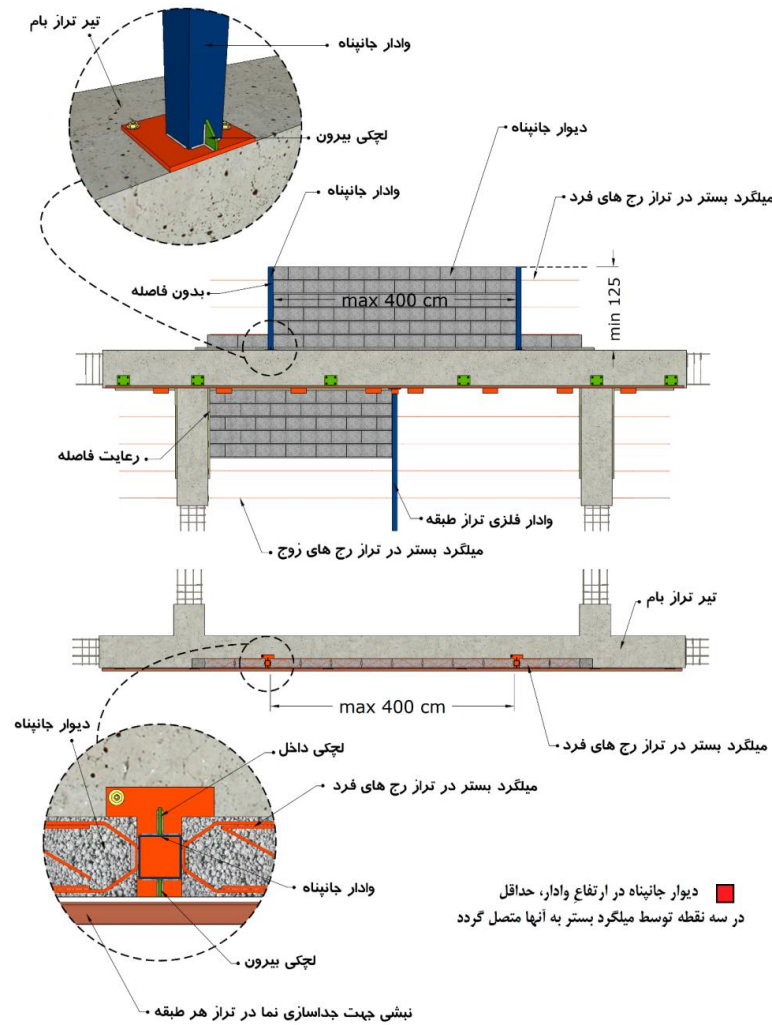
پ ۵-۶ جان پناه‌ها

با توجه به ضوابط سازمان آتش‌نشانی حداقل ارتفاع جان پناه‌ها ۱/۲ متر توصیه می‌شود. در این حالت می‌توان ستون‌های پیرامونی بام را تا ارتفاع ۱/۳۵ متر بر روی بام ادامه داد. این ارتفاع برای مهار لرزه‌ای جان پناه می‌باشد. در فاصله بین ستون‌ها در فواصل ۴ متر نیاز با اجرای وادار طبق جزئیات ارائه شده در (شکل پ ۶-۲۳) می‌باشد. دیوار جان پناه بین وادارها باید به نحو مناسبی با استفاده از میلگرد بستر یا تسمه برای تأمین پایداری خارج از صفحه جان پناه مسلح شود. توجه شود که با توجه عدم وجود جابجایی نسبی در جان پناه نیازی به جداسازی دیوار از وال پست یا ادامه ستون نیست. همچنین با توجه به طره بودن وادار در این حالت باید اتصال وال پست به کف به صورت گیردار اجرا شود.



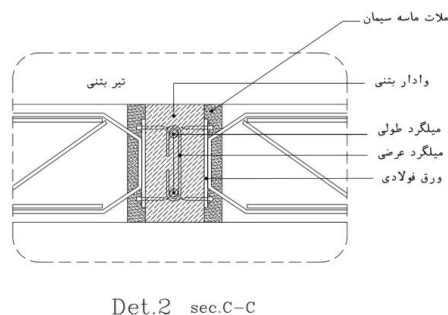
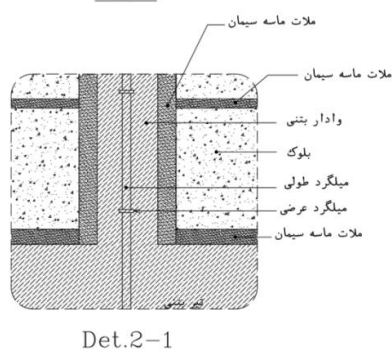
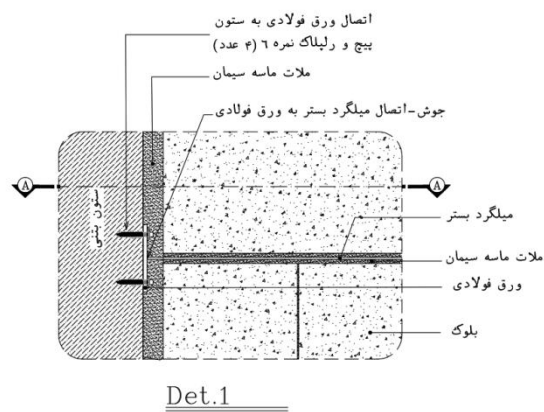
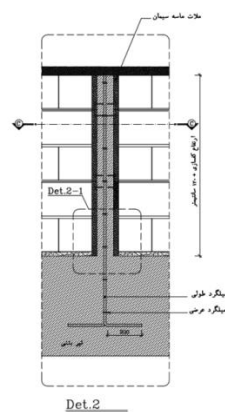
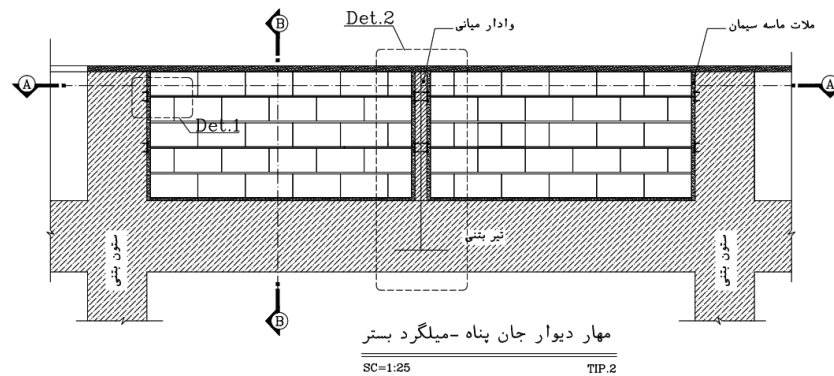
شکل پ ۶-۲۳ نحوه مهار جان پناه غیرمسلح بنائی با استفاده از ادامه دادن ستون‌ها

در صورتی که امکان ادامه دادن ستون‌ها وجود نداشته باشد یا در صورت وجود پیش آمدگی در تراز بام، می‌توان طبق جزئیات شکل (پ ۶-۲۴) دیوار جان پناه را با اجرای وادار در فواصل ۴ متر و تسلیح دیوار در فواصل آن پایدار نمود.



شکل پ ۶-۲۴ مہار جان پناہ بنائی توسط وادار فلزی

یک روش دیگر برای مهار لرزه‌ای جان‌پناه استفاده از وادار بتنی است. نمونه‌ای از اجرای وادار بتنی در شکل (پ ۶-۲۵) نشان داده شده است.

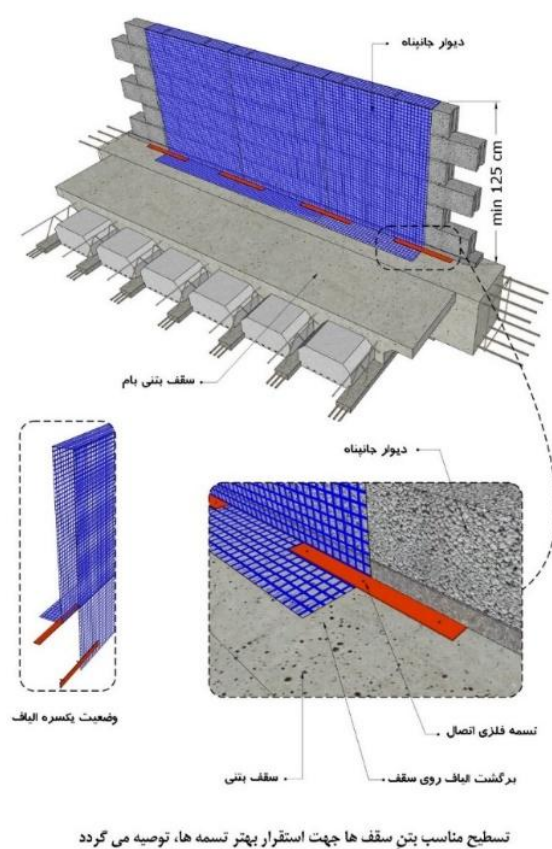


شکل پ ۶-۲۵ جزئیات اجرایی اتصال جان پناه با وادیار بتنی

به عنوان یک روش جایگزین می‌توان از ملاط مسلح شده با مش الیاف به صورت تمام پوشش پیوسته برای مسلح نمودن و پایدار سازی دیوار جان پناه استفاده نمود. تراکم الیاف باید با طراحی و محاسبه و براساس جنس و مشخصات الیاف و مشخصات و ضخامت دیوار طراحی شود. بر روی مش الیاف ملاط ریز دانه با نسبت سیمان به ماسه بادی ۱ به ۲ و با



مقاومت فشاری حداقل 30 MPa باید اجرا شود. الیاف باید در دو طرف به کمک تسمه به دال سقف و وجه بیرونی تیر مهار شوند. جزییات اجرای این روش در شکل (پ ۶-۲۶) نشان داده شده است. برای پایدارسازی دیوارهای بالکن‌ها نیز از روش‌های مشابه با روش ذکر شده برای پایدارسازی جان‌پناه‌ها می‌توان استفاده نمود. در این حالت باید توجه کرد در صورتی که دیوار در تماس با ستون قرار گیرد باید جداسازی بین ستون و دیوار انجام پذیرد.



● جزییات اتصال الیاف به کف بام

شکل پ ۶-۲۶ نمونه‌ای از تسلیح دیوار جان پناه با استفاده ملات مسلح شده با مش الیاف و جزییات اجرای آن



پ ۶-۶ نما

جزئیات اجرایی برای نماهای داخلی و خارجی، باید براساس ضوابط ارائه شده در آخرین ویرایش از نشریه ۷۱۴ سازمان برنامه و بودجه با عنوان «دستورالعمل طراحی سازه‌ای و الزامات و ضوابط عملکردی و اجرایی نمای خارجی ساختمان‌ها» انجام شود.

پ ۶-۷ سقف کاذب

سقف‌های کاذب از لحاظ نحوه اتصال به سقف به چهار گروه کلی تقسیم می‌شوند: دسته الف: سقف‌های کاذبی که با چسب یا اتصالات مکانیکی مستقیماً به سقف متصل هستند (شکل پ ۶-۲۷).

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

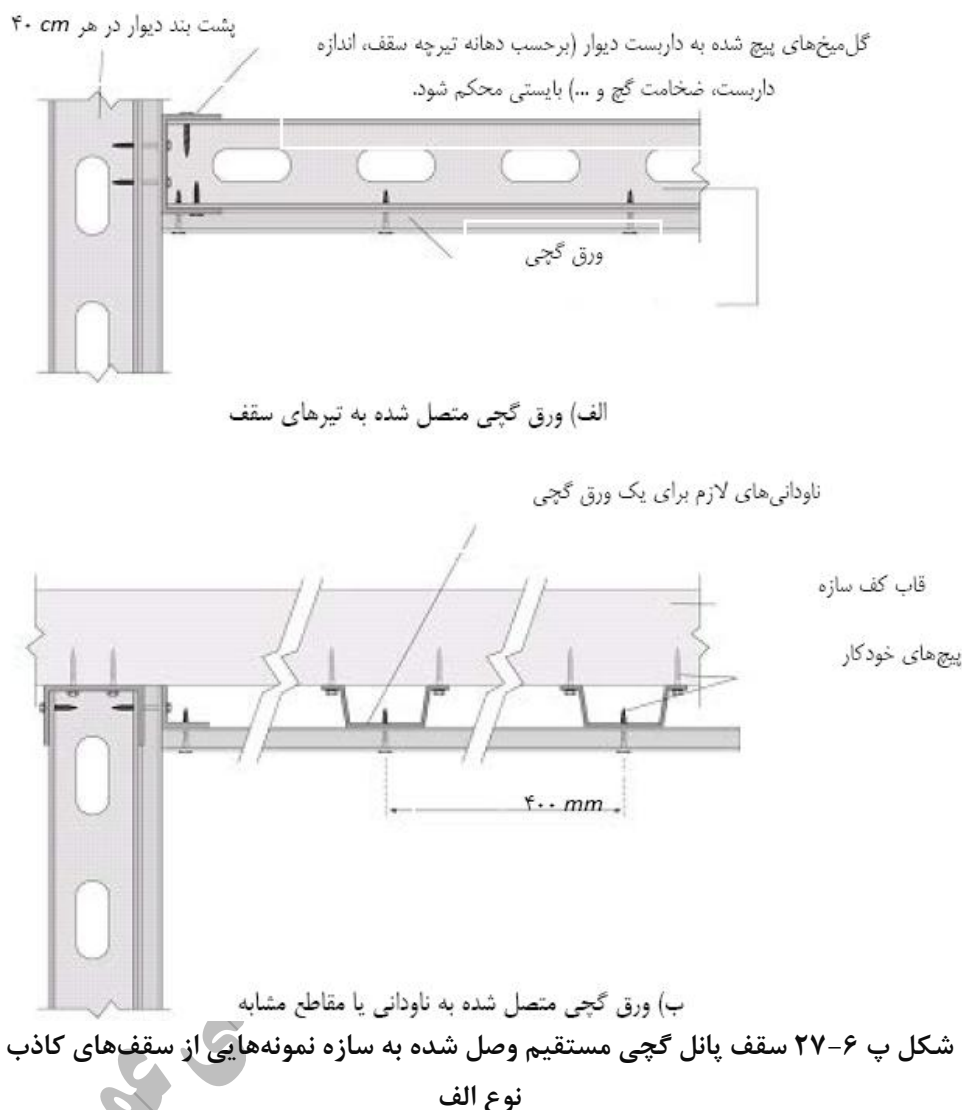
دسته پ: صفحات آویخته گچی، فلزی یا چوبی (با ارتفاع آویز بیشتر از ۶۰ سانتی‌متر از سقف) که توسط اعضای فلزی یا چوبی به سقف متصل شده‌اند و همچنین سقف‌های کاذب تشکیل شده از توری‌های فلزی (رابیتس) با روکش گچی

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

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

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

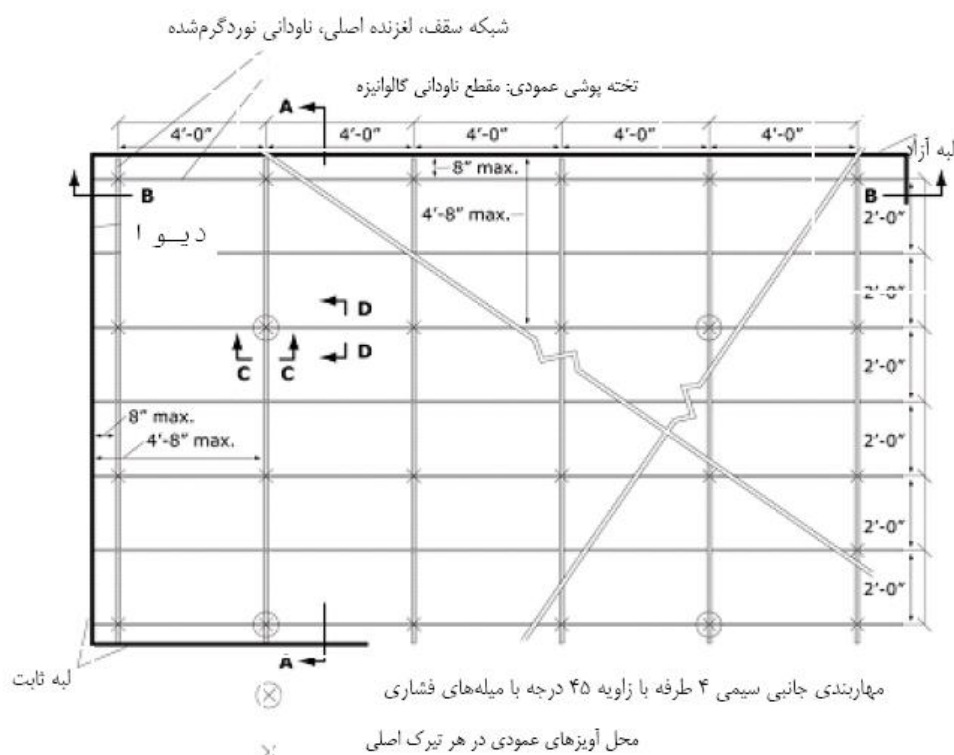
ب- ساختمان‌های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد: سقف‌های کاذب گروه‌های الف و ب و ت باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند ۴-۲-۲ باشند. سقف‌های کاذب گروه پ، باید قادر به پذیرش نیروهای طراحی لرزه‌ای و تغییرشکل‌های نسبی محاسبه شده طبق بندهای ۴-۲-۲، ۴-۲-۴ باشند.



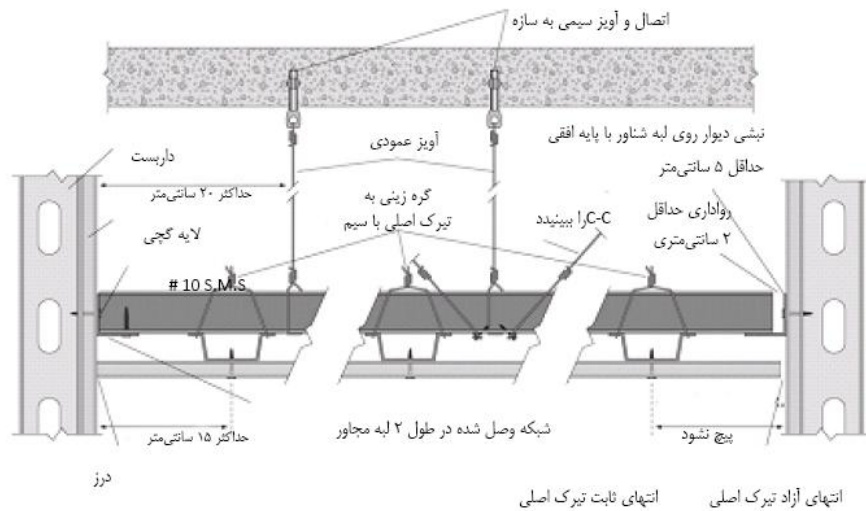
- علاوه بر این، نکات زیر باید در طراحی لرزه‌ای سقف‌های کاذب رعایت گردد:
- در زیر بالکن‌های طره یا سایه‌بان‌هایی که دچار شتاب قائم بالایی به هنگام زلزله می‌شوند، لازم است که طول آویزهای سقف کاذب حتی الامکان کاهش یابد.
 - ارائه جزئیات لرزه‌ای برای سقف‌های کاذب با مساحت کمتر از ۱۵ مترمربع که توسط دیوارها به صورت جانبی در سازه مهار شده‌اند لازم نیست.



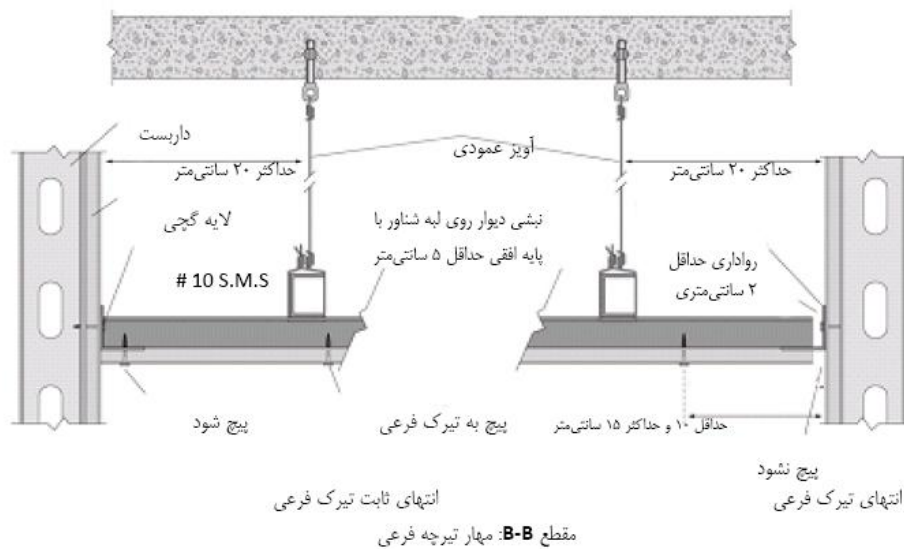
- جزئیات لرزه‌ای خاصی برای سقف‌های کاذب دسته (ت) سنگین مورد نیاز باشد. برای این موارد، نیاز به مهاربندی بیشتری می‌باشد. مهاربندی لرزه‌ای برای سقف‌های سنگین آویخته به صورت معمول شامل یک میله فشاری قائم و مهارهای سیمی کششی قطری می‌باشد. در برخی موارد می‌توان به جای مهاربندی سیمی و میله‌های فشاری از اعضای خمشی استفاده کرد (شکل پ ۲۸-۶ و پ ۲۹-۶)

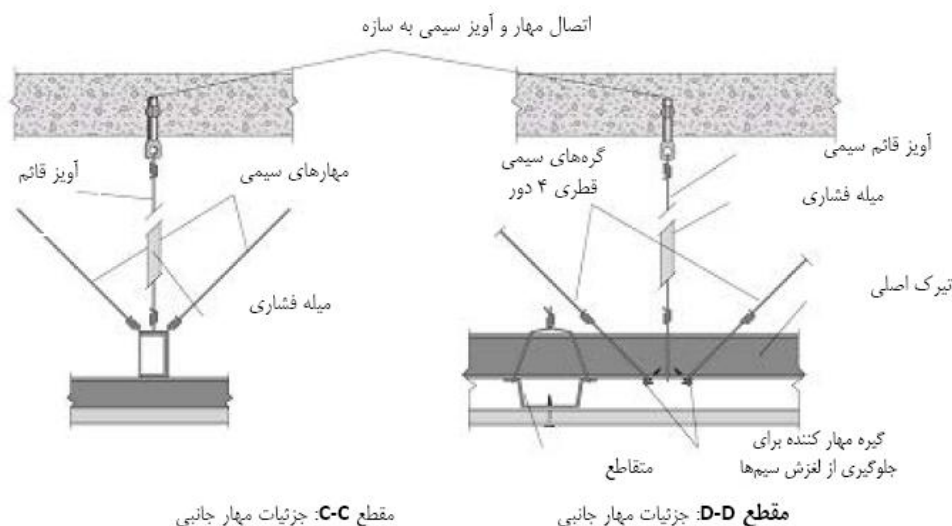


شکل پ ۲۸-۶ پلان مهاربندی عرضی برای شبکه سقف سنگین کاذب



مقطع A-A: مهار تیرچه اصلی

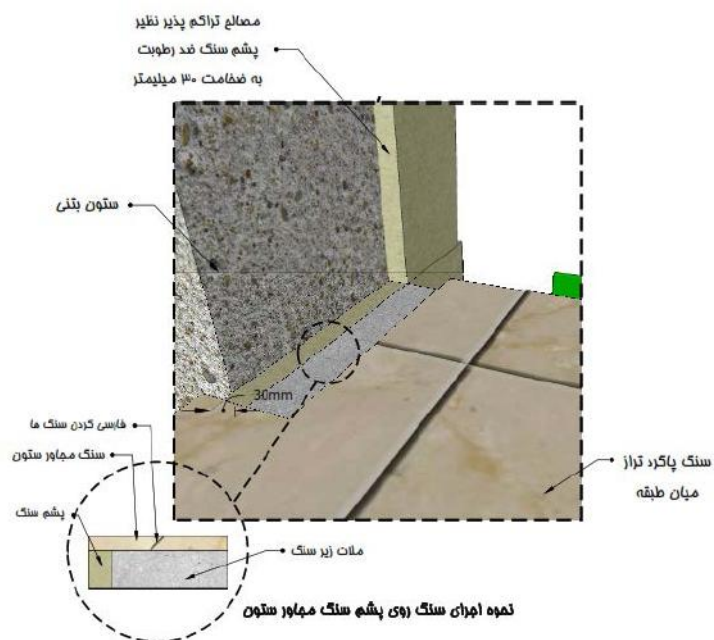
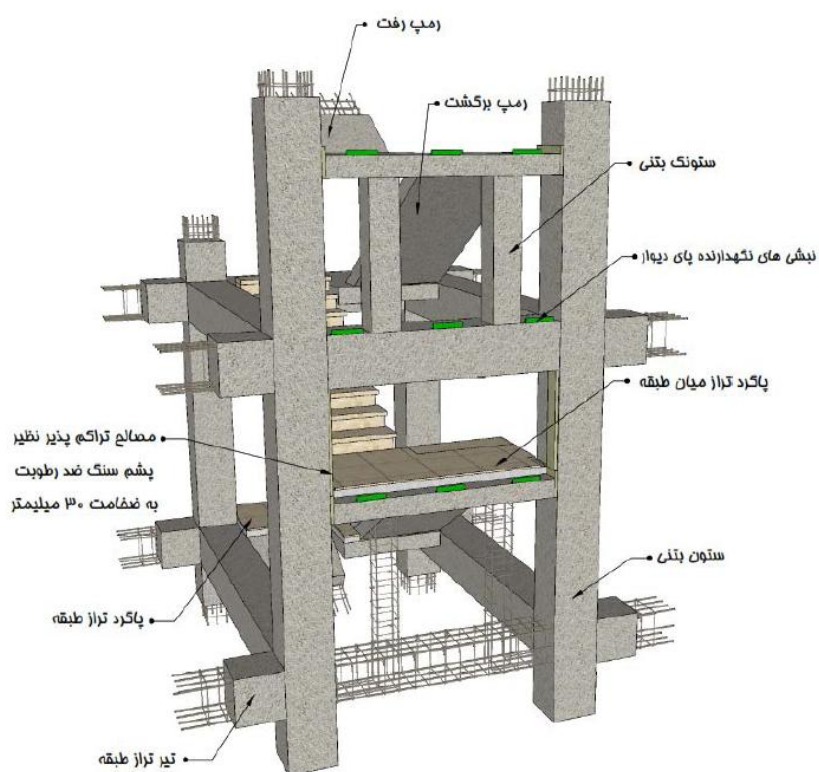




شکل پ ۶-۲۹ جزئیات مهاربندی جانبی برای سقف پانل گچی کاذب

پ ۶-۸ راه پله‌ها

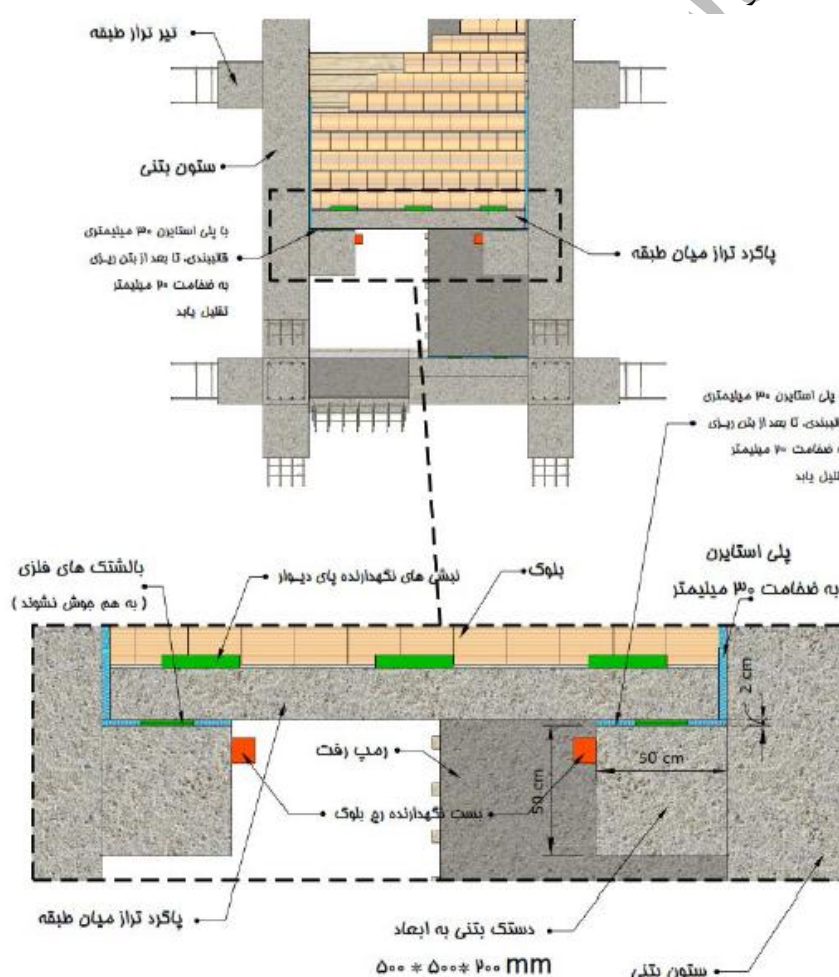
جداسازی پله‌هایی که جزئی از سازه اصلی ساختمان می‌باشند باید با یکی از روش‌های ارائه شده در این بند انجام شود. در سازه‌ها اجرای تیر و اتصال دال راه پله در تراز پاگرد میان طبقه باعث ایجاد ستون کوتاه در ستون‌های مجاور راه پله می‌شود. برای جلوگیری از تشکیل ستون کوتاه می‌توان بجای اجرای تیر نیم طبقه، آن را در همان تراز طبقه اجرا نمود و بر روی آن دو ستونک اجرا کرد. سپس بر روی این ستونک‌ها تیری اجرا شود که به ستون‌های اطراف متصل نبوده و انتهای آن با ستون‌های اطراف 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 شوند. لازم به ذکر است تیر نشیمن قرار گرفته در تراز طبقه که ستونک‌ها بر روی آن قرار دارند بایستی تحت پیچش ایجاد شده ناشی از بارهای ثقلی و لرزه‌ای طراحی شود. جزییات این روش اجرا در شکل (پ ۶-۳۰) ارائه شده است. به عنوان یک روش جایگزین می‌توان از ستون‌های فولادی یا بتنی به صورت آویز از سقف استفاده نمود.



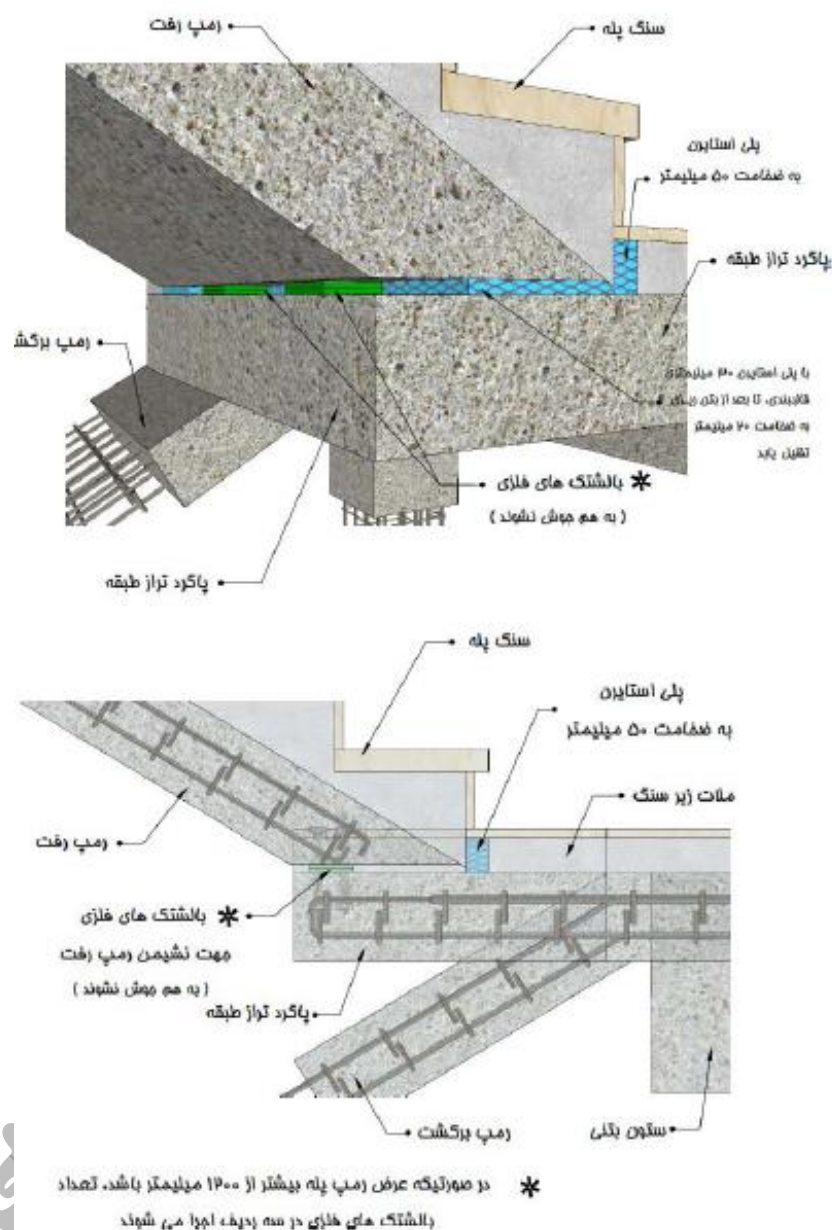
شکل پ ۶-۳۰ اجرای پاکرد راه پله بر روی ستونک برای جلوگیری از ایجاد ستون کوتاه



یک روش دیگر برای کاهش اندرکنش پله و سازه، جداسازی آن در تراز پاگرد میان طبقه و تراز پاگرد پایین هر طبقه می‌باشد. به این ترتیب از ایجاد ستون کوتاه در ستون‌های مجاور راه پله و آسیب به دال راه پله به علت جذب نیروی جانبی توسط راه پله جلوگیری می‌شود (حداقل پهنا دستک برابر ۲۰ سانتی‌متر می‌باشد). رمپ راه پله فقط در تراز پاگرد طبقه از طریق بالشتک بر روی دال پاگرد می‌نشیند و اتصال رمپ و دال پاگرد در تراز میان طبقه به صورت پیوسته اجرا می‌شود (شکل پ ۳۱-۶ و پ ۳۲-۶). در سازه‌های فولادی اتصال می‌توان از اتصالات لوبیایی برای اتصال تیر راه پله و تیر یا دستک نشیمن نیز استفاده نمود.



شکل پ ۳۱-۶ جزئیات اجرایی جداسازی نشیمن پاگرد راه پله در تراز نیم طبقه



شکل پ ۶-۳۲ جزئیات اجرایی جداسازی نشیمن پاگرد راه پله در تراز طبقه

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



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

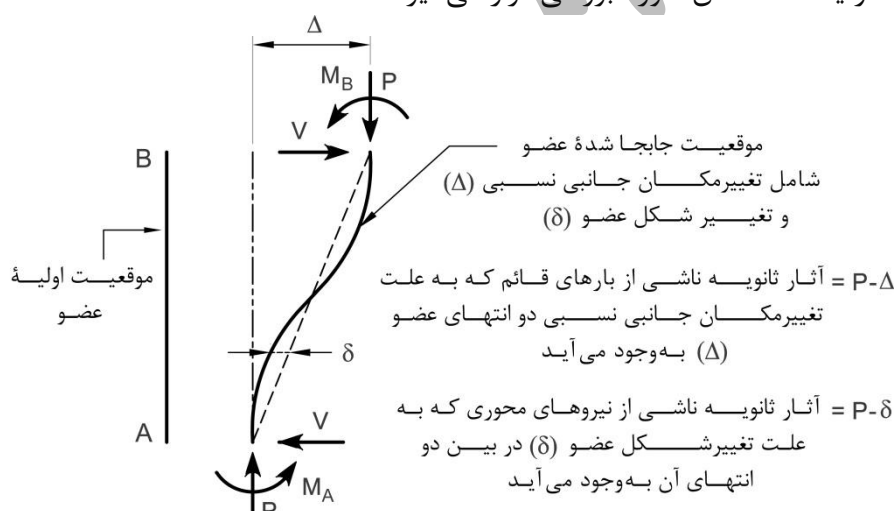
نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظرخواهی عمومی

پیوست (۷)

آثار $P-\Delta$

پ ۷-۱ کلیات

آثار ثانویه ناشی از نیروهای محوری که به علت تغییر شکل عضو در بین دو انتهای آن به وجود می‌آید، آثار $P-\delta$ و آثار ثانویه ناشی از بارهای قائم که به علت تغییر مکان جانبی نسبتی دو انتهای عضو به وجود می‌آید، آثار $P-\Delta$ نامیده می‌شود. در این پیوست، صرفاً آثار $P-\Delta$ در یک ساختمان، مورد بررسی قرار می‌گیرد.



شکل پ ۷-۱: آثار مرتبه دوم (آثار $P-\delta$ و $P-\Delta$)

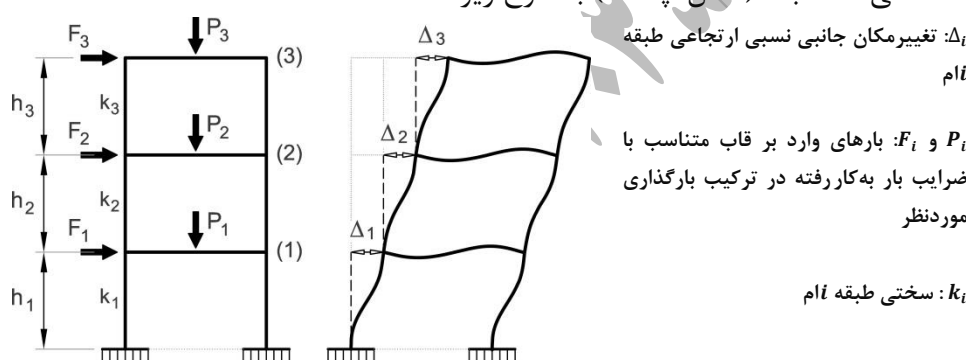
امروزه برنامه‌های کامپیوتری متعددی وجود دارد که در آن‌ها آثار $P-\Delta$ بر مبنای روش‌های مختلف، قابل تعیین است. در هنگام استفاده از چنین برنامه‌هایی باید فرضیات و روش انجام تحلیل $P-\Delta$ برای کاربر، مشخص باشد. در اغلب برنامه‌های کامپیوتری برای انجام تحلیل الاستیک مرتبه دوم از روش‌هایی نظیر روش غیر خطی هندسی، روش تحلیل الاستیک مرتبه دوم مبتنی بر تحلیل الاستیک مرتبه اول تشدید یافته، روش اضافه کردن اعضایی با مشخصات هندسی و با مقادیر منفی در مدل و روش تقریبی مبتنی بر تکرار،



استفاده می‌شود. با توجه به سهولت روش تقریبی مبتنی بر تکرار، در ادامه به تشریح چگونگی انجام تحلیل مرتبه دوم بر اساس این روش پرداخته می‌شود. شایان ذکر است، نظر به آنکه تحلیل‌های مرتبه دوم (تحلیل‌های غیر خطی هندسی) دارای ماهیت غیر خطی بوده و برای در نظر گرفتن آثار این نوع تحلیل‌ها نمی‌توان از اصل جمع آثار قوا استفاده کرد، لذا در حالت کلی برای تعیین مقاومت‌های موردنیاز اعضا، آثار $P-\Delta$ باید به‌طور مجزا در هر یک از ترکیب‌های بارگذاری در نظر گرفته شود.

پ ۲-۷ روش تقریبی مبتنی بر تکرار

مراحل انجام تحلیل الاستیک مرتبه دوم به کمک این روش تقریبی، در قالب یک قاب ساختمانی سه طبقه (شکل پ ۲-۷) به شرح زیر است:



شکل پ ۲-۷: قاب ساختمانی سه طبقه تحت بارهای قائم و جانبی

ابتدا بر اساس تحلیل الاستیک مرتبه اول، مقادیر برش طبقات و تغییر مکان جانبی نسبتی ارتجاعی آن‌ها مطابق روابط پ ۱-۷ الی پ ۳-۷ تعیین می‌شوند.

$$V_1^{(1)} = F_1 + F_2 + F_3 \Rightarrow \Delta_1^{(1)} = V_1 / k_1 = \dots \quad (\text{پ ۱-۷})$$

$$V_2^{(1)} = F_2 + F_3 \Rightarrow \Delta_2^{(1)} = V_2 / k_2 = \dots \quad (\text{پ ۲-۷})$$

$$V_3^{(1)} = F_3 \Rightarrow \Delta_3^{(1)} = V_3 / k_3 = \dots \quad (\text{پ ۳-۷})$$

نیروهای برشی اضافی فرضی حاصل از روابط پ ۴-۷ الی پ ۶-۷، به نیروهای برشی حاصل از روابط پ ۱-۷ الی پ ۳-۷ اضافه می‌شوند.

$$V_1^{(2)} = V_1^{(1)} + \frac{(P_1 + P_2 + P_3) \times \Delta_1^{(1)}}{h_1} = \dots \Rightarrow \Delta_1^{(2)} = V_1^{(2)} / k_1 \quad (\text{پ ۴-۷})$$

$$= \dots$$



$$V_2^{(2)} = V_2^{(1)} + \frac{(P_2 + P_3) \times \Delta_2^{(1)}}{h_2} = \dots \Rightarrow \Delta_2^{(2)} = V_2^{(2)} / k_2 \quad (\text{پ-۷-۵})$$

$$V_3^{(2)} = V_3^{(1)} + \frac{P_3 \times \Delta_3^{(1)}}{h_3} = \dots \Rightarrow \Delta_3^{(2)} = V_3^{(2)} / k_3 \quad (\text{پ-۷-۶})$$

روند تکرار فوق تا حصول همگرایی موردنظر ادامه می‌یابد. پس از حصول همگرایی موردنظر (پس از m بار تکرار تحلیل الاستیک مرتبه اول)، بر اساس این روش، ضریب بزرگنمایی مقاومت‌های خمشی موردنیاز و تغییرمکان جانبی نسبی ارتجاعی طبقه i ام از رابطه پ-۷-۷ تعیین می‌شود.

$$\mu_i = \frac{V_i^{(m)}}{V_i^{(1)}} = \frac{\Delta_i^{(m)}}{\Delta_i^{(1)}} \quad (\text{پ-۷-۷})$$

در رابطه فوق:

μ_i : ضریب بزرگنمایی مقاومت‌های خمشی موردنیاز و تغییرمکان جانبی نسبی ارتجاعی طبقه i ام ناشی از آثار $P-\Delta$ ؛
 $\Delta_i^{(1)}$: تغییرمکان جانبی نسبی ارتجاعی طبقه i ام ناشی از تحلیل الاستیک مرتبه اول؛
 $V_i^{(1)}$: برش طبقه i ام ناشی از تحلیل الاستیک مرتبه اول؛
 h_i : ارتفاع طبقه i ام.

اگرچه بر اساس روند فوق، امکان در نظر گرفتن آثار $P-\Delta$ میسر است، لیکن بر اساس تعریف شاخص پایداری، روند تکرار فوق را می‌توان فقط در یک مرحله انجام داد. برای این منظور اگر نسبت لنگر خمشی اضافی ایجادشده در طبقه i ام ناشی از آثار $P-\Delta$ ، به لنگر خمشی ناشی از تحلیل الاستیک مرتبه اول در طبقه i ام، شاخص پایداری طبقه i ام، θ_i ، نامیده شود، مقدار آن از رابطه پ-۷-۸ قابل تعیین است.

$$\theta_i = \frac{(\sum_{r=1}^n P_r) \Delta_i^{(1)}}{V_i^{(1)} h_i} = \frac{\Delta M_i^{(2)}}{M_i^{(1)}} \quad (\text{پ-۷-۸})$$

$$M_i^{(2)} = M_i^{(1)} + \Delta M_i^{(2)} = M_i^{(1)} (1 + \theta_i) \quad (\text{پ-۷-۹})$$



با توجه به آنکه لنگر خمشی اضافی $\Delta M_i^{(2)}$ ، خود سبب ایجاد یک تغییر مکان جانبی ارتجاعی اضافی در طبقه i ام می‌شود و این تغییر مکان نیز به نوبه خود، آثار $P-\Delta$ و لذا لنگر اضافی جزئی تری را ایجاد می‌کند، لنگر طبقه i ام در تکرار سوم، برابر با مقدار حاصل از رابطه پ ۷-۱۰ خواهد بود.

$$M_i^{(3)} = M_i^{(2)} + \Delta M_i^{(3)} = M_i^{(1)}(1 + \theta_i) + [M_i^{(1)}\theta_i]\theta_i \quad (\text{پ ۷-۱۰})$$

در نهایت، لنگر خمشی طبقه i ام در تکرار m ام برابر با مقدار حاصل از رابطه پ ۷-۱۱ خواهد بود.

$$M_i^{(m)} = M_i^{(1)}(1 + \theta_i + \theta_i^2 + \theta_i^3 + \dots) \quad (\text{پ ۷-۱۱})$$

با توجه به حد سری‌ها، مقدار حد سری داخل پرانتز فوق، برابر $1 / (1 - \theta_i)$ است. بنابراین می‌توان $M_i^{(m)}$ را مطابق رابطه پ ۷-۱۲ بیان نمود.

$$M_i^{(m)} = M_i^{(1)} \left(\frac{1}{1 - \theta_i} \right) \quad (\text{پ ۷-۱۲})$$

نظر به آنکه بالانویس m ، مبین آخرین گام تکرار است، لذا ضریب بزرگنمایی مقاومت‌های خمشی مورد نیاز و تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی طبقه i ام از رابطه پ ۷-۱۳ تعیین می‌گردد.

$$\mu_i = \frac{M_i^{(m)}}{M_i^{(1)}} = \frac{1}{1 - \theta_i} \quad (\text{پ ۷-۱۳})$$

تبصره: تغییر مکان‌های جانبی محاسبه شده با استفاده از این روش، همان تغییر مکان‌های جانبی ارتجاعی ناشی از تحلیل مرتبه دوم هستند. پس از محاسبه تغییر مکان‌های جانبی ارتجاعی، تغییر مکان‌های جانبی غیر ارتجاعی هر طبقه بر اساس ضوابط بند ۳-۱۲-۲ تعیین می‌شود.

پ ۷-۳ ملاحظات ضرایب بارهای ثقلی برای در نظر گرفتن آثار $P-\Delta$

الف) به منظور تعیین زمان تناوب اصلی نوسان سازه، به طور محافظه کارانه می‌توان از آثار مرتبه دوم صرف نظر نمود. در صورت لزوم می‌توان این آثار را در حضور صد درصد بارهای



مرده، درصدی از بارهای زنده طبقات و درصدی از بار برف بام، مطابق جدول ۳-۴ در نظر گرفت.

ب) به‌منظور تعیین مقاومت‌های موردنیاز اعضا تحت زلزله طرح، آثار مرتبه دوم می‌تواند به‌طور محافظه‌کارانه بر اساس بزرگ‌ترین ضرایب بارهای مرده و زنده طبقات و نیز بار برف بام در ترکیب‌های بارگذاری شامل نیروی زلزله طرح، در نظر گرفته شود؛ لیکن برای تعیین تغییرمکان‌های جانبی و همچنین تعیین شاخص پایداری طبقات، لازم نیست مقادیر ضرایب بار، بیش از ۱/۰ در نظر گرفته شوند.

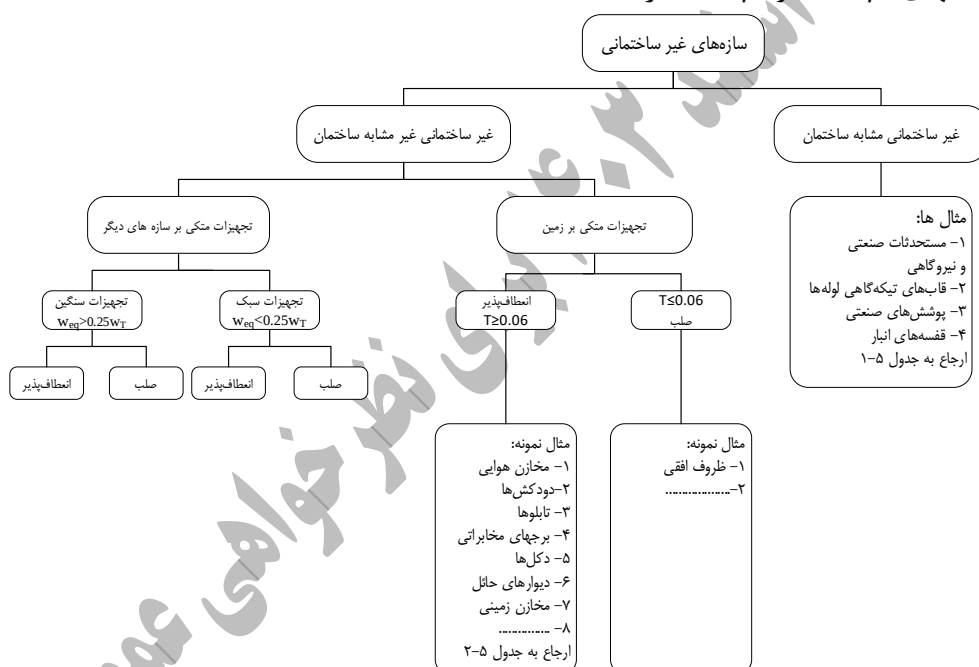
پ) به‌منظور تعیین تغییرمکان جانبی طبقات و مقاومت‌های موردنیاز اعضا تحت زلزله سطح بهره‌برداری، آثار مرتبه دوم می‌تواند به‌طور محافظه‌کارانه بر اساس بزرگ‌ترین ضرایب بارهای مرده و زنده طبقات و نیز بار برف بام در ترکیب‌های بارگذاری شامل نیروی زلزله سطح بهره‌برداری، در نظر گرفته شود.

پیوست (۸)

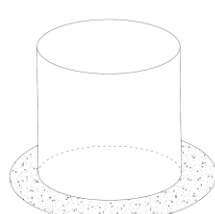
زمان تناوب اصلی نوسان سازه‌های غیر ساختمانی

پ ۸-۱ کلیات

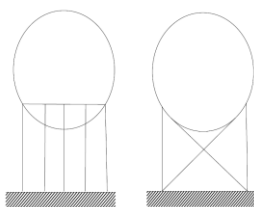
گروه و دسته‌بندی سازه‌های غیر ساختمانی و نمونه‌هایی از این سازه‌ها به ترتیب در شکل‌های (پ ۸-۱) و (پ ۸-۲) ارائه شده‌اند.



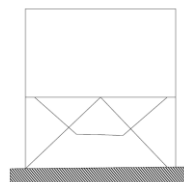
شکل (پ ۸-۱) دسته‌بندی سازه‌های غیر ساختمانی



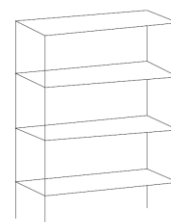
مخازن روی زمین
 $R_u = 3$



مخازن روی پایه با یا بدون
مهاربندی $R_u = 3$ یا ۲



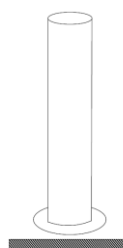
بونکر یا کندو روی
پایه ها با یا بدون
مهاربندی $R_u = 3$ یا ۲



قفسه فلزی خودایستا
 $R_u = 4$



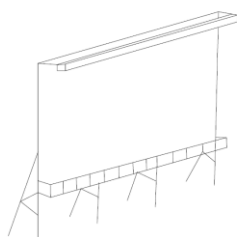
برج خریابی طره ای $R_u = 3$



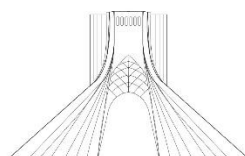
(دیواره پیوسته تا روی پی)
دودکش یا سیلوی بتنی درجا
 $R_u = 3$



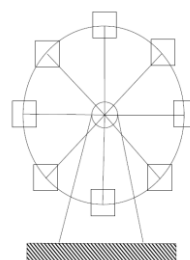
سازه طره ای با جرم گسترده
سیلو و دودکش و ظروف قائم روی
پدستال $R_u = 3$ یا ۲



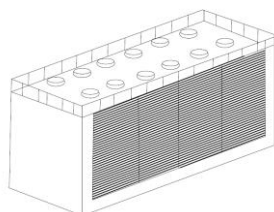
تابلوها و علائم $R_u = 3.5$



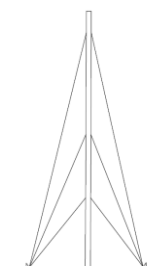
یادبودها $R_u = 3.5$



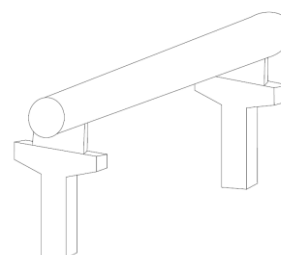
سازه های تفریحی $R_u = 2.5$



برج خنک کن
 $R_u = 3.5$



دودکش مهارشده با کابل
 $R_u = 3$



سازه هایی با رفتار مشابه پاندول
وارونه $R_u = 2$

شکل (پ ۸-۲) نمونه هایی از سازه های غیرساختمانی



پ ۸-۲ زمان تناوب اصلی نوسان جرم متمرکز واقع در انتهای طره لاغر:

پ ۸-۲-۱ در صورتی که از جرم طره صرف نظر شود از رابطه (پ ۸-۱) به دست می‌آید:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{p}{gk}} \quad (\text{پ ۸-۱})$$

در رابطه فوق :

p = وزن جسم نوسان کننده بر حسب نیوتن

$k = \frac{1}{f}$ سختی طره بر حسب نیوتن بر متر

f = تغییر مکان انتهای طره ناشی از اعمال بار واحد در انتهای طره بر حسب متر

g = شتاب ثقل بر حسب متر بر مجذور ثانیه

پ ۸-۲-۲ در صورتی که مقطع یکنواخت باشد و از جرم طره صرف نظر نشود از رابطه

(پ ۸-۲) به دست می‌آید:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{p'}{g} \times \frac{l^3}{3EI}} \quad (\text{پ ۸-۲})$$

در رابطه فوق:

$$p' = p + \frac{33}{140} ql$$

p = وزن جرم متمرکز بر حسب نیوتن

q = وزن واحد طول طره بر حسب نیوتن بر متر

l = طول طره بر حسب متر

g = شتاب ثقل بر حسب متر بر مجذور ثانیه

E = مدول ارتجاعی بر حسب نیوتن بر مترمربع (پاسکال)

I = ممان اینرسی مقطع بر حسب متر به توان چهار

پ ۸-۳ زمان تناوب اصلی نوسان دودکش‌ها

پ ۸-۳-۱ زمان تناوب دودکشهایی که جرم و مقطع آن در ارتفاع یکنواخت باشد از رابطه

(پ ۸-۳) به دست می‌آید:



$$T = 1.79l^2 \sqrt{\frac{q}{gEI}} \quad (\text{پ} ۸-۳)$$

در رابطه فوق:

l = ارتفاع دودکش برحسب متر

q = وزن واحد طول دودکش برحسب نیوتن برمتر

I = ممان اینرسی مقطع دودکش برحسب متر به توان چهار

E = مدول ارتجاعی برحسب نیوتن برمترمربع (پاسکال)

g = شتاب ثقل برحسب متربرمجذور ثانیه

پ ۸-۳-۲ زمان تناوب دودکشهایی با مقطع متغیر به شکل مخروط ناقص از رابطه (پ ۸-۴) به دست می آید:

$$T = kl^2 \sqrt{\frac{q}{gEI}} \quad (\text{پ} ۸-۴)$$

در رابطه فوق:

L = فاصله راس تا تراز کف مخروط برحسب متر

a = فاصله راس تا تراز بالای مخروط برحسب متر

l = ارتفاع مخروط ناقص برحسب متر

q = وزن واحد طول در تراز کف مخروط (مقطع AB)

برحسب نیوتن برمتر

I = ممان اینرسی در تراز کف مخروط برحسب متر به توان چهار

k = ضریبی که مقدار آن به شرح زیر تعیین می گردد:

$\frac{a}{L}$	۰/۴	۰/۶	۰/۸	۱/۰
K	۱/۲۹	۱/۵	۱/۷	۱/۷۹

پ ۸-۳-۳ زمان تناوب دودکشهای فولادی قیفی شکل از رابطه (پ ۸-۵) به دست می آید:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{0.08D}{g}} \quad (\text{پ} ۸-۵)$$



در رابطه فوق:

D = تغییر مکان جانبی انتهای فوقانی دودکش تحت اثر بار جانبی مساوی با وزن کل دودکش برحسب متر
 g = شتاب ثقل برحسب متر بر مجذور ثانیه

پ ۸-۴ زمان تناوب اصلی نوسان سازه طره ای با مجموعه جرم‌های متمرکز در طول آن:

زمان تناوب سازه‌های غیر ساختمانی طره ای که جرم‌های متمرکز در ارتفاع آن قرار دارند (مشابه سازه‌های طبقاتی) از روابط تجربی ارائه شده برای قابهای ساختمانی در فصل سوم قابل محاسبه نیست. در این سازه‌ها میتوان از رابطه (پ ۸-۶) استفاده کرد.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i \delta_i}} \quad (\text{پ ۸-۶})$$

در رابطه فوق:

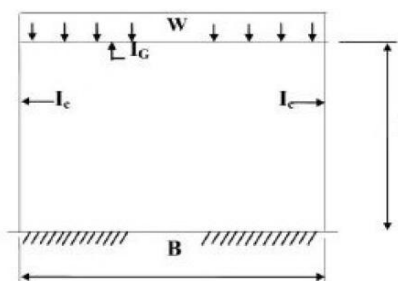
F_i = نیروی جانبی وارد بر مرکز جرم قسمت i سازه برحسب نیوتن
 δ_i = تغییر مکان کلی جانبی ارتجاعي مرکز جرم هر قسمت تحت اثر F_i برحسب متر
 w_i = سهم وزن موثر لرزه‌ای قسمت i برحسب نیوتن
 n = تعداد جرم‌های متمرکز در ارتفاع سازه
 g = شتاب ثقل برحسب متر بر مجذور ثانیه

پ ۸-۵ زمان تناوب اصلی نوسان قاب خمشی یک و دو درجه آزادی:

زمان تناوب قابهای خمشی یک طبقه و دو طبقه مشابه قابهای نگهدارنده لوله به ترتیب از روابط (پ ۸-۷) و (پ ۸-۸) بدست می آید.

$$T = 1.814 \sqrt{\frac{\alpha W H^3}{E I_c g}} \quad (\text{پ ۸-۷})$$

در رابطه فوق:



W = کل بار وارده به کف یا عرشه بر حسب نیوتن
 I_G, I_C = به ترتیب ممان اینرسی ستون و تیر
 بر حسب متر به توان چهار
 H = ارتفاع دودکش بر حسب متر
 E = مدول ارتجاعی بر حسب نیوتن بر مترمربع (پاسکال)
 g = شتاب ثقل بر حسب متر بر مجذور ثانیه

$$\alpha = \frac{2K+1}{K}$$

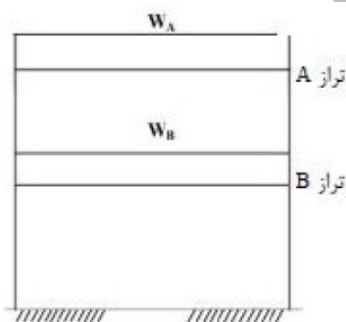
$$\alpha = \frac{3K+2}{6K+1}$$

اگر اتصال پای ستون مفصلی باشد:
 اگر اتصال پای ستون گیردار باشد:

$$K = \left(\frac{I_G}{I_C}\right) \left(\frac{H}{B}\right)$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_A C_{aa} + W_B C_{bb} + \sqrt{(W_A C_{aa} - W_B C_{bb})^2 + 4W_A W_B C_{ab}^2}}{8900g}} \quad (\text{پ-۸-۸})$$

در رابطه فوق:



C_{aa} = جابجایی تراز A در اثر بار واحد وارد بر تراز A
 بر حسب متر
 C_{bb} = جابجایی تراز B در اثر بار واحد وارد بر تراز B
 بر حسب متر
 C_{ab} = جابجایی تراز B در اثر بار واحد وارد بر تراز A
 بر حسب متر

W_A و W_B = کل بار وارده به هر یک از کفها بر حسب نیوتن
 g = شتاب ثقل بر حسب متر بر مجذور ثانیه

پیوست (۹)

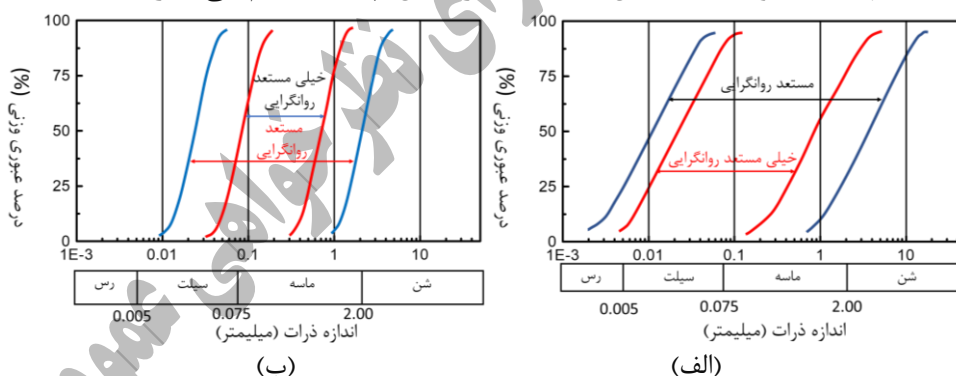
الزامات ژئوتکنیکی

پ ۹-۱ روانگرایی

در این بند مطالب لازم برای استفاده در مباحث تعیین استعداد و ارزیابی وقوع روانگرایی و تعیین پتانسیل بروز اثرات سطحی ناشی از وقوع روانگرایی درزمینهای مسطح و نیز گسترش جانبی ناشی از روانگرایی و تمهیدات لازم برای مقابله با روانگرایی و گسترش جانبی ارائه می شود.

پ ۹-۱-۱ تعیین استعداد روانگرایی:

برای تعیین استعداد روانگرایی، نخستین تخمین بر اساس منحنی دانه بندی خاکها و مقایسه آنها با محدوده های نشان داده شده در شکل پ ۹-۱ انجام می گیرد.



شکل پ ۹-۱ محدوده دانه بندی خاکهای مستعد روانگرایی الف) خاکهای با ضریب یکنواختی مساوی یا بزرگتر از ۳/۵ ($Cu \geq 3.5$) ب) خاکهای با ضریب یکنواختی کوچکتر از ۳/۵ ($Cu < 3.5$)

پ ۹-۱-۲ نحوه اصلاح تعداد ضربات نفوذ استاندارد، مقاومت نوک مخروط و سرعت موج برشی اندازه گیری شده درمحل



برای تعیین استعداد و نیز ارزیابی وقوع روانگرایی از مقادیر اصلاح و نرمال شده $(N_1)_{60}$ ، $(q_{c1})_N$ و (V_{s1}) استفاده می شود. روابط زیر برای این منظور استفاده میشود:

– اصلاح عدد N (تعداد ضربات اندازه گیری شده آزمایش نفوذ استاندارد، SPT):

برای اصلاح تعداد ضربات آزمایش نفوذ استاندارد اندازه گیری شده در محل از رابطه زیر استفاده شود:

$$(N_1)_{60} = N \cdot C_E \cdot C_N \quad (\text{پ-۹-۱})$$

ضریب C_E برای تبدیل N به N_{60} مورد استفاده قرار می گیرد و مقدار آن از رابطه زیر بدست می آید:

$$C_E = \frac{E}{60} \quad (\text{پ-۹-۲})$$

در این رابطه E مقدار بازدهی انرژی دستگاه مورد استفاده است.

مقدار C_N از رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \leq 1.7 \quad (\text{پ-۹-۳})$$

در این رابطه σ'_{v0} تنش موثر برجا (بر حسب کیلوپاسکال) در عمق آزمون استاندارد است. مقدار P_a معادل فشار اتمسفر و برابر ۱۰۰ کیلوپاسکال است.

– اصلاح مقاومت نوک مخروط (q_c) (آزمایش نفوذ مخروط (CPT))

برای استفاده از نتایج آزمون نفوذ مخروط در ارزیابی وقوع روانگرایی باید مقدار مقاومت نوک مخروط (q_c) اندازه گیری شده در محل نسبت به تنش سربار اصلاح شود. برای این منظور از روابط زیر استفاده می شود:

$$q_{c1} = C_Q \cdot \left(\frac{q_c}{P_a} \right)^n \quad (\text{پ-۹-۴})$$

$$C_Q = \left(\frac{100}{\sigma'_{v0}} \right)^n \leq 1.7 \quad (\text{پ-۹-۵})$$

در این روابط σ'_{v0} تنش موثر برجا (بر حسب کیلوپاسکال) در عمق اندازه گیری مقاومت نوک مخروط است. چنانچه مقدار q_c بر حسب کیلوپاسکال در نظر گرفته شود مقدار P_a باید برابر ۱۰۰ کیلوپاسکال منظور گردد. n بر حسب نوع خاک مقداری بین ۰/۵ و ۱ خواهد داشت. برای ماسه تمیز مقدار ۰/۵ و برای ماسه های سیلتی و سیلت مقادیر بین



۰/۵ و ۱ می‌تواند مناسب باشد. برای تعیین دقیق عدد n پیشنهاد می‌شود از روش آزمایش و خطا استفاده شود.

– اصلاح سرعت موج برشی اندازه‌گیری شده (V_s)

برای ارزیابی استعداد و وقوع روانگرایی مقدار سرعت موج برشی اندازه‌گیری شده در هر عمق (V_s) باید با استفاده از رابطه زیر برای تنش موثر سربار در همان نقطه اصلاح گردد:

$$V_{s1} = V_s \cdot \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25} \left(\frac{0.5}{K'_0} \right)^{0.125} \quad (\text{پ-۹-۶})$$

V_s در این رابطه سرعت موج برشی اندازه‌گیری شده و σ'_{v0} تنش موثر اولیه برجا در عمق مورد نظر بر حسب کیلوپاسکال و P_a تنش مرجع است که باید برابر ۱۰۰ کیلوپاسکال در نظر گرفته شود. K'_0 ضریب فشار جانبی در حال سکون خاک است و می‌توان آنرا از رابطه $K'_0 = (1 - \sin \phi')$ بدست آورد و بصورت تقریبی آنرا برابر ۰/۵ فرض کرد.

پ-۹-۱-۳ محاسبه نسبت تنش برشی تناوبی (CSR) ناشی از زلزله

برای محاسبه نسبت تنش تناوبی ناشی از زلزله از رابطه زیر استفاده شود:

$$CSR = \left(\frac{\tau_{ave}}{\sigma'_{v0}} \right) = \frac{0.65 \tau_{max}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d \quad (\text{پ-۹-۷})$$

برای محاسبه r_d از رابطه زیر استفاده شود:

$$r_d = 1.0 - 0.00765 Z \quad 0 < Z \leq 9.15m \quad (\text{پ-۹-۸})$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 Z \quad 9.15m < Z \leq 23m$$

پ-۹-۱-۴ محاسبه نسبت مقاومت تناوبی خاک برای زلزله‌های با بزرگای $7.5 \leq CRR$

برای تخمین نسبت مقاومت تناوبی $CRR_{7.5}$ با استفاده از نتایج آزمونهای نفوذ استاندارد SPT، نفوذ مخروط CPT و سرعت انتشار موج برشی V_s از روابط ارائه شده در این قسمت استفاده شود.



- تعیین نسبت مقاومت تناوبی $CRR_{7.5}$ با استفاده از $N_1(60)$

برای تخمین نسبت تنش تناوبی برای ماسه های تمیز که دارای درصد ریز دانه (عبوری از الک شماره ۲۰۰) کمتر یا مساوی ۵٪ هستند از رابطه زیر استفاده شود. در این رابطه تعداد ضربات نفوذ اصلاح شده به عنوان $(N_1)_{60CS}$ برای ماسه تمیز مورد استفاده قرار می گیرد.

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60CS}} + \frac{(N_1)_{60CS}}{135} + \frac{50}{[10(N_1)_{60CS} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (\text{پ} ۹-۹)$$

چنانچه خاک حاوی بیش از ۵٪ ریزدانه باشد مقدار $(N_1)_{60CS}$ از رابطه زیر محاسبه و اصلاح می شود.

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (\text{پ} ۱۰-۹)$$

$(N_1)_{60}$ در این رابطه تعداد ضربات اصلاح شده برای خاک مورد نظر براساس رابطه ۹-۱ است. مقادیر α و β بر حسب درصد ریزدانه خاک از روابط زیر تعیین می شوند:

$$\begin{cases} \alpha = 0 & (FC \leq 5\%) \\ \alpha = \exp[1.76 - (\frac{190}{FC^2})] & (5\% < FC \leq 35\%) \\ \alpha = 5.0 & (FC > 35\%) \end{cases} \quad (\text{پ} ۱۱-۹)$$

$$\begin{cases} \beta = 1.0 & (FC \leq 5\%) \\ \beta = [0.99 + (\frac{FC^{1.5}}{1000})] & (5\% < FC \leq 35\%) \\ \beta = 1.2 & (FC > 35\%) \end{cases} \quad (\text{پ} ۱۲-۹)$$

- تعیین نسبت مقاومت تناوبی $CRR_{7.5}$ با استفاده از q_{c1} :

برای استفاده از نتایج آزمایش نفوذ مخروط برای ارزیابی وقوع روانگرایی و تعیین $CRR_{7.5}$ باید ملاحظات این قسمت مد نظر گیرد.

برای تعیین نوع رفتار خاک ابتدا باید با استفاده از مقاومت نوک مخروط نرمال شده (Q) و نسبت اصطکاک جداره نرمال شده (F) اندیس رفتار خاک (IC) محاسبه شود.

$$I_c = [(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5} \quad (\text{پ} ۱۳-۹)$$

$$Q = [(q_c - \sigma_{vo})/P_a][(P_a/\sigma'_{vo})^n] \quad (\text{پ} ۱۴-۹)$$



$$F = [f_s / (q_c - \sigma_{vo})] \times 100\% \quad (\text{پ} ۹-۱۵)$$

f_c اصطکاک جداره اندازه گیری شده در آزمایش نفوذ مخروط است. مقدار q_{c1} با استفاده از رابطه پ ۹-۴ محاسبه می شود. مقادیر Q و I_c با توجه به n که وابسته به نوع خاک است تعیین می شود.

برای ماسه تمیز (درصد ریز دانه کمتر یا مساوی ۰.۵٪) از نماد $(q_{c1})_{CS}$ استفاده می شود. با استفاده از روابط زیر مقدار $CRR_{7.5}$ برای ماسه تمیز قابل تخمین خواهد بود:

$$\text{if } (q_{c1})_{CS} < 50 \quad CRR_{7.5} = 0.833[(q_{c1})_{CS}/1000] + 0.05 \quad (\text{پ} ۹-۱۶)$$

$$\text{if } 50 \leq (q_{c1})_{CS} < 160 \quad CRR_{7.5} = 93[(q_{c1})_{CS}/1000]^3 + 0.08$$

چنانچه خاک حاوی بیش از ۰.۵٪ ریزدانه باشد مقدار $(q_{c1})_{CS}$ به شرح زیر اصلاح می شود:

$$(q_{c1})_{CS} = K_c q_{c1} \quad (\text{پ} ۹-۱۷)$$

K_c در این رابطه ضریب اصلاح برای ریزدانه است که از روابط زیر قابل محاسبه است:

$$\text{if } I_c \leq 1.64 \quad K_c = 1.0 \quad (\text{پ} ۹-۱۸)$$

$$\text{if } I_c > 1.64 \quad K_c = -0.403I_c^4 + 5.581I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88$$

باید توجه شود که رابطه نوع رفتار خاک با I_c تقریبی است. بنابراین چنانچه $I_c > 2.6$ باشد این خاک احتمالا حاوی سیلت یا رس پلاستیک بوده و اخذ نمونه دست نخورده امکان پذیر خواهد بود. بنابراین توصیه می شود در این موارد برای ساختمانهای بلند و ساختمانهای با اهمیت زیاد و خیلی زیاد آزمایش تناوبی روی نمونه های دست نخورده انجام شود و برای ارزیابی وقوع روانگرایی اینگونه خاکها معیارهای مناسب مربوط به خاکهای حاوی رس مورد استفاده قرار گیرد.

- تعیین نسبت مقاومت تناوبی $CRR_{7.5}$ با استفاده از V_{s1} :

با استفاده از رابطه زیر می توان $CRR_{7.5}$ را بر اساس سرعت برشی اصلاح شده V_{s1} تعیین کرد:

$$CRR_{7.5} = a \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \quad (\text{پ} ۹-۱۹)$$



در این رابطه V_{s1} مقدار سرعت انتشار موج برشی اصلاح شده (رابطه پ ۹-۶) و V_{s1}^* حد بالای سرعت موج برشی محدود شده متناسب با مقدار ریزدانه است که مقدار آن از روابط زیر بدست می آید.

$$V_{s1}^* = \begin{cases} 215 & Fc \leq 5\% \\ -0.75Fc + 218.75 & 5\% \leq Fc < 35\% \\ 200 & 35\% \leq Fc \end{cases} \quad (\text{پ ۹-۲۰})$$

توجه شود که استفاده از رابطه پ ۹-۱۹ به تنهایی فقط برای ماسه تمیز با درصد ریزدانه کمتر یا مساوی ۵٪ باید استفاده شود و برای مقادیر بیشتر ریزدانه از رابطه پ ۹-۲۰ نیز باید استفاده کرد.

پ ۹-۱-۵ تصحیح CRR برای سایر عوامل

$CRR_{7.5}$ بدست آمده از روابط فوق برای زلزله های با بزرگای ۷/۵ و در شرایط عدم حضور تنش برشی استاتیکی اولیه و نیز برای تنش سربار موثر ۱۰۰ کیلوپاسکال است. اگر تنش برشی استاتیکی اولیه وجود داشته باشد و تنش موثر در عمق مورد مطالعه نیز غیر از ۱۰۰ کیلو پاسکال باشد و یا بزرگای زلزله طرح غیر از ۷/۵ باشد بایستی اصلاحات به شرح زیر لازم انجام شود.

$$CRR_{mod} = CRR \cdot MSF \cdot K_{\sigma} \cdot K_{\alpha} \quad (\text{پ ۹-۲۱})$$

در این رابطه MSF ضریب اصلاح بزرگا، K_{σ} ضریب اصلاح سربار موثر و K_{α} ضریب تاثیر تنش برشی استاتیکی اولیه است. برای تخمین MSF از رابطه زیر می توان استفاده کرد:

$$MSF = 10^{2.24/M_w^{2.56}} \quad (\text{پ ۹-۲۲})$$

که در این رابطه M_w بزرگای گشتاوری زلزله طرح است. ضریب MSF بطور ذاتی به فرم منحنی های CRR حاصل از آزمایشهای تناوبی وابسته است و چون عواملی همانند نوع و تراکم نسبی خاک در آن موثرند، این ضریب به نوع و تراکم خاک نیز وابسته است. برای تخمین K_{σ} می توان از رابطه زیر استفاده کرد:

$$K_{\sigma} = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{(f-1)} \quad (\text{پ ۹-۲۳})$$

در این رابطه σ'_{v0} تنش موثر اولیه قائم و P_a تنش مرجع برابر با فشار اتمسفر است. مقدار f از مقادیر پیشنهادی زیر به ازای تراکم نسبی مورد نظر بدست می آید:



$$f = 0.7 - 0.8 \quad 40\% < D_R < 60\% \quad \text{برای} \quad (\text{پ} ۹-۲۴)$$

$$f = 0.6 - 0.7 \quad 60\% < D_R < 80\% \quad \text{برای}$$

مقدار D_R با هر روش مناسبی بر اساس نتایج آزمایشهای نفوذ قابل محاسبه است.

پ ۹-۱-۶ تعیین پتانسیل بروز اثرات سطحی ناشی از وقوع روانگرایی در زمینهای

مسطح

پس از تجزیه و تحلیل و بررسی وقوع و یا عدم وقوع روانگرایی در اعماق مختلف یک خاک قابل روانگرا میتوان با استفاده از شاخص پتانسیل روانگرایی (P_L)، بروز یا عدم بروز آثار روانگرایی در سطح زمین را ارزیابی کرد. با توجه به نتایج حاصل از تحلیل گمانه ها و ضرایب اطمینان روانگرایی (F_L)، شاخص پتانسیل روانگرایی (P_L) بصورت زیر محاسبه می شود:

$$P_L = \int_0^{20} \frac{20 - Z}{Z} F_L (1 - F_L) dz \quad (\text{پ} ۹-۲۵)$$

در رابطه فوق Z عمق، بر حسب متر و F_L ضریب اطمینان روانگرایی لایه های مختلف ساختمانی در عمق Z از سطح زمین تا عمق ۲۰ متری میباشد. عبارت $(1 - F_L)$ برای لایه های دارای ضریب اطمینان روانگرایی (F_L) بزرگتر از ۱، معادل ۱ و برای ضریب اطمینان های روانگرایی (F_L) بین ۱ تا ۰/۵ معادل ۰/۵ در نظر گرفته شود و برای مقادیر (F_L) کمتر از ۰/۵ مستقیماً محاسبه شود.

پ ۹-۱-۷ نشست ناشی از روانگرایی

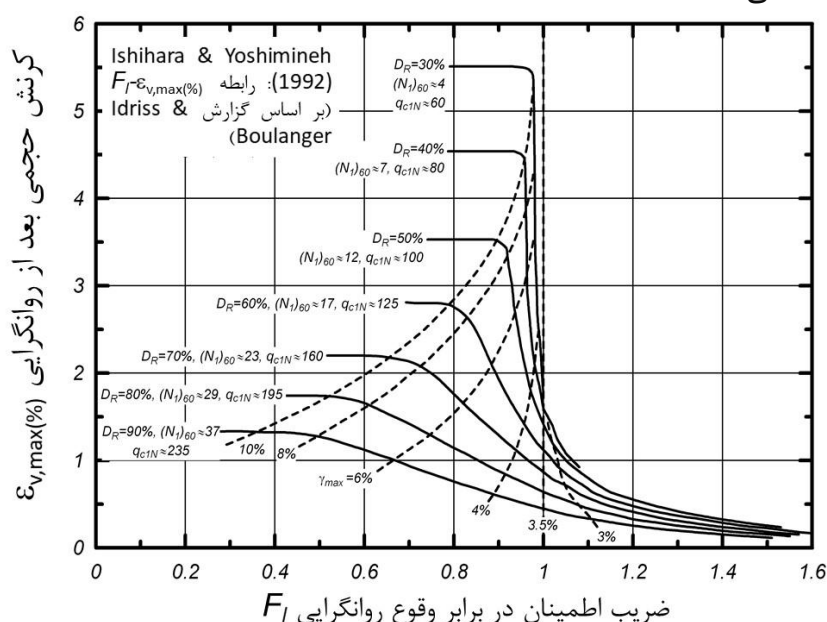
پ ۹-۱-۷-۱ مقدمه

در خاکهای ماسه ای اشباع سست، زلزله موجب افزایش فشار آب حفره ای و روانگرایی خاک میشود که ممکن است در خلال زلزله یا پس از آن منجر به جوشش ماسه و خروج آب حفره ای اضافی بوجود آمده شود که این موضوع خود موجب نشست ناشی از روانگرایی خواهد شد. مقدار نشست ناشی از روانگرایی را میتوان با محاسبه کرنش حجمی خاک بدست آورد.

پ ۹-۱-۷-۲ محاسبه کرنش حجمی برای تعیین نشست ناشی از روانگرایی



برای محاسبه کرنش حجمی بعد از روانگرایی در ماسه های اشباع میتوان از نمودار شکل پ-۹ برای تخمین ε_v در هر زیر لایه از کل لایه قابل روانگرایی که توسط یوشیمینه و ایشی هارا (۱۹۹۲) تهیه و توسط بولانژه و ادريس (۲۰۰۶) اصلاح شده استفاده کرد. با جمع حاصلضرب ε_v مربوط به هر زیر لایه در ضخامت آن مقدار نشست کل لایه روانگرا شده بدست می آید.



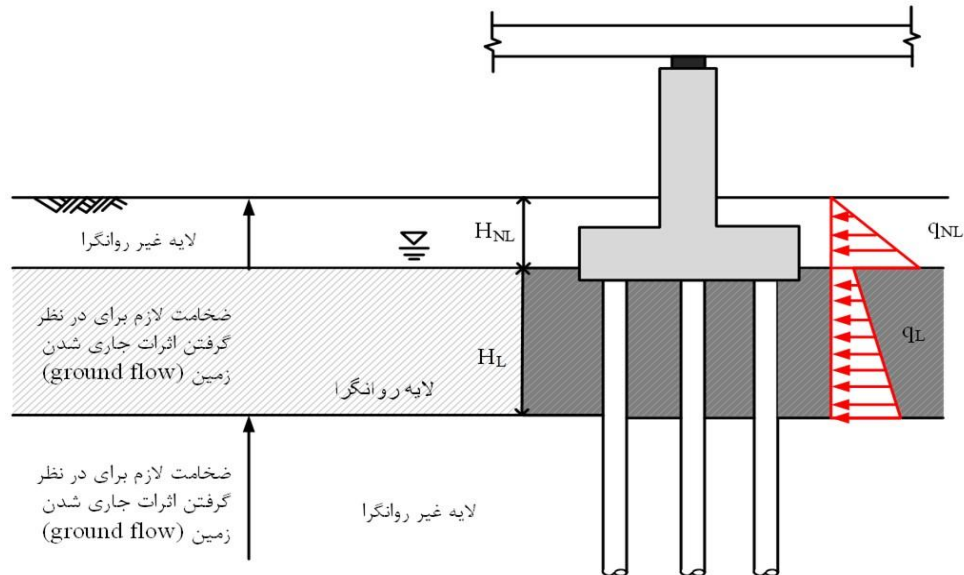
شکل پ-۹ نمودار تعیین کرنش حجمی بر اساس مقادیر DR ، N_{160cs} یا q_{c1Ncs}

پ-۹-۱-۸ گسترش جانبی

پ-۹-۱-۸-۱ نیروهای جانبی ناشی از گسترش جانبی وارد بر پی عمیق برای در نظر گرفتن تاثیر گسترش جانبی بر پی های عمیق، باید نیروهای وارد بر واحد سطح اعضا سازه ای در خاک قابل روانگرا و غیر قابل روانگرا مانند شکل پ-۹-۳ تعیین شوند. این نیروها از روابط پ-۹-۲۶ و پ-۹-۲۷ به دست می آیند:

$$q_{NL} = C_{NL} K_p \gamma_{NL} \cdot x \quad (0 \leq x \leq H_{NL}) \quad (\text{پ-۹-۲۶})$$

$$q_L = C_L (\gamma_{NL} \cdot H_{NL} + \gamma_L (x - H_{NL})) \quad (H_{NL} \leq x \leq H_{NL} + H_L) \quad (\text{پ-۹-۲۷})$$



شکل پ ۹-۳: نیروهای وارد بر سطوح اعضای سازه‌ای بر اثر گسترش جانبی

به عبارت دیگر در لایه غیر قابل روانگرایی سطحی در ساختمانی که دچار گسترش جانبی شود، فشار جانبی وارد بر شمع همان فشار مقاومی بوده که در ضریب C_{NL} ضرب می‌شود. این ضریب از جدول پ ۹-۱ بر حسب شاخص روانگرایی (I_L) بدست می‌آید. همچنین در لایه قابل روانگرا در ساختمانی که دچار گسترش جانبی شود، فشار جانبی ناشی از گسترش جانبی بر شمع از حاصلضرب اندازه فشار قائم در هر عمق در ضریب اصلاح C_L که برابر 0.3 است، به‌دست می‌آید.

تعاریف مربوط به پارامترهای مختلف به شرح زیر است:

γ_{NL} : وزن مخصوص خاک در لایه غیر روانگرا

γ_L : وزن مخصوص خاک در لایه روانگرا

k_p : ضریب فشار مقاوم در لایه غیر روانگرا

q_{NL} : فشارخاک وارد بر شمع در هر عمق از لایه غیر روانگرا

q_L : فشارخاک وارد بر شمع در هر عمق از لایه روانگرا

C_{NL} : ضریب مرتبط با فشار مقاوم در لایه غیر روانگرا

C_L : ضریب مرتبط با فشار محرک در لایه روانگرا



H_{NL} : ضخامت لایه غیر روانگرا

H_L : ضخامت لایه روانگرا

x : فاصله از سطح زمین

F_L : ضریب اطمینان در برابر روانگرایی و $F_L = \frac{CRR}{CSR}$

شاخص روانگرایی نیز از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$I_L = \int_0^{20} (1 - F_L)(10 - x)dx \quad (پ-۹-۲۸)$$

جدول پ-۹-۱ ضرایب C_{NL}

شاخص روانگرایی (I_L (m ²))	ضریب اصلاح C_{NL}
$I_L \leq 5$	0
$5 \leq I_L \leq 20$	$(0.2 I_L - 1)/3$
$20 < I_L$	1

پ-۹-۱-۹ روش های کاهش خطرهای ناشی از روانگرایی و گسترش جانبی

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

پ-۹-۱-۹-۱ تمهیدات سازه ای

مؤثرترین تمهید سازه ای برای کاهش خرابی ناشی از روانگرایی یا گسترش جانبی استفاده از پی عمیق است. در طراحی پی های عمیق برای جلوگیری از خسارات ناشی از روانگرایی باید در نظر داشت که طولی از شمع که در خاک روانگرا قرار می گیرد، فاقد مقاومت اصطکاکی و جانبی است و چنانچه نوک شمع نیز در لایه روانگرا قرار گیرد، فاقد ظرفیت باربری نوک می باشد. در نتیجه اینگونه شمع ها نباید در شرایط امکان وقوع روانگرایی یا گسترش جانبی مورد استفاده قرار گیرد. در صورتی که خاک محل در معرض روانگرایی بوده و پتانسیل گسترش جانبی نیز داشته باشد، در طراحی پی عمیق باید نیروهای جانبی ناشی از گسترش جانبی وارد بر پی عمیق را نیز در نظر گرفت.



اگرچه استفاده از پی‌های گسترده می‌تواند از فروپاشی سازه متکی بر آن و وقوع تلفات جانی تا حد زیادی بکاهد، ولی ممکن است روانگرایی خاک پی موجب کج‌شدگی و واژگونی سازه شود و خسارات قابل توجهی را به سازه وارد نماید. در مکان‌های دارای استعداد روانگرایی و گسترش جانبی، استفاده از پی‌های تکی یا باسکولی (کلاف‌های لنگربر) به هیچ وجه توصیه نمی‌شود.

پ ۹-۱-۲ تمهیدات ژئوتکنیکی

به طور کلی روش‌های کاهش مخاطرات روانگرایی، برای ساختگاه‌های دارای پتانسیل گسترش جانبی نیز قابل استفاده است. تمهیدات ژئوتکنیکی برای جلوگیری از روانگرایی خاک‌های ناپایدار می‌تواند شامل خاک‌برداری و جایگزین کردن خاک و یا تحکیم خاک در محل به کمک روشهای مختلف تراکم دینامیکی، تراکم ضربه ای سریع، وایبراتورها، شمع کوبی، تزریق پرفشار، اختلاط عمیق، تسلیح خاک، تزریق شیمیایی، نصب زهکش، ستونهای شنی و سنگی و سایر روشهای موثر گردد. قبل از استفاده از هر یک از روش‌های پایدارسازی خاک، برنامه‌ریزی و طراحی دقیق توسط متخصص ژئوتکنیک لرزه ای آشنا به روشهای بهسازی خاک مورد نیاز است.

در صورت وجود ابنیه فنی و سازه در شرایطی که وقوع گسترش جانبی محتمل باشد، می‌توان در اطراف محدوده سازه مورد نظر از روش‌های مناسب نظیر تراکم دینامیکی، کوبیدن شمع‌های فداشونده و یا ستونهای سنگی بهره گرفت تا موجب کاهش و یا دفع اثرات مخرب گسترش جانبی بر پی‌های عمیق سازه مورد نظر گردد.

پ ۹-۱-۳ تغییر محل ساختگاه

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

پ ۹-۲ پایداری شیروانیها

پ ۹-۲-۱ تغییر مکان ماندگار شیروانیهایی که در تحلیل شبه استاتیکی ناپایدار بوده و دارای توده لغزشی با جرم نسبتا کم تا متوسط (ارتفاع حداکثر ۷ متر) و نیز بافت همگن و خشک



ویا با رطوبت کم (فاقد فشار آب حفره ای) باشند، براساس تحلیل بلوک لغزشی نیومارک از رابطه زیر قابل تخمین است.

$$\log d = 0.9 + \log \left[\left(1 - \frac{a_y}{a_{max}} \right)^{2.53} \left(\frac{a_y}{a_{max}} \right)^{-1.09} \right] \quad (\text{پ} ۹-۲۹)$$

در رابطه فوق:

d = تغییر مکان ماندگار در امتداد شیروانی در پایان زلزله بر حسب سانتیمتر،

a_{max} = شتاب پیشینه افقی زلزله در سطح زمین، و

a_y = شتاب بحرانی گسیختگی شیروانی است.

شتاب بحرانی گسیختگی شیروانی که تابع خواص ژئوتکنیکی مصالح و هندسه شیروانی است، شتابی است که اگر به شیروانی اعمال گردد ضریب اطمینان شیروانی در مقابل لغزش براساس روش شبه استاتیکی برابر ۱/۰ خواهد گردید.

پ ۹-۲-۲ چنانچه شیروانی اشباع ویا نزدیک اشباع باشد، بدلیل افزایش فشار آب حفره ای در خلال زلزله ممکن است روانگرایی ویا پدیده های مرتبط باروانگرایی رخ دهد. در این شرایط استفاده از رابطه فوق برای تخمین تغییر شکل ماندگار شیروانی مجاز نخواهد بود. پ ۹-۲-۳ برای تعیین تغییر شکل ماندگار شیروانی های مذکور در بند پ ۹-۴-۲ ابتدا بایستی پتانسیل وقوع روانگرایی براساس شتاب حداکثر زلزله طرح ارزیابی شود و پس از تعیین لایه های قابل روانگرا، ضریب اطمینان کلی شیروانی در مقابل ناپایداری محاسبه گردد.

پ ۹-۲-۴ برای تعیین ضریب اطمینان کلی شیروانی در مقابل ناپایداری در شرایط مذکور در بند پ ۹-۴-۳، مقاومت برشی لایه های روانگرا باید براساس مقاومت برشی باقیمانده آنها در زمان روانگرایی بکمک روشهای تجربی و یا آزمایشگاهی معتبر محاسبه شده و مقاومت برشی لایه های غیر روانگرا براساس مقاومت برشی زهکشی نشده آنها در نظر گرفته شود.

پ ۹-۲-۵ چنانچه ضریب اطمینان کلی شیروانیهای بند پ ۹-۴-۳ که باتوجه به نکات مورد اشاره محاسبه میگردد، کمتر از یک شود شیروانی در اثر زلزله دچار ناپایداری از نوع گسیختگی جریانی و جابجائیهای بزرگ خواهد شد. محاسبه تغییر مکان ماندگار شیروانی



در این حالت بایستی از راهکارهای مناسب و معتبر تجربی که برای این شرایط تدوین یافته و یا تحلیل‌های دینامیکی کامل استفاده شود.

پ ۹-۳ پی‌های عمیق - جزئیات فنی و اجرایی شمع، کلاهک و تیرهای اتصالی

برای انجام طراحی بدنه شمع، شامل بتن، میلگرد گذاری و اتصال شمع به کلاهک و سایر مباحث مندرج در بند ۹-۲۰-۹ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان باید رعایت گردد. با توجه به اینکه در بندهای ۹-۲۰-۹-۶-۱ و ۹-۲۰-۹-۶-۲ پیشنهاد جزئیات مناسب به طراح واگذار گردیده است، در بند های زیر این آئین نامه به مواردی که از نظر ژئوتکنیکی و یا اندرکنش شمع، کلاهک و خاک اهمیت دارند، جزئیات بیشتری ارائه گردیده است.

پ ۹-۳-۱ فاصله حداقل مابین شمع‌ها

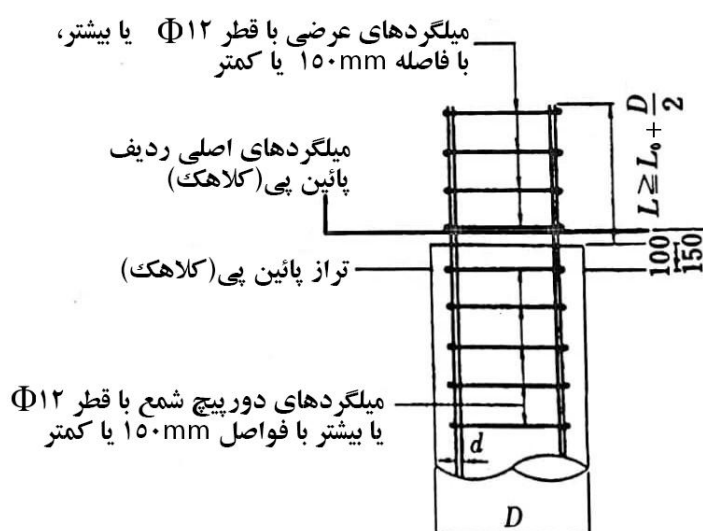
فاصله مابین مرکز تا مرکز شمع‌های مجاور هم نباید کمتر از $\frac{2}{5}$ برابر قطر شمع‌ها باشد. در صورتیکه اجباراً فاصله شمع‌ها کمتر از این مقدار باشد، تأثیر اندرکنش شمع‌ها در گروه افزایش یافته و بنابراین بار محوری تک شمع و همچنین عکس‌العمل افقی خاک برای هر شمع کاهش می‌یابد. علاوه بر آن باید توجه نمود که اثر گروه شمع در طراحی نیز برای انتقال نیروها به زمین کاهش می‌یابد. در استفاده از گروه شمع، فاصله مرکز شمع تا لبه کناری سازه کلاهک برای شمع‌های کوبشی را می‌توان $\frac{1}{25}$ برابر قطر شمع و برای شمع‌های درجاریز برابر قطر شمع در نظر گرفت. در صورتیکه فاصله شمع‌های کناری از لبه بیرونی کلاهک کمتر از این مقدار انتخاب شود، لازم است تمام قطر شمع شامل میلگردها و بتن پوششی آن در محدوده داخل میلگردهای کلاهک قرار گیرد.

پ ۹-۳-۲ اتصال مابین شمع و کلاهک

برای تأمین گیرداری اتصال شمع و کلاهک، باید نفوذ شمع به داخل کلاهک تا حد امکان طوری اجرا گردد که بتواند لنگر خمشی ایجاد شده در کلاهک را به درستی بوسیله روسازه به شمع منتقل نماید. به همین منظور سازه شمع شامل بتن و میلگردها باید حداقل به اندازه ۱۰ سانتیمتر در داخل کلاهک فرو رفته باشد و استفاده از مبحث نهم مقررات ملی در این مورد برای تأمین حداقل شرایط لازم ضروری است. با این وجود برای اطمینان از



گیرداری کامل توصیه میشود میلگردهای اصلی و خاموتهای مربوطه مطابق شکل پ ۹-۴ به اندازه $L_0 + D/2$ در داخل کلاهک ادامه یابند، که در آن L_0 طول گیرداری مستقیم میلگردهای طولی شمع و D قطر شمع می باشد. بنابراین با در نظر گرفتن شکل پ ۹-۴، حداقل ارتفاع کلاهک شمع برابر است با $L_0 + D/2 + 25(\text{cm})$ که با در نظر گرفتن ۱۵ سانتیمتر پوشش بتن بر روی میلگردهای بالای کلاهک خواهد بود. با این وجود استفاده از مبحث نهم مقررات ملی در این مورد برای تامین حداقل شرایط لازم و کافی است.



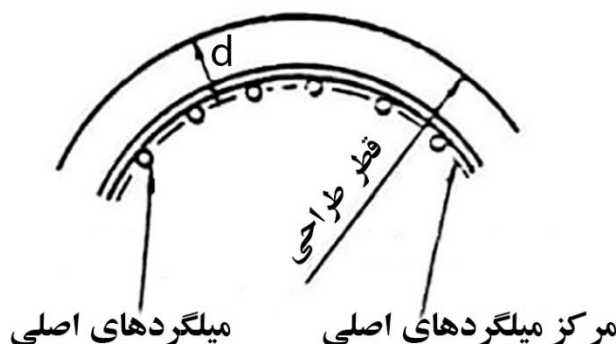
شکل پ ۹-۴- جزئیات سازه ای اتصال شمع به کلاهک در شمع های درجاریز

پ ۹-۳-۳ قطر طراحی شمع ها

عموماً قطر شمع های درجا برابر ۸۰ سانتیمتر یا بزرگتر است. در اجرای شمع هایی که به دلیل ریزشی بودن زمین در حین حفاری از پایدار کننده ها استفاده می کنند، لازم است قطر حفاری نسبت به قطر طراحی ۵ سانتیمتر بیشتر در نظر گرفته شود.

پ ۹-۳-۴ آرایش استاندارد میلگردهای اصلی

برای آرایش استاندارد میلگردهای اصلی شمع استفاده از مبحث نهم مقررات ملی ضروری و کافی است، با این وجود توصیه می شود این آرایش مطابق شکل پ ۹-۵ طراحی و اجرا گردد.



شکل پ ۹-۵- آرایش میلگردهای اصلی شمع

حداقل مقدار d در شکل پ ۹-۵ برای کلیه روشهای اجرایی شمع‌های درجاریز برابر ۱۵ سانتیمتر توصیه می‌شود. برای قفسه میلگردهای اصلی مورد استفاده در شمع باید از نوع نورد شده گرم استفاده شود.

در باره سایر موارد بتن و میلگردهای شمع از مطالب مندرج در مبحث نهم استفاده شود

پ ۹-۴ فشار جانبی لرزه‌ای خاک پشت دیوار نگهدار

پ ۹-۴-۱ محاسبه ضریب لرزه‌ای فشار خاک

برای محاسبه فشار شبه استاتیک خاک در زمان وقوع زلزله، مطابق روابط پیشنهادی مونیونوبه-اوکابه، چه برای فشار محرک و چه برای فشار مقاوم، لازم است ضریب لرزه‌ای فشار خاک (k) حاصل از دو ضریب افقی (k_h) و قائم (k_v) محاسبه و در روابط اعمال گردد. مقدار k_h متأثر از شتاب مبنای طرح، نوع ساختگاه و شرایط ساختمانی دیوار نگهدارنده بوده و مطابق رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$k_h = \alpha F_s / r$$

(پ ۹-۳۱)

که در آن α عبارتست از نسبت شتاب طیفی طرح در پریود صفر (S_a یا $T=0$) مطابق شکل ۱-۲ این آیین‌نامه برای زمین نوع I به شتاب ثقل زمین g و r مقداری است که از جدول (پ ۹-۲) محاسبه می‌گردد. F_s عبارتست از ضریب تأثیر جنس ساختگاه در بازه



زمان تناوب کوتاه که از جدول ۲-۲ این آئین نامه و متناسب با نوع ساختگاه و مقادیر شتاب طیفی زلزله بیشینه انتخاب و در رابطه (پ۹-۳۱) اعمال می گردد. برای دیوارهای با ارتفاع کمتر از ۲۰ متر ضریب لرزه ای را می توان در ارتفاع دیوار ثابت فرض نمود، لیکن برای دیوارهای با ارتفاع بیش از ۲۰ متر باید با روش های اندرکنش خاک و سازه توزیع ضرایب در ارتفاع دیوار محاسبه شود.

جدول (پ۹-۲) مقادیر ضریب r برای محاسبه ضریب لرزه ای

r	نوع سازه نگهبان
۲	دیوارهای وزنی مجزا که اجازه جابجایی تا مقدار $d_r=300.\alpha.F_s$ (mm) را می دهند
۱/۵	دیوارهای وزنی مجزا که اجازه جابجایی تا مقدار $d_r=200.\alpha.F_s$ (mm) را می دهند
۱	دیوارهای بتنی قرارگرفته بر پی سنگی، دیوارهای متکی برشمع های بتنی، دیوارهای زیر زمین متصل به اسکلت سازه و پایه های پل

در حالت وجود خاک دانه ای اشباع که امکان افزایش شدید فشار آب منفذی در حین وقوع زلزله در آنها وجود دارد ضریب r نباید بزرگتر از ۱ انتخاب شود. همچنین ضریب اطمینان مقابله با روانگرایی نباید کمتر از ۲ انتخاب گردد.

در صورتیکه نسبت شتاب قائم به شتاب افقی طرح بزرگتر از ۰.۶ باشد.

$$K_v=0.5K_h$$

(پ۹-۳۲)

در بقیه موارد

$$K_v=0.33K_h$$

(پ۹-۳۳)

ضروری است در انجام تحلیل ها مقدار فشار قائم در هر دو جهت بالا و پایین در محاسبات وارد شود و هر کدام که کمترین ضریب اطمینان را بدست دهد، انتخاب گردد.

پ۹-۴-۲ محاسبه فشار هیدرو استاتیکی و فشار هیدرودینامیکی

نیروی هیدرواستاتیکی آب برابر $P_{ws} = \frac{1}{2}\gamma_w H_w^2$ و نقطه اثر آن در $0.33 H_w$ می باشد. نیروی هیدرودینامیکی آب در شرایط بارگذاری زلزله برابر $P_{wd} = 0.4 k_h \gamma_w H_w^2$ در نظر گرفته می شود. نقطه اثر این برآیند در $0.4 H_w$ می باشد. در روابط فوق، H_w ارتفاع



آب پشت دیوار از تراز کف پی دیوار و γ_w وزن مخصوص آب و k_h ضریب افقی زلزله طرح می‌باشد.

پ ۹-۴-۳ محاسبه فشار محرک لرزه ای خاک همگن غیر چسبنده وارد بر دیوار نگهدارنده شکل پ ۹-۷ که بر مبنای نظریه رانکین (۱۷۷۶) توسط مونونوبه (۱۹۲۹) و اکابه (۱۹۲۶) برای اعمال فشار شبه استاتیک محرک خاک همگن با توزیع خطی در پشت دیوار ارائه شده، بردار نیروها را نشان می‌دهد. در شکل زیر:

P_{AE} : نیروی محرک خاک بر واحد طول دیوار برای هنگام وقوع زلزله

H : ارتفاع دیوار

γ : وزن واحد خاک پشت دیوار

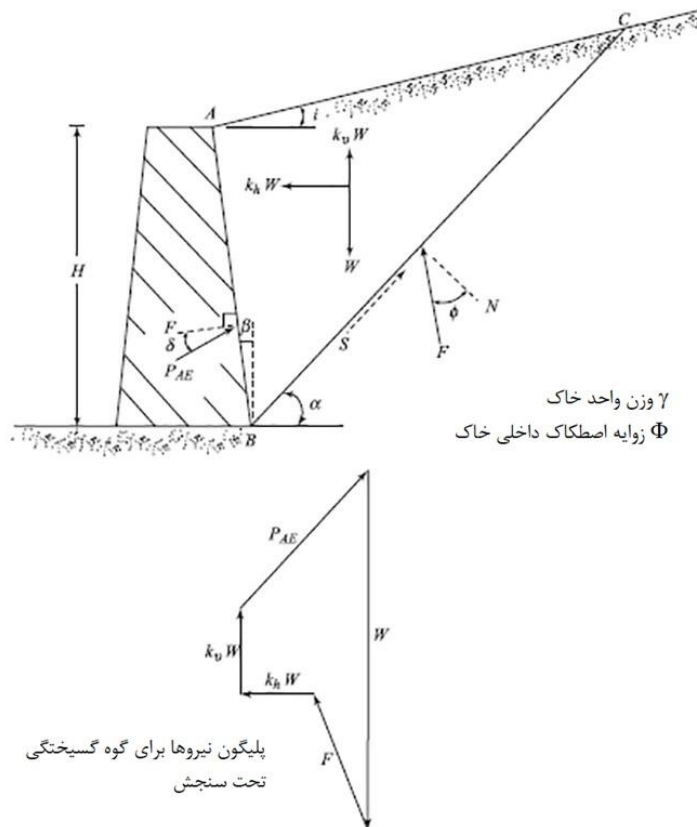
W : وزن گوه گسیختگی

β : زاویه شیب پشت دیوار

i : زاویه خاکریز پشت دیوار در سطح زمین

Φ : زاویه اصطکاک داخلی خاک پشت دیوار

δ : زاویه نیروی محرک خاک با خط عمود بر سطح دیوار است که متناسب با زبری سطح دیوار برابر یک دوم تا دو سوم زاویه Φ می‌باشد.



شکل (پ ۷-۹) - نحوه محاسبه نیروی محرک زلزله (معادله مونونوبه-اکابه)

مقدار نیروی محرک خاک ناشی از زلزله را می توان از معادله (پ ۹-۳۸) بدست آورد:

$$P_{AE} = 0.5 \gamma H^2 (1 - k_v) K_{AE} \quad (\text{پ ۹-۳۴})$$

در این معادله:

K_{AE} : ضریب فشار محرک خاک ناشی از زلزله است که از رابطه (پ ۹-۳۵) قابل محاسبه است:

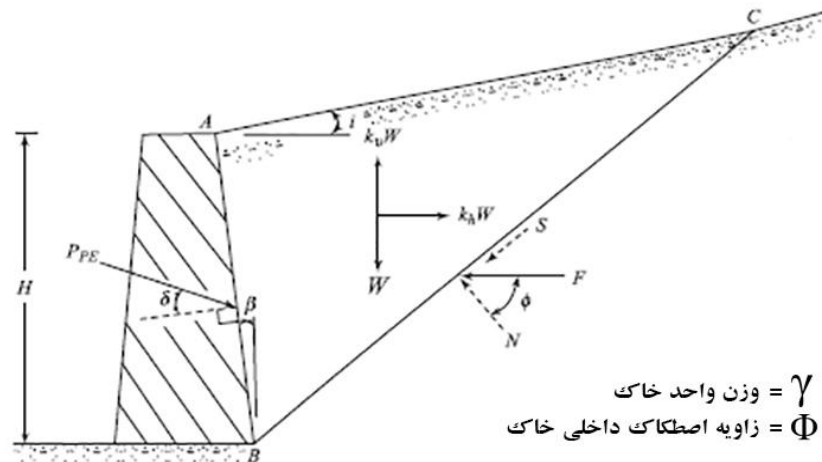
$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \theta + \beta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \theta + \beta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad (\text{پ ۹-۳۵})$$

$$\theta = \tan^{-1} [k_h / (1 - k_v)]$$



پ ۴-۴-۹ محاسبه فشار مقاوم لرزه ای خاک همگن وارد بر دیوار نگهدار

شکل پ ۸-۹ بردار نیرو برای اعمال نیروی شبه استاتیک مقاوم خاک همگن وارد بر پشت دیوار با توزیع خطی را نشان می دهد.



شکل (پ ۸-۹) - بردار نیروی مقاوم لرزه ای در دیوار نگهدار

معادله (پ ۳۶-۹) (کاپیلا ۱۹۶۲) برای محاسبه نیروی مقاوم و معادله (پ ۳۸-۹) برای محاسبه ضریب فشار مقاوم KPE ارائه شده اند:

$$P_{PE} = 0.5 \gamma H^2 (1 - k_v) K_{PE} \quad (\text{پ ۳۷-۹})$$

(پ ۳۸-۹)

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi + \beta - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta) \left[1 - \left\{ \frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi + i - \theta)}{\cos(\delta + \theta - \beta) \cos(i - \beta)} \right\}^{1/2} \right]^2}$$

پ ۵-۴-۹ محاسبه فشارهای محرک و مقاوم خاک در دیوارهای با عرض محدود خاکریزی

در ساختمانهایی که بنا به شرایط گودبرداری زمین، برای خاکریزی پشت دیوار نگهدار، مابین زمین طبیعی و دیوار فاصله ای کمتر از ۰/۷ ارتفاع دیوار باقی مانده باشد، در صورتیکه مقاومت زمین طبیعی کمتر از مقاومت خاک دانه ای مورد استفاده در خاکریزی پشت دیوار نگهدار باشد، نیروهای فعال و مقاوم خاک باید بر اساس شرایط مورفولوژی و پارامترهای مقاومتی زمین طبیعی محاسبه گردند. در صورتیکه زمین طبیعی نسبت به



خاکریز محدود بمقدار کافی مقاوم و پایدار باشد، می توان با نظر متخصص ژئوتکنیک، مقادیر نیروهای محرک و مقاوم را نسبت به مقادیر بدست آمده از معادلات فوق تقلیل داد.

پ ۹-۴-۶ فشار خاک پشت دیوار نگهبان با لایه بندی های مختلف

در صورت وجود لایه های مختلف خاک پشت دیوار نگهبان میتوان از منابع معتبر و یا از روشهای مندرج در راهنمای این آئین نامه استفاده نمود

پ ۹-۴-۷ ملاحظات مدلسازی و طراحی بر مبنای اندرکنش خاک و دیوار نگهبان متصل به اسکلت سازه

مدلسازی دیوار نگهبان متصل به سازه برای عمق های بیش از ۲۰ متر بالای تراز پایه باید براساس مدل کامل اندرکنش خاک و سازه شامل پی ها، دیوار های نگهبان در کل سطح جانبی ساختمان، خاک زمین متصل به سازه و خود سازه تحلیل و طراحی شود. رفتار خطی یا غیرخطی لایه های زمین باید براساس پارامترهای مطالعات ژئوتکنیک و با در نظر گرفتن کلیه جرمهای موثر در رفتار سازه شامل جرم سازه، سازه های نگهبان منفصل یا متصل به سازه، و گوه های خاک اطراف، شناسایی شده و با یکی از روشهای پیشنهادی بند های پ ۹-۴-۷-۱ و پ ۹-۴-۷-۲ و نرم افزارهای مرتبط معتبر مورد محاسبه و تجزیه و تحلیل قرار گیرد.

پ ۹-۴-۷-۱ معیارهای تحلیل خطی دیوارهای سازه نگهبان در سیستم اندرکنش خاک-دیوار-پی-سازه

در مدلسازی خطی اندرکنش خاک، دیوار، پی و سازه می توان فشار لرزه ای خاک را با استفاده از فنر های خطی افقی در سطح جانبی دیوارهای نگهبان و فنر های قائم در زیر پی ها رفتار اندر کنش خاک و سازه را مدل کرد. نحوه محاسبه ضرایب این فنرها باید بر اساس آیین نامه ها و روشهای معتبر انجام پذیرد. در اینصورت لازم است فشار حالت استاتیک خاک به عنوان بار دائمی بصورت خطی و با ضریب توزیع حالت سکون در کلیه سطوح سازه های نگهبان خاک به سازه اعمال شده و عکس العمل فنرها به عنوان بار گذرا تحت اثر تحریک لرزه ای سیستم کامل در ترکیب بارها مشارکت داده شوند. در صورت استفاده از نرم افزار های با قابلیت اعمال پیش فرض فشردگی در فنرها، میتوان بارهای



استاتیک حاصل از فشار خاک مطابق مفروضات فوق را قبل از تحریک سیستم در فترها بصورت پیش فشردگی اعمال نمود. در صورتیکه پی‌ها از نوع شمع‌های منفرد یا گروه شمع باشند، باید ضوابط اندرکنش خاک و شمع مطابق بخش مربوطه در این آیین‌نامه به مدل افزوده شود.

پ ۹-۴-۷-۲ معیارهای تحلیل غیرخطی دیوارهای سازه نگهبان در سیستم اندرکنش خاک-دیوار-پی-سازه

در مدلسازی غیرخطی اندرکنش خاک، دیوار، پی و سازه می‌توان از روشهای متعدد مستقیم با مدلسازی اجزاء محدود و یا روشهای ساده شده تحلیلی نظیر استفاده از فنر و میراگر غیر خطی بصورت تیر بر تکیه‌گاه ارتجاعی وینکلر استفاده نمود. در صورت استفاده روشهای مستقیم لازم است مدلسازی خاک پشت دیوارهای نگهبان طوری انجام شود که قبل از تحریک لرزه ای سیستم، فشار استاتیکی خاک در حالت سکون، از طرف خاک به سازه‌های نگهبان اعمال شود. در روش‌های ساده شده، محیط پیوسته خاک در سطح جانبی ساختمان به لایه‌های مجزا تقسیم شده و هر لایه با استفاده از یک سری فنر و میراگر معادل مدلسازی می‌شود. فنرهای مدل شده شامل سه فنر از نوع انتقالی است که دو فنر در راستای عمود برهم و بصورت افقی و یک فنر به صورت قائم است. همچنین متناظر با هر کدام از این فنرها، میراگرهایی به موازات آنها مدل می‌شود و بدین ترتیب سختی و میرایی هر لایه مجزای خاک مدنظر قرار می‌گیرد. میزان سختی و میرایی هر لایه به روش آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی ژئوتکنیکی تعیین می‌شوند و با استفاده از نمودارهای رفتاری استخراج شده برای حالت افقی $p-y$ ، حالت اصطکاکی قائم $t-z$ و حالت اتکائی قائم $Q-Z$ این فنرها و میراگرها تعریف می‌شوند. در این روش نیز لازم است فشار حالت استاتیک خاک به عنوان بار دائمی بصورت خطی و با ضریب توزیع حالت سکون در کلیه سطوح سازه‌های نگهبان خاک به سازه اعمال شده و عکس‌العمل فنرها به عنوان بار گذرا تحت اثر تحریک لرزه ای سیستم کامل در ترکیب بارها مشارکت داده شوند. در صورت استفاده از نرم افزارهای با قابلیت اعمال پیش فرض فشردگی در فنرها، میتوان بارهای استاتیک حاصل از فشار خاک مطابق مفروضات فوق را قبل از تحریک سیستم در فترها بصورت پیش فشردگی اعمال نمود. در صورتیکه پی‌ها از نوع شمع‌های



منفرد یا گروه شمع باشند باید ضوابط اندرکنش خاک و شمع مطابق بخش پی های عمیق این آیین نامه به مدل افزوده شود.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظر خواهی عمومی

پیوست (۱۰)

دستورالعمل انجام آزمایش‌های مورد نیاز برای کنترل عملکرد جداسازها و میراگرها

پ ۱۰-۱ کلیات

عملکرد قابل قبول جدا ساز ها و میراگرهای مورد استفاده باید توسط آزمایش‌هایی که بر طبق ضوابط این پیوست و سایر الزامات مرتبط با آن انجام میشوند، تعیین گردد. سازندگان این تجهیزات میبایست بنحو لازم نسبت به تضمین عملکرد قابل قبول آنها، خصوصا اثرات ناشی از گذر زمان و دوام، در طول عمر مفید سازه ها، اقدام نمایند.

پ ۱۰-۲ آزمایش‌های مربوط به جداسازهای لرزه ای

مشخصه های تغییر شکلی و میرایی سامانه جداساز باید بر اساس آزمایش نمونه هایی از اجزاء این سامانه قبل از اجرای ساختمان تعیین گردد. اجزای مورد آزمایش سامانه جداساز شامل سامانه مهار باد (در صورت کاربرد) نیز میباشد.

پ ۱۰-۲-۱ آزمایش‌های مربوط به کنترل مشخصات

تولیدکنندگان جداساز می باید نتایج آزمایشات کیفی، تحلیل نتایج آزمایشات، و مطالعات انجام شده برای کمی کردن مواردی بشرح زیر را برای تایید مهندس طراح ارسال کنند:

- اثرات ناشی از گرم شدن جداساز در طی حرکت دینامیکی چرخه ای
- اثر نرخ بارگذاری

- اثر زوال چرخه ای (Scragging)

- تغییرات و عدم قطعیت های موجود در خصوصیات باربری نمونه‌های تولیدی

- اثر دما، زمان، آلودگی و عوامل محیطی در طول عمر جداساز



نمونه‌های مورد استفاده در ساختمان و نمونه‌های مورد آزمون باید توسط یک سازنده تولید شده باشند. اگر از نمونه‌های با مقیاس کوچک تر از اندازه واقعی در آزمون‌ها استفاده شود، باید اصول مقیاس سازی و تشابه در تفسیر نتایج آزمون‌ها مورد نظر قرار گیرد.

پ ۱۰-۲-۲ آزمایش نمونه های معرف (Prototype)

آزمایش‌ها باید به طور جداگانه بر روی دو نمونه (یا گروهی از نمونه ها، بسته به مورد) با مقیاس واقعی از میان جداساز های تولید شده با اندازه و نوع یکسان صورت گیرد. نمونه های آزمایشگاهی باید شامل سامانه مهار باد در صورت در نظر گرفته شدن در طراحی، باشند. نمونه‌های آزمایش شده نباید در ساخت ساختمان مورد استفاده قرار گیرند. این آزمایش‌ها باید پس از انجام آزمایش‌های محصول طبق بند پ ۱۰-۲-۱۱ انجام شوند و گزارش آن‌ها به تائید مهندس طراح رسانده شود. رفتار نیرو- تغییر مکان نمونه ها در هر چرخه بارگذاری باید ثبت گردد.

پ ۱۰-۲-۳ ترتیب انجام آزمایشها

هر سری از آزمایشها باید برای تعداد چرخه های گفته شده و طبق مراحل بشرح زیر همزمان با وارد نمودن بارقائمی برابر با میانگین بار مرده بعلاوه نصف اثرات ناشی از بار زنده بر جداسازهایی از یک نوع و اندازه در ساختمان انجام گیرد:

۱- بیست چرخه بارگذاری رفت و برگشتی کامل تحت بار جانبی متناظر با نیروی طراحی باد.

۲- آزمایشهایی بشرح بند (الف) یا بند (ب) میبایست انجام شود:

(الف)- سه چرخه کامل بارگذاری رفت و برگشتی با افزایش دامنه تغییر مکان بشرح: $0.25 D_M$ ، $0.5 D_M$ ، $0.67 D_M$ و $1.0 D_M$. تغییر مکان حداکثر D_M در بند ۷-۲-۴ تعریف شده است.

(ب)- انجام آزمایشهایی دینامیکی بشرح زیر با دوره تناوب موثر T_M : بارگذاری پیوسته تک چرخه ای کامل رفت و برگشتی با حداکثر دامنه های تغییر مکان $1.0 D_M$ ، $0.67 D_M$ ، $0.5 D_M$ و $0.25 D_M$ ، و بعد از آن بارگذاری پیوسته تک چرخه ای کامل رفت



و برگشتی با حداکثر دامنه‌های تغییر مکان $0.25 D_M$ ، $0.5 D_M$ ، $0.67 D_M$ و $1.0 D_M$.
یک وقفه در بین انجام این دو مجموعه آزمایش دینامیکی مجاز می‌باشد.

۳- سه چرخه کامل بارگذاری رفت و برگشتی با حداکثر تغییر مکان جانبی $1.0 D_M$

۴- بارگذاری‌های (ت) یا (ث) بشرح زیر باید انجام شود:

(ت) تعداد $30 S_{M1}/(S_{MSB}M)$ ، نه کمتر از ۱۰، چرخه کامل رفت و برگشتی پیوسته با دامنه $0.75 D_M$.

(ث) بارگذاری بند (ت) به صورت دینامیکی با دوره تناوب موثر T_M . این بارگذاری می‌تواند شامل مجموعه‌های جداگانه‌ای از چرخه‌های کامل بارگذاری با حداقل پنج چرخه باشد.

اگر جداسازها عضو باربر ثقلی نیز باشند، لازم است آزمایشهای بند ۳ تحت دو ترکیب بار قائم ذکر شده در بند ۷-۲-۳ نیز انجام شود. افزایش بار ناشی از لنگر واژگونی زلزله Q_E باید مساوی یا بزرگتر از حداکثر نیروی قائم ناشی از زلزله متناظر با تغییر مکان جانبی مورد مطالعه باشد. در این آزمایش‌ها، بار قائم برابر با میانگین نیروی فشاری همه جداسازهای از یک نوع و اندازه می‌باشد. مقادیر بار محوری و تغییر مکان جانبی هر آزمایش باید برابر با بیشینه مقادیر حاصل از تحلیل با استفاده از کرانه‌های بالا و پائین مشخصه‌های سامانه جداساز باشد که مطابق بند ۷-۱-۳-۳ تعیین شده‌اند.

پ ۱۰-۲-۴ آزمایشهای دینامیکی:

آزمایش‌های تعیین شده در بندهای (ت) و (ث) از بخش پ ۱۰-۲-۳ به صورت دینامیکی و با دوره تناوب موثر T_M که دوره تناوب کوچکتر حاصل از تحلیل با استفاده از کرانه‌های بالا و پائین مشخصه‌های سامانه جداساز است، انجام می‌شود.

در صورتی که آزمایشهای نمونه معرف قبلاً بر روی جداگرهای مشابه‌ای بصورت دینامیکی انجام شده باشد، با برآورده شدن شرایط بند پ ۱۰-۲-۸ و اینکه آزمایشها تحت اثر بارهای مشابه و در نظر گرفته شدن اثرات ناشی از سرعت انجام آزمایش، دامنه تغییر مکان، و گرم شدن نمونه انجام شده باشد، نیازی به انجام آزمایش دینامیکی نخواهد بود. از نتایج آزمایشهای دینامیکی نمونه معرف قبلی برای تعیین ضرایب تطبیق مقادیر میانگین سه



چرخه پارامترهای k_d و E_{loop} و در نظر گیری اثرات ناشی از سرعت انجام آزمایش و گرم شدن در تعیین $\lambda_{(test,min)}$ و $\lambda_{(test,max)}$ استفاده خواهد شد.

اگر انجام آزمایش دینامیکی روی نمونه‌ها با مقیاس واقعی مقدور نباشد، می‌توان از نمونه‌های با مقیاس کاهش یافته برای تعیین مشخصه‌های وابسته به سرعت جداسازها استفاده نمود. این نمونه‌ها باید از نظر مصالح، نوع، فرایند ساخت و کیفیت مانند نمونه‌های مقیاس واقعی باشند. فرکانس بارگذاری نمونه‌های کوچک مقیاس باید نشان دهنده نرخهای بارگذاری نمونه‌های مقیاس واقعی باشد.

پ ۱۰-۲-۵ اثر بارگذاری در جهات متعامد

اگر رفتار نیرو- تغییرشکل جداساز وابسته به بارگذاری در جهات متعامد باشد، لازم است آزمایش‌های مذکور در بندهای پ ۱۰-۲-۳ و پ ۱۰-۲-۴ تحت بارگذاری متعامد انجام شوند. برای این کار لازم است دامنه تغییرمکان در دو جهت مطابق ترکیبات زیر در نظر گرفته شود: $0.25D_M$ و $1.0 D_M$ ، $0.5 D_M$ و $1.0 D_M$ ، $0.67 D_M$ و $1.0 D_M$ و $1.0 D_M$ و $1.0 D_M$.

اگر نمونه‌های کوچک مقیاس برای ارزیابی خصوصیات ناشی از وابستگی به بارگذاری در جهات متعامد بکار روند، باید ضوابط بند پ ۱۰-۲-۸ را برآورده سازند. نمونه‌های کوچک مقیاس باید به لحاظ نوع، مصالح و فرایند ساخت و کیفیت همانند جداساز اصلی باشند. خصوصیات نیرو-تغییر شکل یک جداساز وابسته به بارگذاری در جهات متعامد خواهد بود اگر سختی موثر آن تحت بارگذاری همزمان در جهات متعامد بیش از ۱۵٪ با سختی موثر آن تحت بارگذاری یک جهته تفاوت داشته باشد.

پ ۱۰-۲-۶ مقدار بار قائم در آزمایش

هر نوع و اندازه از جداسازهای تحت بار قائم، باید در یک چرخه بارگذاری کامل رفت و برگشتی تا حداکثر تغییرمکان کل D_{TM} تحت دو بار قائم کمینه و بیشینه بر اساس بند ۷-۲-۳ آزمایش شوند. بار قائم و تغییرمکان نمونه باید براساس مقادیر حداکثر حاصل از تحلیل سازه آنها و با فرض مقادیر کرانه بالا و کرانه پایین برای مشخصه‌های جداساز در انطباق با بند ۷-۱-۴-۳ تعیین شوند.



پ ۱۰-۲-۷ سامانه مهار نیروی باد

در صورت وجود سامانه مهار نیروی باد، ظرفیت باربری نهایی آن باید توسط آزمایش مشخص گردد.

پ ۱۰-۲-۸ آزمایش جداسازهای مشابه

در صورتی که یک نمونه جداساز معرف در مقایسه با یک نمونه جداساز آزمایش شده قبلی دارای کلیه شرایط زیر باشد، نیازی به انجام آزمایشهای نمونه معرف نیست:

۱. ابعاد مهم جداساز معرف مورد آزمایش نباید بیش از ۱۵٪ بزرگتر و یا بیش از ۳۰٪ کوچکتر از نمونه آزمایش شده قبلی باشد.

۲. هر دو جداساز میبایست از یک نوع بوده و دارای مصالح یکسان باشند.

۳. نمونه معرف جدید دارای یک انرژی تلف شده چرخه‌ای، Eloop، حداقل برابر با ۸۵٪ جداساز آزمایش شده قبلی باشد.

۴. نمونه معرف جدید توسط همان تولید کننده نمونه آزمایش شده قبلی با همان فرایند ساخت و کنترل کیفی، یا حتی سخت گیرانه تر، ساخته شده باشد.

۵. برای جداسازهای الاستومری، نمونه معرف جدید نباید تحت تنش قائم و کرنش برشی بزرگتر از نمونه آزمایش شده قبلی قرار گیرد.

۶. برای جداسازهای لغزشی، نمونه معرف جدید نباید تحت تنش قائم یا سرعت لغزشی بیشتر از نمونه آزمایش شده قبلی با همان مصالح تشکیل دهنده سطوح لغزش قرار گیرد.

عدم انجام آزمایشات نمونه های معرف نیز میبایست طبق مفاد بند ۷-۱-۴ توسط مهندس طراح تأیید گردد. در صورت کاربرد نتایج آزمایش نمونه‌های مشابه برای تعیین ویژگی‌های دینامیکی نمونه جدید بر اساس بند پ ۱۰-۲-۸، علاوه بر موارد ۲ تا ۴ فوق لازم است شرایط زیر نیز برآورده شوند:

۱. فرکانس آزمایش دینامیکی نمونه مشابه باید معرف نرخ بارگذاری در مقیاس واقعی آن با توجه به اصول مقیاس سازی و تشابه باشد.

۲. مقیاس طول نمونه‌های با مقیاس کاهش یافته نباید از ۲ بزرگتر باشد.



پ ۱۰-۲-۹ تعیین مشخصه های نیرو - تغییر شکل

مشخصه های نیرو - تغییر شکل جداسازها بر اساس آزمایش های چرخه ای نمونه ها، بشرح بند پ ۱۰-۲ انجام میشود. سختی موثر هر جداساز در هر چرخه بارگذاری از رابطه (پ ۱۰-۱) تعیین می گردد:

$$k_{eff} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|\Delta^+| + |\Delta^-|} \quad (\text{پ ۱۰-۱})$$

میرایی موثر هر جداساز β_{eff} برای هر چرخه از رابطه (پ ۱۰-۲) محاسبه میشود:

$$\beta_{eff} = \frac{2}{\pi} \frac{E_{loop}}{k_{eff} (|\Delta^+| + |\Delta^-|)^2} \quad (\text{پ ۱۰-۲})$$

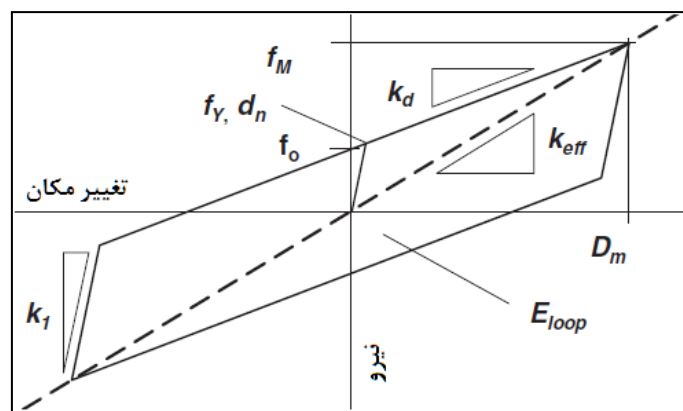
سختی پس از تسلیم، k_d ، هر دستگاه جداساز برای هر چرخه بارگذاری بر اساس فرضیات زیر محاسبه می گردد:

۱- یک چرخه آزمایش با رفتار هیسترتیک دو خطی مانند شکل (پ ۱۰-۱) با پارامترهای داده شده در شکل در نظر گرفته خواهد شد.

۲- چرخه دوخطی مزبور باید دارای سختی موثر k_{eff} و انرژی مستهلک شده E_{loop} یکسان با چرخه واقعی آزمایش باشد.

۳- سختی باربرداری k_1 با یک برآزش چشمی برابر با سختی ارتجاعی جداساز در باربرداری پس از رسیدن به تغییر مکان D_M در نظر گرفته میشود.

بعنوان روش دیگر میتوان از برآزش یک خط مستقیم با شیب k_d به چرخه بارگذاری شروع نموده و این خط را تا حداکثر تغییر مکان D_M ادامه داد. سپس مقدار شیب k_1 به نحوی محاسبه گردد که سطح زیر چرخه، E_{loop} ، با مقدار ناشی از آزمایش برابر شود.



شکل پ ۱۰-۱. مشخصه های مدل نیرو - تغییر مکان جداساز

پ ۱۰-۲-۱۰ کفایت نمونه آزمایشی

اگر همه شرایط زیر برآورده شوند، عملکرد نمونه آزمایش مناسب تلقی می گردد.

۱- منحنی نیرو - تغییر شکل برای همه آزمایش‌های مندرج در بند پ ۱۰-۲ نشان دهنده افزایش ظرفیت باربری در گام‌های متوالی بارگذاری باشد.

۲- میانگین سختی پس از تسلیم جداساز، k_d ، و استهلاک انرژی، E_{loop} ، در سه چرخه بارگذاری که در بند پ ۱۰-۲-۳ بیان شده است، تحت اثر بار قائمی برابر با بارمرده بعلاوه نصف اثرات ناشی از بار زنده منجمله اثرات گرم شدن نمونه و نرخ بارگذاری در انطباق با بند ۷-۱-۳-۲، باید در محدوده مجاز مقادیر اسمی طراحی هر جداساز قرار گیرند. این محدوده معمولاً $\pm 5\%$ بزرگتر از محدوده $\lambda_{(spec,min)}$ و $\lambda_{(spec,max)}$ میانگین همه جداسازها است.

۳- در آزمایش با دامنه های تغییر مکان $0.67 D_m$ و $1.0 D_m$ تعیین شده در بندهای ۲ و ۳ از بخش پ ۱۰-۲-۳ و برای هر بار قائم مندرج در این بخش، مقدار سختی پس از تسلیم k_d در هر چرخه از آزمایش در دامنه تغییر شکل معمول باید در محدوده‌ای مابین $\lambda_{(test,min)}$ و $\lambda_{(test,max)}$ ضرب در مقدار اسمی سختی پس از تسلیم قرار گیرد.

۴- سختی موثر هر جداساز در تمام چرخه‌های بارگذاری مذکور در بند ۴ از بخش پ ۱۰-۲-۳ نباید بیش از ۲۰٪ تغییر کند.



۵- برای هر نمونه، سختی پس از تسلیم، k_d ، و استهلاک انرژی چرخه‌ای، E_{loop} ، در هر چرخه بارگذاری مذکور در بند ۴ از بخش پ ۱۰-۲-۳ باید در محدوده مقادیر اسمی طراحی که توسط $\lambda_{(test, \lambda_{(test, min)})}$ و $\lambda_{(test, \lambda_{(test, max)})}$ تعیین می‌شود، قرار گیرد.

۶- میرایی موثر اولیه جداساز در چرخه‌های بارگذاری بند ۴ از بخش پ ۱۰-۲-۳ نباید بیش از ۲۰٪ کاهش یابد.

۷- همه نمونه‌های اجزاء باربر قائم سامانه جداساز باید پایداری خود را تحت آزمایش‌های مقرر در بخش پ ۱۰-۲-۶ حفظ کنند.

پ ۱۰-۲-۱۱ آزمایش‌های محصول (Production)

طراح سازه باید یک برنامه آزمایش مدون را برای کنترل کیفیت تمامی جداسازهای پروژه تعیین نماید. برای این منظور، تمامی جداسازها باید تحت ترکیب فشار محوری و برش جانبی تا رسیدن به حداقل دو سوم تغییر مکان D_M (که با استفاده از مشخصه‌های حد پائین محاسبه شده است) آزمایش شوند. میانگین نتایج آزمایش‌ها باید در محدوده مقادیر تعریف شده توسط $\lambda_{(spec, min)}$ و $\lambda_{(spec, max)}$ در بند ۷-۱-۳-۳ قرار گیرد.

پ ۱۰-۳ آزمایش‌های مربوط به میراگرها

روابط نیرو، سرعت و تغییر مکان و نیز میرائی در مشخصات اسمی طراحی میراگرها در بخش ۷-۱-۱ باید با استفاده از آزمایش‌های بخش پ ۱۰-۳-۱ یا بر اساس آزمایش‌های انجام شده قبلی بر روی میراگرهای مشابه (بند پ ۱۰-۳-۳) تأیید شود. آزمایش نمونه‌های ذکر شده در بند پ ۱۰-۳-۱ باید برای تأیید مشخصه‌های نیرو-سرعت-تغییر مکان مورد استفاده و اثبات کفایت عملکرد این تجهیزات تحت تحریک زلزله انجام پذیرد. این آزمایش‌ها باید قبل از تولید تجهیزات مورد نیاز ساختمان انجام شود. ضوابط مربوط به آزمایش‌های محصول در بخش پ ۱۰-۴ تعیین شده است.

خواص اسمی میراگر تعیین شده در آزمایش نمونه‌های معرف در بخش پ ۱۰-۳-۱ باید معیارهای پذیرش مبتنی بر استفاده از ضرایب $\lambda_{(spec, min)}$ و $\lambda_{(spec, max)}$ از بخش ۷-۱-۳-۳ را برآورده نماید. در این معیارها باید تغییرات محتمل در خواص مصالح در نظر گرفته شود. مشخصه‌های میراگر که از آزمایش محصول در بخش پ ۱۰-۴ بدست آمده نیز باید



معیارهای پذیرش مبتنی بر استفاده از ضرایب $\lambda_{(spec,min)}$ و $\lambda_{(spec,max)}$ از بخش ۷-۱-۳-۳ را برآورده نماید. روش‌های تولید و کنترل کیفی مورد استفاده برای کلیه میراگرهای نمونه‌های معرف و محصول باید یکسان باشند. این روش‌ها باید توسط مهندس طراح قبل از ساخت میراگرهای مربوطه تأیید شده باشد.

پ ۱۰-۳-۱ آزمایش نمونه‌های معرف

آزمایش‌های زیر باید بطور جداگانه بر روی دو میراگر از هر نوع و اندازه که در طراحی بکار میرود، با اندازه واقعی طبق فهرست زیر انجام شود. نماینده هر نوع میراگر در صورتی می‌تواند برای آزمایش نمونه‌های معرف بکار رود که هر دو شرط زیر را تأمین کند:

- ۱- روش‌های ساخت و کنترل کیفیت برای هر نوع و اندازه از میراگرها که در سازه بکار میرود، یکسان باشند.
- ۲- اندازه نمونه‌های معرف مربوط به هر نوع میراگر توسط مهندس طراح تأیید شده باشد. نمونه‌های آزمایش شده نباید در ساختمان بکار برده شوند.

پ ۱۰-۳-۲ ترتیب آزمایشها

در تمامی آزمایش‌ها، هر میراگر باید تحت اثر بار ثقلی و درجه حرارت محیطی که مشابه محل نصب آن است، قرار گیرد. برای آزمایش لرزه‌ای، تغییر مکان محاسبه شده در تجهیزات باید برای زلزله بیشینه مورد نظر که در اینجا حداکثر تغییر مکان تجهیز نامیده می‌شود، بکار رود. رابطه نیرو - تغییر مکان در هر چرخه از هر آزمایش باید ثبت شود. قبل از شروع مراحل آزمایش نمونه‌های معرف، باید یک آزمایش محصول مطابق بند پ ۱۰-۴ انجام شود. اطلاعات بدست آمده از این آزمایش، مبنای مقایسه نتایج آزمایش‌های میراگرهای تولید شده خواهد بود.

۱- هر میراگر باید در معرض تعدادی چرخه بارگذاری که انتظار میرود در بارگذاری باد برای این تجهیز رخ دهد (حداقل ۲۰۰۰ چرخه کامل و پیوسته)، قرار گیرد. بار باد باید دارای دامنه مورد انتظار باد طراحی باشد و با فرکانسی مساوی با عکس‌پریود اصلی سازه $\frac{1}{T_1}$ اعمال شود. استفاده از سایر پروتکل‌های بارگذاری که نماینده تندباد طراحی بوده و



کل تغییر مکان ناشی از باد را به مولفه های مورد انتظار استاتیکی، شبه استاتیکی و دینامیکی تقسیم نماید، مجاز است.

تبصره ۱: در صورتیکه میراگرها در معرض نیروها و تغییر مکان های ناشی از باد قرار نمی گیرند و یا نیروی طراحی باد کمتر از نیروی حد تسلیم و یا لغزش آنها باشد، نیازی به انجام این آزمایش نیست.

۲- هر میراگر باید در درجه حرارت محیط تحت چرخه های بارگذاری سینوسی زیر با فرکانس $\frac{1}{1.5T_1}$ قرار داده شود:

الف: ده چرخه کامل رفت و برگشت با تغییر مکانی برابر با 0.33 تغییر مکان میراگر در زلزله پیشینه مورد نظر

ب: پنج چرخه کامل رفت و برگشت با تغییر مکانی برابر با 0.67 تغییر مکان میراگر در زلزله پیشینه مورد نظر

ج: سه چرخه کامل رفت و برگشت با تغییر مکانی برابر با تغییر مکان میراگر در زلزله زلزله پیشینه مورد نظر

د: هرگاه نیروی ایجاد شده در میراگر در آزمایش "ج" کمتر از نیروی حاصل از تحلیل تجهیز در زلزله پیشینه مورد نظر باشد، باید آزمایش (ج) در فرکانسی که نیروی مساوی و یا بزرگتر از نیروی ناشی از تحلیل تحت زلزله پیشینه مورد نظر تولید نماید، تکرار شود. ۳- اگر خصوصیات میراگر با دمای محیط تغییر می نماید، آزمایش های بخش پ ۱۰-۳-۲، موارد ۲ (الف) تا ۲ (د) باید بر روی دست کم یک میراگر در حداقل دو دمای کمینه و بیشینه محدوده دمای طراحی انجام شود.

۴- اگر خواص نیرو - تغییر مکان میراگر در تغییر مکانی کمتر و یا مساوی با حداکثر تغییر مکان تجهیز، بیشتر از ۱۵٪ بر اثر تغییر در فرکانس آزمایش از $\frac{1}{1.5T_1}$ تا $\frac{2.5}{T_1}$ تغییر کند، آزمایش های ۲ (الف) تا ۲ (ج) باید در فرکانس های $\frac{1}{T_1}$ و $\frac{2.5}{T_1}$ نیز انجام شوند.

تبصره ۲: وقتی که انجام آزمایش دینامیکی با مقیاس کامل بدلیل محدودیت تجهیزات آزمایشگاهی ممکن نباشد، انجام آزمایش نمونه با مقیاس کاهش یافته برای تعیین خواص وابسته به سرعت میراگر، مشروط بر رعایت اصول مقیاس کردن و شبیه سازی در طراحی تجهیز و همچنین پروتکل آزمایش آن مجاز است.



پ ۱۰-۳-۳ آزمایش تجهیزات مشابه

نیازی به انجام این آزمایش‌ها برای میراگری که نمونه آزمایش شده قبلی آن وجود دارد و کلیه شرایط زیر را برآورده کرده است، نیست.

۱- خصوصیات ابعادی، ساختمان داخلی و فشارهای داخلی استاتیکی و دینامیکی آن (در صورت وجود) با میراگر مورد نظر مشابه باشد.

۲- از نظر نوع و مصالح، با میراگر مورد نظریکسان باشد.

۳- با استفاده از مدارک ساخت و روش‌های کنترل کیفیت یکسان با آنچه که در میراگر مورد نظر بکار میرود، ساخته شده باشد.

۴- تحت حداکثر تغییرمکانها و نیروهای مشابه با میراگر مورد نظر آزمایش شده باشد.

پ ۱۰-۳-۴ تعیین مشخصه‌های نیرو - سرعت - تغییرمکان

مشخصه‌های نیرو - سرعت - تغییر مکان نمونه معرف میراگر باید بر اساس آزمایش‌های تغییرمکان چرخه‌ای تعیین شده در بخش پ ۱۰-۳-۲ و کلیه الزامات زیر تعیین شود:

۱- نیروهای حداکثر و حداقل در تغییر مکان صفر، نیروهای حداکثر و حداقل در تغییر مکان حداکثر میراگر و مساحت چرخه تغییر شکل، E_{loop} ، باید برای هر چرخه از تغییر شکل محاسبه شود. سختی موثر میراگر برای هر چرخه تغییر شکل با استفاده از رابطه (پ ۱۰-۱) محاسبه می‌شود.

۲- خواص اسمی حاصل از آزمایش میراگر برای تحلیل و طراحی باید بر اساس میانگین مقادیر سه چرخه اول آزمایش برای یک تغییرمکان داده شده باشد. برای هر چرخه از هر آزمایش، تعیین اثرات چرخه‌ای بر ضرایب λ مربوطه (λ_{test}) باید با مقایسه خواص اسمی حاصل از آزمایش و خواص ملاحظه شده در هر چرخه انجام شود.

تبصره ۳: برای تعیین مشخصه‌های اسمی برای میراگرهایی که خواص چرخه اول آزمایش آنها بطور قابل توجهی از میانگین خواص سه چرخه اول متفاوت باشد، یک چرخه اضافی را می‌توان به آزمون اضافه نمود و خواص اسمی را با استفاده از مقدار متوسط داده‌های چرخه‌های دوم تا چهارم تعیین کرد. در این مورد، اثر خواص چرخه اول باید مورد توجه قرار گیرد و در ضریب λ_{max} گنجانده شود.



۳- در صورت در دسترس بودن اطلاعات آزمایش نمونه معرف با مقیاس واقعی، ضرایب λ برای سرعت و درجه حرارت باید همزمان با ضرایب مربوط به اثرات چرخه ای تعیین شوند. اگر این اثرات یا اثرات مشابه از آزمایش های مجزا تعیین میشوند، ضرایب λ باید با مقایسه خواص تعیین شده در آزمایش نمونه معرف با خصوصیات تعیین شده در آزمایش در دامنه قابل قبولی از تغییرات این خصوصیات تعیین شود.

پ ۱۰-۳-۵- کفایت عملکرد میراگر

پ ۱۰-۳-۵-۱- میراگر وابسته به تغییر مکان

کفایت عملکرد نمونه میراگر وابسته به تغییر مکان وقتی محقق می شود که کلیه شرایط زیر، بر اساس آزمایش های تعیین شده در بخش پ ۱۰-۳-۲ برآورده شود:

۱- برای آزمایش ۱، هیچ علامتی از خسارت شامل نشت، تسلیم یا شکستگی مشاهده نشود.
۲- برای آزمایش های ۲، ۳ و ۴، حداکثر و حداقل نیرو در تغییر مکان صفر برای یک میراگر در هر چرخه بیشتر از ۱۵٪ با متوسط حداکثر و حداقل نیروها در تغییر مکان صفر که از کلیه چرخه های آن آزمایش در فرکانس و درجه حرارت معین بدست آمده تفاوت نداشته باشد.

۳- برای آزمایش های ۲، ۳ و ۴، حداکثر و حداقل نیرو در حداکثر تغییر مکان تجهیز برای یک میراگر در هر چرخه نباید بیشتر از ۱۵٪ با متوسط حداکثر و حداقل نیروها در تغییر مکان حداکثر تجهیز که از کلیه چرخه های آن آزمایش در فرکانس و درجه حرارت معین تفاوت داشته باشد.

۴- برای آزمایش های ۲، ۳ و ۴، مساحت چرخه تغییر شکل، E_{loop} ، یک میراگر در هر چرخه بیشتر از ۱۵٪ با متوسط مساحت چرخه تغییر شکل محاسبه شده از کلیه چرخه های آن آزمایش در فرکانس و درجه حرارت معین، تفاوت نداشته باشد.

۵- متوسط حداکثر و حداقل نیروها در تغییر مکان صفر و تغییر مکان حداکثر، و متوسط مساحت چرخه تغییر شکل، E_{loop} ، محاسبه شده برای هر آزمایش در آزمایش های ۲، ۳ و ۴، بیشتر از ۱۵٪ با مقادیر تعیین شده توسط مهندس طراح تفاوت نداشته باشد.

۶- متوسط حداکثر و حداقل نیروها در تغییر مکان صفر و حداکثر تغییر مکان و متوسط مساحت چرخه تغییر شکل، E_{loop} ، محاسبه شده بر اساس مشخصات در آزمایش ۲ (ج)



بند پ ۱۰-۳-۲ باید در محدوده تعیین شده توسط مهندس طراح قرار گیرد. این محدوده بر اساس مشخصات اسمی و ضرایب تغییر مشخصات λ (spec, min) و λ (spec, max) که در بخش ۷-۳-۱-۳ توضیح داده شده، تعیین می‌شود. ۷- ضرایب λ حاصل از آزمایش میراگر که بر اساس بخش پ ۱۰-۳-۴ تعیین شده است، از مقادیر مشخص شده توسط مهندس طراح طبق بخش ۷-۳-۱-۳ بیشتر نشود.

پ ۱۰-۳-۵-۲ میراگر وابسته به سرعت

کفایت عملکرد نمونه میراگر وابسته به سرعت وقتی محقق می‌شود که کلیه شرایط زیر، بر اساس آزمایش‌های تعیین شده در بخش پ ۱۰-۳-۲ برآورده شود:

۱- برای آزمایش ۱، هیچ نوع خسارتی، شامل نشت، تسلیم یا شکستگی مشاهده نشود.
۲- برای میراگر وابسته به سرعت که دارای سختی نیز باشد، سختی موثر تجهیز در هر چرخه آزمایش‌های ۲، ۳ و ۴، بیشتر از ۱۵٪ با میانگین سختی موثر محاسبه شده از کل چرخه‌های آن آزمایش در یک فرکانس و درجه حرارت معین، تفاوت نداشته باشد.
۳- برای آزمایش‌های ۲، ۳ و ۴، حداکثر و حداقل نیرو در تغییر مکان صفر برای میراگر در هر چرخه بیشتر از ۱۵٪ با میانگین حداکثر و حداقل نیروها در تغییر مکان صفر محاسبه شده از کلیه چرخه‌های آن آزمایش در یک فرکانس و درجه حرارت معین تفاوت نداشته باشد.

۴- برای آزمایش‌های ۲، ۳ و ۴، مساحت هر چرخه میراگر بیشتر از ۱۵٪ با میانگین مساحت چرخه‌ها محاسبه شده از کلیه چرخه‌های آن آزمایش در یک فرکانس و درجه حرارت معین، تفاوت نداشته باشد.

۵- متوسط حداکثر و حداقل نیرو در تغییر مکان صفر، سختی موثر (فقط برای میراگرهای دارای سختی) و متوسط مساحت چرخه، E_{loop} محاسبه شده برای آزمایش ۲ (ج) در بند پ ۱۰-۳-۴، باید در محدوده مورد نظر مهندس طراح، قرار گیرد. این محدوده بر اساس مشخصات اسمی و ضرایب اصلاح مربوطه $\lambda_{(spec,min)}$ و $\lambda_{(spec,max)}$ که در بخش ۷-۳-۱-۳ شرح داده شده است، تعیین می‌شود.

۶- ضرایب λ حاصل از آزمایش میراگر که بر اساس بخش پ ۱۰-۳-۴ تعیین شده است، نباید از مقادیر مشخص شده توسط مهندس طراح طبق بخش ۷-۳-۱-۳ بیشتر شود.



پ ۱۰-۳-۶ آزمایش محصول

میراگرهای تولید شده، قبل از نصب در ساختمان باید بر طبق الزامات این بخش آزمایش شوند. یک برنامه آزمایش برای میراگرهای تولیدی میبایست توسط مهندس طراح تعیین گردد. این برنامه آزمایش باید صحت خواص اسمی هر نوع و اندازه از میراگرها را با آزمایش همه آنها برای سه چرخه در 0.67 دامنه تغییر مکان زلزله بیشینه مورد نظر در فرکانس $\frac{1}{1.5T_1}$ تأیید کند. مقادیر اندازه گیری شده خواص اسمی باید در محدوده مشخصات تعیین شده برای پروژه قرار گیرد. این محدوده باید با رواداری های مشخصات اسمی طراحی تدوین شده در بخش ۱-۷-۳ مطابقت داشته باشد.

تبصره ۴: در صورتی که بتوان با روشهای دیگری نشان داد که میراگرهای تولیدی کلیه مشخصات فنی پروژه را تأمین مینمایند، نیازی به انجام این آزمایشات نمیشود. در این حالات، مهندس طراح روش جایگزینی را برای اطمینان از کیفیت میراگرهای نصب شده تعیین خواهد نمود. این روش جایگزین شامل آزمایش حداقل یک میراگر از هر نوع و اندازه خواهد بود، مگر اینکه آزمایشهای خاص نمونه معرف بر روی آنها انجام شده باشد. میراگرهایی که در طول این آزمایش ها متحمل رفتار غیرالاستیک می شوند و یا به نحو دیگری در خلال آزمایش صدمه می بینند، نباید در ساختمان مورد استفاده قرار گیرند.

نسخه اسفند ۱۴۰۳ برای نظر خواهی عمومی