جمهوری اسلامی ایران
سازمان برنامه و بودجه کشور

دستورالعمل ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی متداول موجود

ضابطه شماره ۷۴۲

معاونت فنی و توسعه امور زیربنایی
امور نظام فنی و اجرایی
Nezamfanni.ir

مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی
معاونت تحقیقات
www.bhrc.ac.ir

۱۳۹۶

باسمه تعالی

ریاست جمهوری
سازمان برنامه و بودجه کشور
رییس سازمان

بخشنامه به دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور و پیمانکاران	**شماره:**	**۹۶/۱۲۳۲۵۷۲**
	تاریخ:	**۱۳۹۶/۰۳/۳۱**

موضوع: دستورالعمل ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی متداول موجود

به استناد ماده (۲۳) قانون برنامه و بودجه و مواد (۶) و (۷) آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی- مصوب سال ۱۳۵۲ و در چارچوب نظام فنی و اجرایی کشور (موضوع تصویب‌نامه شماره ۴۲۳۳۹/ت۳۳۴۹۷هـ مورخ ۱۳۸۵/۴/۲۰ هیأت محترم وزیران)، به پیوست ضابطه شماره ۷۴۲ امور نظام فنی و اجرایی، با عنوان «دستورالعمل ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی متداول موجود» از نوع گروه سوم ابلاغ می‌شود.

رعایت مفاد این ضابطه در صورت نداشتن ضوابط بهتر، از تاریخ ۱۳۹۶/۷/۱ الزامی است.

امور نظام فنی و اجرایی این سازمان دریافت‌کننده نظرات و پیشنهادهای اصلاحی در مورد مفاد این ضابطه بوده و اصلاحات لازم را اعلام خواهد کرد.

محمد باقر نوبخت

اصلاح مدارک فنی

خواننده گرامی:

امور نظام فنی و اجرایی سازمان برنامه و بودجه کشور، با استفاده از نظر کارشناسان برجسته مبادرت به تهیه این ضابطه نموده و آن را برای استفاده به جامعه مهندسی کشور عرضه نموده است. با وجود تلاش فراوان، این اثر مصون از ایراد و اشکال نیست.

از این رو، از ***شما خواننده گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده هرگونه ایراد و اشکال فنی مراتب را به صورت زیر گزارش فرمایید:***

۱- شماره بند و صفحه موضوع مورد نظر را مشخص کنید.

۲- ایراد مورد نظر را به صورت خلاصه بیان دارید.

۳- در صورت امکان متن اصلاح شده را برای جایگزینی ارسال نمایید.

۴- نشانی خود را برای تماس احتمالی ذکر فرمایید.

کارشناسان این امور نظرهای دریافتی را به دقت مطالعه نموده و اقدام مقتضی را معمول خواهند داشت.

پیشاپیش از همکاری و دقت نظر جنابعالی قدردانی می‌شود.

نشانی برای مکاتبه : تهران، میدان بهارستان، خیابان صفی علی‌شاه - مرکز تلفن ۳۳۲۷۱

سازمان برنامه و بودجه کشور، امور نظام فنی و اجرایی

Email:nezamfanni@mporg.ir **web: nezamfanni.ir**

باسمه تعالی

پیشگفتار

با توجه به قرارگیری ایران در یکی از مناطق پرخطر لرزه‌ای، هر ساله شاهد رویداد زلزله‌های متعدد در کشور هستیم. این پدیده طبیعی به همراه عدم وجود ساخت و ساز مناسب باعث شده‌است تا در پی رویداد یک زلزله متوسط یا قوی، خسارات مالی و جانی قابل توجهی در کشور ایجاد شود. از اینرو برنامه‌ریزی برای کاهش خطرپذیری و مقاوم‌سازی ساختمانهای موجود، همواره در اولویت برنامه‌های کشور بوده‌است. در این راستا علیرغم وجود ضوابط مرتبط با بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود (نشریه شماره ۳۶۰)، تعیین جزئیات ارزیابی کیفی و ارائه روشهای کاربردی بهسازی ساختمانهای فولادی باعث افزایش سرعت و دقت پروژه‌های بهسازی جاری و آتی در کشور می‌گردد.

با توجه به مطالب فوق، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، تهیه «دستورالعمل ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی متداول موجود» را در دستور کار قرار داد و پس از تهیه، آن را برای تایید و ابلاغ به عوامل ذینفع نظام فنی و اجرایی کشور به این معاونت ارسال نمود که پس از بررسی، براساس ماده ۲۳ قانون برنامه و بودجه، آیین‌نامه استانداردهای اجرایی مصوب هیات محترم وزیران و طبق نظام فنی اجرایی کشور (مصوب شماره ۴۲۳۳۹/ت۳۳۴۹۷ ه مورخ ۱۳۸۵/۴/۲۰ هیات محترم وزیران) تصویب و ابلاغ می‌گردد.

علیرغم تلاش، دقت و وقت زیادی که برای تهیه این مجموعه صرف گردید، این مجموعه مصون از وجود اشکال و ابهام در مطالب آن نیست. لذا در راستای تکمیل و پربار شدن این ضابطه از کارشناسان محترم درخواست می‌شود موارد اصلاحی را به امور نظام فنی و اجرایی سازمان برنامه و بودجه کشور ارسال کنند. کارشناسان سازمان پیشنهادهای دریافت شده را بررسی کرده و در صورت نیاز به اصلاح در متن ضابطه، با همفکری نمایندگان جامعه فنی کشور و کارشناسان مجرب این حوزه، نسبت به تهیه متن اصلاحی، اقدام و از طریق پایگاه اطلاع رسانی نظام فنی و اجرایی کشور برای بهره‌برداری عموم، اعلام خواهند کرد. به همین منظور و برای تسهیل در پیدا کردن آخرین ضوابط ابلاغی معتبر، در بالای صفحات، تاریخ تدوین مطالب آن صفحه درج شده‌است که در صورت هرگونه تغییر در مطالب هر یک از صفحات، تاریخ آن نیز اصلاح خواهد شد. از اینرو همواره مطالب صفحات دارای تاریخ جدیدتر معتبر خواهد بود.

معاونت فنی و توسعه امور زیربنایی، بدین وسیله از تلاش‌ها و جدیت رییس امور نظام فنی و اجرایی کشور جناب آقای مهندس غلامحسین حمزه مصطفوی و کارشناسان محترم این امور، همچنین رییس مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی جناب آقای دکتر محمد شکرچی زاده و کارشناسان آن مرکز و مجری محترم و متخصصان همکار در امر تهیه و نهایی نمودن این ضابطه، تشکر و قدردانی می‌نماید.

غلامرضا شافعی

معاون فنی و توسعه امور زیربنایی

بهار ۱۳۹۶

تهیه و کنترل «دستورالعمل ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی متداول موجود»

[ضابطه شماره ۷۴۲]

مجری

دکتر محسن تهرانی‌زاده	استاد دانشگاه صنعتی امیرکبیر

اعضای کمیته شورای راهبردی مقاوم‌سازی (برحسب حروف الفبا)

۱-دکتر محمدتقی احمدی	استاد دانشگاه تربیت مدرس
۲-دکتر علی‌اکبر آقاکوچک (رئیس کمیته)	استاد دانشگاه تربیت مدرس
۳-دکتر عباسعلی تسنیمی	استاد دانشگاه تربیت مدرس
۴-دکتر محسن تهرانی‌زاده	استاد دانشگاه امیرکبیر
۵-دکتر طیبه پرهیزکار	عضو هیئت علمی مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی
۶-دکتر نادر خواجه احمد عطاری (دبیر کمیته)	عضو هیئت علمی مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی
۷-دکتر فیاض رحیم‌زاده	استاد دانشگاه صنعتی شریف
۸- دکتر محمد شکرچی‌زاده	رئیس مرکزتحقیقات راه، مسکن و شهرسازی و استاد دانشگاه تهران
۹- دکتر حمزه شکیب	استاد دانشگاه تربیت مدرس
۱۰- دکتر سید محمود فاطمی‌عقدا	عضو هیئت علمی دانشگاه خوارزمی
۱۱-دکتر محمدتقی کاظمی	عضو هیئت علمی دانشگاه صنعتی شریف
۱۲-دکتر حسن مقدم	استاد دانشگاه صنعتی شریف

اعضای کمیته تهیه کننده متن اصلی

۱- دکتر محسن تهرانی‌زاده (مجری)

۲- مهندس امیر مشرف

اعضای کمیته بازخوانی

۱- دکتر علی‌اکبر آقا کوچک (رئیس کمیته)

۲- دکر محسن تهرانی‌زاده

۳- دکتر نادر خواجه‌احمد عطاری

۴- دکتر فیاض رحیم‌زاده

۵- دکتر محمدتقی کاظمی

اعضای گروه هدایت و راهبری (سازمان برنامه و بودجه کشور)

۱- علیرضا توتونچی	معاون امور نظام فنی و اجرایی
۲- فرزاد پارسا	رییس گروه امور نظام فنی و اجرایی

مقدمه

حفظ و مقاوم‌سازی ابنیه موجود در مقابل عوامل مخرب طبیعی موجب صیانت از سرمایه‌های ملی است. امروزه مقاوم سازی در مقابل زلزله در مورد بناهای باستانی و قدیمی و نیز ساختمان‌هایی که با ضوابط و استانداردهای نامناسب طراحی و ساخته شده‌اند، بخش عمده فعالیت‌های مرسوم در صنعت ساختمان در کشورهایی است که با پدیده زلزله مواجهند.

جامعه مهندسی در کشور عزیزمان ایران نیز بیش از یک دهه است که به طور جدی همگام با ارتقاء توان طراحی و اجرای بناهای نو، به فعالیت‌های مربوط به مقاوم‌سازی اصولی ساختمان‌های موجود وارد شده و مراجع قانونی نیز به نوبه خود تدوین ضوابط و مقررات در این زمینه را در دستور کار قرارداده‌اند.

مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی به عنوان مرجع تحقیقات و تدوین ضوابط و مقررات در حوزه ساختمان و مسکن، که از جمله انتشارات مهم آن در زمینه زلزله می‌توان به آئین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در مقابل زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) اشاره نمود، از سال ۱۳۸۸ اقدام به تشکلیل کمیته راهبردی مقاوم‌سازی با حضور اساتید به نام در حوزه تخصصی نموده است. در قالب راهبردهای تعیین شده توسط کمیته، تهیه تعدادی دستورالعمل برای ارزیابی و مقاوم سازی ساختمانها و تاسیسات موجود در دستور کار قرار گرفت و در این راستا به ساختمان‌های متداول که بخش عظیمی از ساختمانهای موجود کشور را تشکیل می دهند اولویت داده شد. دستورالعمل حاضر با عنوان ارزیابی و بهسازی لرزه ای ساختمان‌های فولادی متداول موجود یکی از نتایج کار کمیته مذکور است. در این دستورالعمل تلاش شده است در عین حفظ محتوای فنی، مطالب با حداکثر شفافیت و سادگی ممکن ارائه شود. امید می‌رود که دست اندر کاران حرفه با استفاده از ضوابط این دستورالعمل، بتوانند به صورت موثرتری نسبت به مقاوم‌سازی ساختمان‌های فولادی موجود اقدام نمایند.

محمد شکرچی زاده

رئیس مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

مقدمه مجری طرح

یکی از متداول‌ترین سیستم‌های ساختمانی موجود در کشور، سیستم‌های ساختمانی فولادی می‌باشد که حجم عمده‌ای از ساختمان‌های اجرا شده و در دست اجرا را پوشش می‌دهد. با توجه به تغییرات زیاد آئین‌نامه‌های طراحی سازه‌های فولادی و مشکلات اجرایی موجود در این گونه ساختمان‌ها در سالیان گذشته، حجم وسیعی از این ساختمان‌ها نیاز به مقاوم‌سازی دارند. در دستورالعمل مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰)، ضوابط کلی مربوط به مطالعات آسیب پذیری کمی این دسته از ساختمان‌ها ارائه شده است. در حالی که در خصوص مطالعات آسیب‌پذیری کیفی و همچنین روش‌های مقاوم‌سازی و جزئیات اجرایی روش‌های مورد نظر مطلبی ارائه نشده است. در این دستورالعمل به صورت مشروح به بررسی این مسائل موضوعات پرداخته شده است.

از سوی دیگر با توجه به این‌که هدف اصلی این دستورالعمل‌ها تدوین ضوابط برای ساختمان‌های شهری متداول می‌باشد، تلاش شده است که محاسبات کمی موجود حتی‌الامکان ساده سازی شود تا بدین ترتیب استفاده مهندسین تسهیل شود. امید است که این دستورالعمل کمکی در جهت بهبود و ساماندهی روش‌های مقاوم‌سازی در سطح کشور باشد.

مجری پروژه

محسن تهرانی‌زاده

فهرست مطالب

عنوان **صفحه**

فصل اول: مقدمات بهسازی لرزه‌ای ۱

۱-۱- محدوده کاربرد ۲

۱-۲- مبانی بهسازی ۳

۱-۳- مراحل بهسازی ۳

۱-۳-۱- بررسی ویژگیهای ساختمان ۳

۱-۳-۲- هدف بهسازی ۴

۱-۳-۳- جمع آوری اطلاعات وضعیت موجود ساختمان ۴

۱-۳-۴- ارزیابی اولیه و تعیین نیاز یا عدم نیاز به بهسازی ۴

۱-۳-۵- ارزیابی تفصیلی ۴

۱-۳-۶- ارایه طرح بهسازی و ارزیابی آن ۵

۱-۳-۷- طیف طرح استاندارد ۵

فصل دوم: مراحل ارزیابی اولیه ۷

۲-۱- محدوده کاربرد ۸

۲-۲- مراحل ارزیابی اولیه آسیب پذیری ۹

۲-۳- شاخص ایمنی اولیه ۱۰

۲-۴ محدوده شاخص ایمنی اولیه ۱۱

۲-۵- برآورد شاخص ایمنی اولیه ۱۱

۲-۵-۱- شاخص ایمنی اولیه پایه، Db ۱۱

۲-۵-۲- شاخص ایمنی اولیه اسمی، Dnom ۱۲

۲-۵-۳- ضرایب تصحیح ۱۲

۲-۵-۳-۱- ضریب تصحیح شتاب مبنای طرح، FA ۱۲

۲-۵-۳-۳- ضریب تصحیح رفتار ساختمان، FR ۱۶

۲-۵-۴- ضریب پیکربندی ساختمان، FCON ۱۶

۲-۵-۵- ضرایب تاثیر ۱۷

۲-۵-۵-۱- ضریب تاثیر نامنظمی در پلان، FPR ۱۷

۲-۵-۵-۲- ضریب تاثیر نامنظمی قائم، FVR ۱۷

۲-۵-۵-۳- ضریب تاثیر ستون کوتاه، FSC ۱۷

۲-۵-۵-۴- ضریب تاثیر ضربه، FPE ۱۷

۲-۵-۶- ضریب اثر ساختگاه، FSE ۱۷
۲-۶- برگه‌های ارزیابی اولیه ۱۹
فصل سوم: ارزیابی تفصیلی ۳۱
۳-۱- محدوده کاربرد ۳۳
۳-۲- اطلاعات وضعیت موجود ساختمان ۳۳
۳-۲-۱- پیکربندی ساختمان ۳۳
۳-۲-۲- مشخصات سقف‌ها ۳۴
۳-۲-۳- مشخصات المان ۳۴
۳-۲-۴- ملحقات ۳۴
۳-۲-۵- مشخصات مصالح ۳۵
۳-۲-۶- مشخصات ساختگاه ۳۵
۳-۲-۷- ساختمان‌های مجاور ۳۵
۳-۲-۷-۱- برخورد ساختمان‌های مجاور ۳۶
۳-۲-۷-۲- اجزای مشترک بین ساختمان‌ها ۳۶
۳-۲-۷-۳- آسیب ناشی از ساختمان مجاور ۳۶
۳-۲-۸- سطوح اطلاعات ۳۶
۳-۲-۸-۱- ضریب آگاهی ۳۶
۳-۳- روش‌های تحلیل سازه ۳۷
۳-۳-۱- محدوده کاربرد روش‌های خطی ۳۷
۳-۳-۲- محدوده کاربرد روش‌های غیرخطی ۳۸
۳-۴- رفتار اجزای سازه ۳۹
۳-۴-۱- مقاومت مصالح ۳۹
۳-۴-۲- ظرفیت اجزای سازه ۳۹
۳-۴-۲-۱- ظرفیت اجزا در روش‌های خطی ۳۹
۳-۴-۲-۲- ظرفیت اجزا در روش‌های غیرخطی ۴۰
۳-۵- معیارهای پذیرش ۴۰
۳-۶- ضوابط کلی طراحی ۴۱
۳-۶-۱- اثرات همزمان مولفه‌های زلزله ۴۱
۳-۶-۲- اثرات $P-\Delta$ ۴۱
۳-۶-۳- اثرات پیچش ۴۱
۳-۶-۴- اثرات واژگونی ۴۱
۳-۶-۵- پیوستگی ۴۱

۳-۶-۶- دیافراگم‌ها ۴۲
۳-۶-۶-۱- تیرهای لبه دیافراگم ۴۲
۳-۶-۶-۲- جمع کننده‌های دیافراگم ۴۲
۳-۶-۷- اجزای غیرسازه‌ای ۴۳
۳-۶-۸- ساختمان‌های با اعضای مشترک ۴۳
۳-۶-۸-۱- به هم بستن ساختمان‌ها ۴۳
۳-۶-۸-۲- جد اکردن ساختما نها ۴۳
۳-۶-۹- درزهای انقطاع ۴۳
۳-۶-۹-۱- حداقل بعد درز انقطاع ۴۳
۳-۶-۹-۲- موارد استثنا ۴۴
۳-۶-۱۰- اثر مولفه قایم زلزله ۴۴
فصل چهارم: روشهای تحلیل ۴۵
۴-۱- محدوده کاربرد ۴۶
۴-۲- ضوابط کلی تحلیل ۴۷
۴-۲-۱- انتخاب روش تحلیل ۴۷
۴-۲-۲- مدل سازی ۴۷
۴-۲-۲-۱- فرضیات اولیه ۴۷
۴-۲-۲-۲- اعضای اصلی و غیراصلی ۴۸
۴-۲-۲-۳- پیکربندی ساختمان ۴۸
۴-۲-۳- پیچش ۴۸
۴-۲-۳-۱- پیچش واقعی ۴۸
۴-۲-۳-۲- پیچش اتفاقی ۴۹
۴-۲-۳-۳- ملاحظات خاص پیچش ۴۹
۴-۲-۴- دیافراگم‌ها ۴۹
۴-۲-۴-۱- دسته بندی دیافراگم‌ها ۴۹
۴-۲-۴-۲- ملاحظات خاص مد لسازی ۵۰
۴-۲-۵- اثر همزمان مولفه‌های زلزله ۵۰
۴-۲-۶- ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی ۵۰
۴-۲-۷- بررسی اعتبار فرضیات طراحی ۵۰
۴-۲-۸- واژگونی ۵۱
۴-۲-۸-۱- روش‌های خطی ۵۱
۴-۲-۸-۲- روش‌های غیرخطی ۵۱

۴-۳- روش‌های تحلیل سازه ۵۲
۴-۳-۱- تحلیل استاتیکی خطی ۵۲
۴-۳-۱-۱- تعیین زمان تناوب اصلی نوسان سازه ۵۲
۴-۳-۱-۲- برآورد نیروها و تغییرشکل‌ها ۵۳
۴-۳-۱-۳- توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ۵۴
۴-۳-۱-۴- توزیع نیروی جانبی در پلان ۵۴
۴-۳-۱-۵- دیافراگم ۵۴
۴-۳-۲- تحلیل دینامیکی خطی ۵۵
۴-۳-۲-۱- ملاحظات خاص تحلیلی ۵۵
۴-۳-۲-۱-۱- روش تحلیل طیفی ۵۵
۴-۳-۲-۲- توزیع نیروی جانبی در ارتفاع و پلان ۵۵
۴-۳-۲-۳- دیافراگم‌ها ۵۶
۴-۳-۲-۴- برآورد نیروها و تغییرمکان‌ها ۵۶
۴-۳-۳- تحلیل مکانیزم محتمل خرابی ۵۶
۴-۳-۴- تحلیل استاتیکی غیرخطی ۵۶
۴-۳-۴-۱- ملاحظات خاص مدلسازی و تحلیل ۵۶
۴-۳-۴-۱-۱- کلیات ۵۶
۴-۳-۴-۱-۲- نقطه کنترل ۵۷
۴-۳-۴-۱-۳- توزیع بار جانبی ۵۷
۴-۳-۴-۱-۴- مدل رفتارسه خطی نیرو –تغییرمکان سازه ۵۷
۴-۳-۴-۱-۵- محاسبه زمان تناوب اصلی موثر ۵۸
۴-۳-۴-۲- برآورد نیروها و تغییرشکل‌ها ۵۸
۴-۳-۴-۲-۱- ساختمان با دیافراگم صلب ۵۸
۴-۳-۴-۲-۲- ساختمان با دیافراگم نیمه صلب ۶۱
۴-۳-۴-۲-۳- ساختمان با دیافراگم نرم ۶۱
۴-۴- معیارهای پذیرش ۶۱
۴-۴-۱- روش‌های خطی ۶۱
۴-۴-۱-۱- برآورد نیروها و تغییرشکل‌های طراحی ۶۱
۴-۴-۱-۱-۱- کنترل شونده توسط تغییرشکل ۶۱
۴-۴-۱-۱-۲- کنترل شونده توسط نیرو ۶۲
۴-۴-۱-۲- معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی ۶۲

۴-۴-۱-۲-۱- کنترل شونده توسط تغییرشکل ۶۲
۴-۴-۱-۲-۲- کنترل شونده توسط نیرو ۶۲
۴-۴-۲- روش تحلیل مکانیزم محتمل خرابی ۶۳
۴-۴-۳- روش تحلیل استاتیکی غیرخطی ۶۳
۴-۴-۳-۱- برآورد نیروها وتغییرشکل‌های طراحی ۶۳
۴-۴-۳-۲- معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی ۶۳
۴-۴-۳-۲-۱- کنترل شونده توسط تغییرشکل ۶۳
۴-۴-۳-۲-۲- تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو ۶۴
فصل پنجم: بهسازی در تراز پی‌ساختمان ۶۵
۵-۱- محدوده‌ی کاربرد ۶۷
۵-۲- ویژگی‌های ساختگاهی ۶۷
۵-۲-۱- اطلاعات پی ۶۷
۵-۲-۱-۱- شرایط پی ۶۷
۵-۲-۱-۲- شرایط سازه‌ای پی ۶۷
۵-۲-۱-۳- شرایط ژئوتکنیکی ۶۷
۵-۲-۱-۳-۱- کلیات ۶۸
۵-۲-۱-۳-۲- سطح اطلاعات حداقل ۶۸
۵-۲-۱-۳-۳- سطح اطلاعات متعارف ۶۸
۵-۲-۱-۴- شرایط بارگذاری پی ۶۸
۵-۲-۲- مخاطرات ساختگاهی ناشی از ناپایداری ۶۸
۵-۲-۲-۱- گسلش ۶۹
۵-۲-۲-۲- روانگرایی ۶۹
۵-۲-۲-۳- فرونشست ۷۰
۵-۳- کاهش مخاطرات ساختگاهی ۷۱
۵-۴- مقاومت و سختی پی ۷۱
۵-۴-۱- ظرفیت باربری مورد انتظار خاک پی‌ها ۷۲
۵-۴-۱-۱- ظرفیت باربری مورد انتظار تجویزی ۷۲
۵-۴-۱-۲- ظرفیت باربری ساختگاهی ۷۲
۵-۴-۲- منحنی نیرو – تغییر شکل پی ۷۳
۵-۴-۲-۱- ظرفیت باربری پی سطحی ۷۳
۵-۴-۳- معیارهای پذیرش پی ۷۴

۵-۴-۳-۱- معیارهای پذیرش پی در سیستم با تکیه‌گاه صلب ۷۴
۵-۴-۳-۱-۱- روش‌های تحلیل خطی ۷۴
۵-۴-۳-۱-۲- روش‌های تحلیل غیرخطی ۷۶
۵-۵- فشار لرزه‌ای جانبی خاک ۷۶
۵-۶- بهسازی پی ۷۶
فصل ششم: بهسازی سازه‌های فولادی ۷۹
۶-۱- محدوده‌ی کاربرد ۸۱
۶-۲- مشخصات مصالح و بازرسی وضعیت موجود ساختمان ۸۱
۶-۲-۱- کلیات ۸۱
۶-۲-۲- مشخصات مصالح ۸۱
۶-۲-۲-۱- کلیات ۸۱
۶-۲-۲-۲- جمع‌آوری مشخصات مصالح در سطح اطلاعات حداقل ۸۲
۶-۲-۲-۳- جمع‌آوری مشخصات مصالح در سطح اطلاعات متعارف ۸۲
۶-۲-۲-۳-۱- کلیات ۸۲
۶-۲-۲-۳-۲- آزمایش‌های متعارف ۸۳
۶-۲-۳- بازرسی وضعیت موجود ۸۳
۶-۲-۳-۱- کلیات ۸۳
۶-۲-۳-۲- مشخصات اجزا ۸۴
۶-۲-۳-۳- روش‌ها و محدوده‌ی کاربردی ۸۴
۶-۲-۳-۴- مدل‌سازی تحلیلی ساختمان ۸۵
۶-۲-۴- ضریب آگاهی k ۸۵
۶-۳- ضوابط و فرضیات طراحی ۸۵
۶-۳-۱- سختی ۸۵
۶-۳-۱-۱- روش‌های خطی ۸۵
۶-۳-۱-۲- روش‌های غیر خطی ۸۶
۶-۳-۲- مقاومت ۸۹
۶-۳-۲-۱- رفتار کنترل شونده توسط تغییر شکل ۸۹
۶-۳-۲-۲- رفتار کنترل شونده توسط نیرو ۸۹
۶-۳-۳- معیارهای بهسازی ۸۹
۶-۴- قاب‌های خمشی فولادی ۹۰
۶-۴-۱- کلیات ۹۰

۶-۴-۲- قاب‌های خمشی با اتصالات صلب ۹۰
۶-۴-۲-۱- کلیات ۹۰
۶-۴-۲-۲- سختی ۹۱
۶-۴-۲-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی ۹۱
۶-۴-۲-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی ۹۱
۶-۴-۲-۳- مقاومت ۹۱
۶-۴-۲-۳-۱- کلیات ۹۱
۶-۴-۲-۳-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی ۹۱
۶-۴-۲-۳-۳- روش‌های غیر خطی ۹۳
۶-۴-۲-۴- معیارهای پذیرش ۹۳
۶-۴-۲-۴-۱- کلیات ۹۳
۶-۴-۲-۴-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی ۹۳
۶-۴-۲-۴-۳- روش تحلیل مکانیزم خرابی ۹۸
۶-۴-۲-۴-۴- روش استاتیکی غیرخطی ۹۸
۶-۴-۲-۵- معیارهای بهسازی ۱۰۰
۶-۴-۳- قاب‌های خمشی با اتصالات نیمه صلب ۱۰۰
۶-۴-۳-۱- کلیات ۱۰۰
۶-۴-۳-۲- سختی ۱۰۰
۶-۴-۳-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۰۰
۶-۴-۳-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی ۱۰۱
۶-۴-۳-۳- مقاومت ۱۰۱
۶-۴-۳-۳-۱- کلیات ۱۰۱
۶-۴-۳-۳-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۰۲
۶-۴-۳-۳-۳- روشهای غیر خطی ۱۰۳
۶-۴-۳-۴- معیارهای پذیرش ۱۰۳
۶-۴-۳-۴-۱- کلیات ۱۰۳
۶-۴-۳-۴-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۰۳
۶-۴-۳-۴-۳- روش تحلیل مکانیزم خرابی ۱۰۴
۶-۴-۳-۴-۴- روش استاتیکی غیر خطی ۱۰۴
۶-۴-۳-۵- معیارهای بهسازی ۱۰۴

۶-۵- قاب‌های فولادی مهاربندی شده ۱۰۴
۶-۵-۱- کلیات ۱۰۴
۶-۵-۲- قاب‌های با مهاربندی همگرا ۱۰۴
۶-۵-۲-۱- کلیات ۱۰۴
۶-۵-۲-۲- سختی ۱۰۵
۶-۵-۲-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۰۵
۶-۵-۲-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی ۱۰۵
۶-۵-۲-۳- مقاومت ۱۰۵
۶-۵-۲-۳-۱- کلیات ۱۰۵
۶-۵-۲-۳-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۰۵
۶-۵-۲-۳-۳- روشهای غیر خطی ۱۰۶
۶-۵-۲-۴- معیارهای پذیرش ۱۰۶
۶-۵-۲-۴-۱- کلیات ۱۰۶
۶-۵-۲-۴-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۰۶
۶-۵-۲-۴-۳- روش تحلیل مکانیزم خرابی ۱۰۷
۶-۵-۲-۴-۴- روش استاتیکی و دینامیکی غیرخطی ۱۰۷
۶-۵-۲-۵- معیارهای بهسازی ۱۰۷
۶-۵-۳- قاب‌های با مهاربند واگرا ۱۰۷
۶-۵-۳-۱- کلیات ۱۰۷
۶-۵-۳-۲- سختی ۱۰۸
۶-۵-۳-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۰۸
۶-۵-۳-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی ۱۰۸
۶-۵-۳-۳- مقاومت ۱۰۹
۶-۵-۳-۳-۱- کلیات ۱۰۹
۶-۵-۳-۳-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۰۹
۶-۵-۳-۳-۳- روشهای غیرخطی ۱۱۰
۶-۵-۳-۴- معیارهای پذیرش ۱۱۰
۶-۵-۳-۴-۱- کلیات ۱۱۰
۶-۵-۳-۴-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۱۰
۶-۵-۳-۴-۳- روش تحلیل مکانیزم خرابی ۱۱۰

۶-۵-۳-۴-۴- روش استاتیکی غیرخطی ۱۱۰
۶-۵-۳-۵- معیارهای بهسازی ۱۱۱
۶-۶- دیوارهای برشی فولادی ۱۲۱
۶-۶-۱- کلیات ۱۲۱
۶-۶-۲- سختی ۱۲۲
۶-۶-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۲۲
۶-۶-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی ۱۲۲
۶-۶-۳- مقاومت ۱۲۲
۶-۶-۳-۱- کلیات ۱۲۲
۶-۶-۳-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۲۲
۶-۶-۴- معیارهای پذیرش ۱۲۳
۶-۶-۴-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۲۳
۶-۶-۴-۲- روش استاتیکی غیر خطی ۱۲۵
۶-۷- قاب‌های فولادی با میان قاب ۱۲۵
۶-۸- دیافراگم‌ها ۱۲۵
۶-۸-۱- دیافراگم‌های کف فلزی بدون پوشش ۱۲۵
۶-۸-۱-۱- کلیات ۱۲۵
۶-۸-۱-۲- سختی ۱۲۶
۶-۸-۱-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۲۶
۶-۸-۱-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی ۱۲۶
۶-۸-۱-۳- مقاومت ۱۲۶
۶-۸-۱-۴- معیارهای پذیرش ۱۲۶
۶-۸-۲- دیافراگم‌های کف فلزی با پوشش بتن سازه‌ای ۱۲۷
۶-۸-۲-۱- کلیات ۱۲۷
۶-۸-۲-۲- سختی ۱۲۷
۶-۸-۲-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۲۷
۶-۸-۲-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی ۱۲۷
۶-۸-۲-۳- مقاومت ۱۲۷
۶-۸-۲-۴- معیارهای پذیرش ۱۲۷
۶-۸-۲-۵- معیارهای بهسازی ۱۲۸
۶-۸-۳- دیافراگم‌های کف فلزی با پوشش بتن غیرسازه‌ای ۱۲۸

۶-۸-۴- دیافراگم‌های طاق ضربی ۱۲۸
۶-۸-۴-۱- کلیات ۱۲۸
۶-۸-۴-۲- سختی ۱۲۹
۶-۸-۴-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۲۹
۶-۸-۴-۲-۲- روش استاتیکی غیر خطی ۱۲۹
۶-۸-۴-۳- مقاومت ۱۲۹
۶-۸-۴-۴- معیارهای پذیرش ۱۲۹
۶-۸-۴-۵- معیارهای بهسازی ۱۳۰
۶-۸-۵- دیافراگم‌های بتنی درجا ۱۳۰
۶-۸-۵-۱- اجزای تشکیل دهنده دیافراگم‌های بتنی ۱۳۰
۶-۸-۵-۱-۱- دال‌ها ۱۳۰
۶-۸-۵-۱-۲- مهارها و اجزای جمع کننده (جمع کننده) ۱۳۰
۶-۸-۵-۱-۳- اجزای لبه ۱۳۰
۶-۸-۵-۲- مدل‌سازی، تحلیل و معیارهای پذیرش ۱۳۱
۶-۸-۵-۲-۱- ملاحظات کلی ۱۳۱
۶-۸-۵-۲-۲- سختی ۱۳۱
۶-۸-۵-۲-۳- مقاومت ۱۳۱
۶-۸-۵-۲-۴- معیارهای پذیرش ۱۳۱
۶-۸-۵-۲-۵- معیارهای بهسازی ۱۳۱
۶-۸-۶- اعضای تیر لبه و برش گیرها ۱۳۲
۶-۸-۶-۱- کلیات ۱۳۲
۶-۸-۶-۲- سختی ۱۳۲
۶-۸-۶-۳- مقاومت ۱۳۲
۶-۸-۶-۴- معیارهای پذیرش ۱۳۲
۶-۸-۶-۵- معیارهای بهسازی ۱۳۳
فصل هفتم: راهکارهای بهسازی قاب‌های خمشی فولادی ۱۳۵
۷-۱- خصوصیات کلی سازه ۱۳۷
۷-۱-۱- کلیات ۱۳۷
۷-۱-۲- دیافراگم‌های کف و سقف ۱۳۷
۷-۱-۳- پی ۱۳۸
۷-۲- خصوصیات پاسخ لرزه‌ای ۱۳۸

۷-۳- کمبودهای لرزه‌ای متداول و روش‌های بهسازی کاربردی ۱۳۸
۷-۳-۱- مقاومت کلی ۱۳۸
۷-۳-۲- سختی کلی ۱۳۸
۷-۳-۳- پیکربندی ۱۳۸
۷-۳-۴- مسیر هدایت بار ۱۳۹
۷-۳-۵- جزئیات اجزا ۱۳۹
۷-۳-۶- کمبودهای دیافراگم ۱۴۲
۷-۳-۷- کمبودهای پی ۱۴۲
۷-۴- تشریح جزئیات روشهای بهسازی ۱۴۲
۷-۴-۱- افزودن مهاربند یا قاب مهاربندی شده به سازه ساختمان ۱۴۲
۷-۴-۱-۱- موارد کاربرد ۱۴۲
۷-۴-۱-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی ۱۴۲
۷-۴-۱-۳- ملاحظات طراحی ۱۴۳
۷-۴-۱-۴- بررسی جزئیات ۱۴۴
۷-۴-۱-۵- ملاحظات اجرایی ۱۴۶
۷-۴-۲- افزودن دیوارهای برشی بتنی ۱۴۷
۷-۴-۲-۱- موارد کاربرد ۱۴۷
۷-۴-۲-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی ۱۴۸
۷-۴-۲-۳- ملاحظات طراحی ۱۴۸
۷-۴-۲-۴- بررسی جزئیات ۱۵۱
۷-۴-۲-۵- ملاحظات اجرایی ۱۵۲
۷-۴-۳- افزودن ورق‌های اتصال پوششی یا قوطی کردن اعضای فولادی موجود ۱۵۴
۷-۴-۳-۱- موارد کاربرد ۱۵۴
۷-۴-۳-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی ۱۵۴
۷-۴-۳-۳- ملاحظات طراحی ۱۵۴
۷-۴-۳-۴- بررسی جزئیات ۱۵۵
۷-۴-۳-۵- ملاحظات اجرایی ۱۵۶
۷-۴-۴- فراهم نمودن جمع کننده در دیافراگم متشکل از عرشه‌ی فلزی با رویه‌ی بتنی ۱۵۶
۷-۴-۴-۱- موارد کاربرد ۱۵۶
۷-۴-۴-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی ۱۵۶
۷-۴-۴-۳- ملاحظات طراحی ۱۵۷

۷-۴-۴-۴- بررسی جزئیات ۱۵۷
۷-۴-۴-۵- ملاحظات اجرایی ۱۵۷
۷-۴-۵- ارتقای اتصال ستون فولادی به پی ۱۵۸
۷-۴-۵-۱- موارد کاربرد ۱۵۸
۷-۴-۵-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی ۱۵۸
۷-۴-۵-۳- ملاحظات طراحی ۱۵۹
۷-۴-۵-۴- بررسی جزئیات ۱۶۱
۷-۴-۵-۵- ملاحظات اجرایی ۱۶۲
۷-۴-۶- اصلاح اتصال خمشی تیر – ستون ۱۶۲
۷-۴-۶-۱- موارد کاربرد ۱۶۲
۷-۴-۶-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی ۱۶۳
۷-۴-۶-۳- ملاحظات طراحی ۱۶۳
۷-۴-۶-۴- بررسی جزئیات ۱۶۴
۷-۴-۶-۵- ملاحظات اجرایی ۱۷۰
۷-۴-۷- ارتقای وصله ستون ۱۷۰
۷-۴-۷-۱- موارد کاربرد ۱۷۰
۷-۴-۷-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی ۱۷۱
۷-۴-۷-۳- ملاحظات طراحی ۱۷۱
۷-۴-۷-۴- بررسی جزئیات ۱۷۳
۷-۴-۷-۵- ملاحظات اجرایی ۱۷۴
۷-۴-۸- افزودن دیوارهای برشی فولادی (اتصال یافته به قاب فولادی موجود) ۱۷۴
۷-۴-۸-۱- موارد کاربرد ۱۷۴
۷-۴-۸-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی ۱۷۴
۷-۴-۸-۳- ملاحظات طراحی ۱۷۶
۷-۴-۸-۴- بررسی جزئیات ۱۷۷
فصل هشتم: راهکارهای بهسازی قابهای مهاربندی شده‌ی فولادی ۱۷۹
۸-۱- تشریح سازه ۱۸۱
۸-۱-۱- کلیات ۱۸۱
۸-۱-۲- انواع قابهای مهاربندی شده ۱۸۱
۸-۱-۳- دیافراگم‌های کف و بام ۱۸۲
۸-۱-۴- پی ۱۸۲

۸-۲- خصوصیات پاسخ لرزه‌ای ۱۸۳
۸-۳- کمبودهای لرزه‌ای متداول و روش‌های بهسازی ۱۸۳
۸-۳-۱- مقاومت کلی ۱۸۳
۸-۳-۲- پیکربندی ۱۸۳
۸-۳-۳- مسیرهدایت بار ۱۸۴
۸-۳-۴- جزئیات اجزا ۱۸۴
۸-۳-۵- کمبودهای دیافراگم ۱۸۶
۸-۴- تشریح جزئیات روش‌های بهسازی ۱۸۷
۸-۴-۱- ارتقای اتصال قاب مهاربندی شده ۱۸۷
۸-۴-۱-۱- موارد کاربرد ۱۸۷
۸-۴-۱-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی ۱۸۷
۸-۴-۱-۳- ملاحظات طراحی ۱۸۷
۸-۴-۱-۴- بررسی جزئیات ۱۸۸
۸-۴-۱-۵- ملاحظات اجرایی ۱۸۹
۸-۴-۲- ارتقای مقاومت و شکل‌پذیری اعضای قاب مهاربندی شده ۱۸۹
۸-۴-۲-۱- موارد کاربرد ۱۸۹
۸-۴-۲-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی ۱۸۹
۸-۴-۲-۳- ملاحظات طراحی ۱۹۰
۸-۴-۲-۴- بررسی جزئیات ۱۹۱
۸-۴-۲-۵- ملاحظات اجرایی ۱۹۱
فصل نهم: راهکارهای بهسازی قاب‌های فولادی با دیوارهای برشی بتنی ۱۹۳
۹-۱- تشریح سازه ۱۹۴
۹-۱-۱- کلیات ۱۹۵
۹-۲- خصوصیات پاسخ لرزه‌ای ۱۹۵
۹-۳- کمبودهای لرزه‌ای متداول و روش‌های بهسازی کاربردی ۱۹۶
فصل دهم: راهکارهای بهسازی دیافراگم‌ها ۱۹۹
۱۰-۱-۱- کلیات ۲۰۰
۱۰-۲- تشریح جزئیات روشهای بهسازی دیافراگم ۲۰۱
۱۰-۲-۱- پر کردن بازشوها دیافراگم‌بتنی ۲۰۱
۱۰-۲-۱-۱- موارد کاربرد ۲۰۱
۱۰-۲-۱-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی ۲۰۱

۱۰-۲-۱-۳- ملاحظات طراحی ۲۰۱
۱۰-۲-۱-۴- بررسی جزئیات ۲۰۲
۱۰-۲-۱-۵- ملاحظات اجرایی ۲۰۲
۱۰-۲-۲- پوشش دیافراگم بتنی با کامپوزیت‌های FRP ۲۰۳
۱۰-۲-۲-۱- موارد کاربرد ۲۰۳
۱۰-۲-۲-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی ۲۰۳
۱۰-۲-۲-۳- بررسی جزئیات ۲۰۳
۱۰-۲-۲-۴- ملاحظات اجرایی ۲۰۴
۱۰-۲-۳- ارتقای دیافراگم طابق ضربی ۲۰۴
۱۰-۲-۳-۱- موارد کاربرد ۲۰۴
۱۰-۲-۳-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی ۲۰۵
۱۰-۲-۳-۳- ملاحظات اجرایی و تهیه‌ی جزئیات ۲۰۸
فصل یازدهم: راهکارهای بهسازی پی‌ها ۲۰۹
۱۱-۱- کلیات ۲۱۰
۱۱-۲- اهداف کلی بهسازی لرزه‌ای پی ۲۱۱
۱۱-۳- مسائل اجرایی ۲۱۲
۱۱-۴- اجرای پی جدید ۲۱۲
۱۱-۴-۱- انواع پی‌های جدید متداول در بهسازی لرزه‌ای ۲۱۲
۱۱-۴-۲- افزودن پی‌سطحی در مجاورت پی‌سطحی موجود ۲۱۳
۱۱-۴-۲-۱- تشریح خصوصیات روش بهسازی ۲۱۳
۱۱-۴-۲-۲- ملاحظات طراحی ۲۱۳
۱۱-۴-۲-۳- ملاحظات اجرایی و تهیه‌ی جزئیات ۲۱۵
۱۱-۴-۳- اجرای پی عمیق در مجاورت پی سطحی موجود ۲۱۷
۱۱-۴-۴- افزودن پی‌عمیق در مجاورت پی‌عمیق موجود ۲۱۸
۱۱-۵- بهسازی سازه‌ای پی سطحی موجود ۲۱۹
۱۱-۵-۱- اهداف ۲۱۹
۱۱-۵-۲- افزودن ریزشمع‌ها در مجاورت پی‌نواری موجود ۲۱۹
۱۱-۵-۲-۱- موارد کاربرد ۲۱۹
۱۱-۵-۲-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی ۲۱۹
۱۱-۵-۲-۳- ملاحظات طراحی ۲۱۹
۱۱-۵-۲-۴- ملاحظات اجرایی و تهیه‌ی جزئیات ۲۲۱

۱۱-۵-۳- افزایش طول یا جایگزینی یک پی منفرد موجود ۲۲۱
۱۱-۵-۳-۱- موارد کاربرد ۲۲۱
۱۱-۵-۳-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی ۲۲۱
۱۱-۵-۳-۳- بررسی جزئیات ۲۲۱
۱۱-۵-۳-۴- ملاحظات اجرایی و تهیه‌ی جزئیات ۲۲۲
پیوست الف: مراحل روش تحلیل مکانیزم محتمل خرابی ۲۲۵
الف-۱- مراحل روش تحلیل مکانیزم محتمل خرابی ۲۲۶
الف-۱-۱- برآورد مکانیزم محتمل خرابی در قابها ۲۲۷
الف-۱-۱-۱- مراحل تعیین مکانیزم محتمل خرابی ۲۲۷
الف-۱-۱-۲- ظرفیت تغییرمکان جانبی و شکل پذیری قابها ۲۳۱
الف-۱-۲- مکانیزم محتمل خرابی در ساختمان‌های با دیوارهای برشی بتن آرمه ۲۳۵
الف-۱-۲-۱- مراحل تعیین مکانیزم محتمل خرابی برای ساختمان‌های با دیوارهای برشی ۲۳۵
الف-۱-۲-۲- ظرفیتهای تغییرشکل دیوارها و ساختمان ۲۳۹
الف-۱-۳- برآورد مکانیزم محتمل خرابی برای ساختمان‌با سیستم دوگانه قاب و دیوار ۲۴۰
الف-۱-۳-۱- مقدمه ۲۴۰
الف-۱-۳-۲- مراحل تعیین مکانیزم محتمل خرابی سازههای با سیستم دوگانه دیوار- قاب ۲۴۱

فهرست جداول

عنوان **صفحه**

جدول ۲-۱- ضریب تصحیح شتاب مبنای طرح، FA ۱۳
جدول ۲-۲- ضریب تصحیح گروه بندی ساختمان‌ها بر حسب اهمیت، FB ۱۶
جدول ۲-۳- ضریب تصحیح رفتار ساختمان، FR ۱۶
جدول ۲-۴- ارزش گذاری کمی ضرایب تاثیر ۱۷
جدول ۲-۵- ارزش گذاری کیفی ۱۸
جدول ۳-۱- ضریب آگاهی ۳۶
جدول ۳-۲- اطلاعات لازم برای محاسبه ظرفیت اجزای سازه در تحلیل‌های خطی ۴۰
جدول ۳-۳- اطلاعات لازم برای محاسبه ظرفیت اجزای سازه در تحلیل‌های غیر خطی ۴۰
جدول ۴-۱- مقادیر ضریب *CM ۵۴
جدول ۴-۲- مقدار ضریب C01 ..... ۵۹
جدول ۵-۱- احتمال وقوع روانگرایی در واحدهای مختلف زمین ریخت‌شناسی ۶۹
جدول ۶-۱- معیار پذیرش در روش‌های خطی- اجزای سازه‌ی فولادی ۱۱۲
جدول ۶-۲- پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی- اجزای سازه‌ی فولادی ۱۱۶
جدول ۶-۳- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی- اجزای سازه‌ی فولادی ۱۲۰
جدول ۷-۱- کمبودهای لرزه‌ای متداول و روش‌های بهسازی کاربردی برای قابهای خمشی فولادی ۱۴۰
جدول ۸-۱- کمبودهای لرزه‌ای متداول و روش‌های بهسازی کاربردی برای قابهای مهاربندی شده ۱۸۵
جدول ۹-۱- کمبودهای لرزه‌ای متداول و روش‌های بهسازی کاربردی برای قابهای فولادی با دیوار برشی بتنی ۱۹۷

فهرست اشکال

عنوان **صفحه**

نمودار ۱-۱- روند تحلیل و ارزیابی آسیب پذیری ۶
نمودار ۲-۱- فرآیند ارزیابی اولیه آسیب پذیری ۱۰
نمودار ۲-۲- شاخص ایمنی اولیه اسمی ساختمان‌های طراحی شده بر اساس آئین نامه ۵۱۹ ..... ۱۳
نمودار ۲-۳- شاخص ایمنی اولیه اسمی ساختمان‌های طراحی شده بر اساس ویرایش اول استاندارد ۲۸۰۰ ..... ۱۴
نمودار ۲-۴- شاخص ایمنی اولیه اسمی ساختمان‌های طراحی شده بر اساس ویرایش دوم استاندارد ۲۸۰۰ ..... ۱۵
شکل ۴-۱- منحنی ساده شده نیرو – تغییر مکان ۵۸
شکل ۵-۱- تعریف پارامترها ۷۴
شکل ۶-۱- منحنی نیرو- تغییر شکل تعمیم یافته برای اعضا و اجزای فولادی ۸۷
شکل ۶-۲- تعریف چرخش عضو ۸۷
شکل ۶-۳- اتصال ورق به بال تیر با جوش ۱۰۲
شکل ۶-۴- اعضای مرکب ۱۰۷
شکل ۶-۵- نمای دیوار برشی فولادی سخت شده ۱۲۱
شکل ۶-۶- نمونه ای از اتصالات ورق دیوار ۱۲۴
شکل ۶-۷- اجزای لبه بازشو ۱۲۴
شکل ۷-۱- نمونه ای از قابهای خمشی فولادی ۱۳۷
شکل ۷-۲- بهسازی لرزه ای قابهای موجود بوسیله افزودن مهاربندهای همگرا ۱۴۲
شکل ۷-۳- مهاربند ساخته شده از مقاطع سازه ای توخالی در اتصال تیر به ستون موجود در قابهای مهاربندی ویژه. ۱۴۴
شکل ۷-۴- مهاربند ساخته شده از مقاطع سازه ای توخالی در اتصال تیر به ستون موجود در قابهای مهاربندی معمولی ... ۱۴۵
شکل ۷-۵- مهاربند ساخته شده از مقاطع سازه ای توخالی در اتصال تیر به ستون موجود ۱۴۶
شکل ۷-۶- بهسازی لرزه‌ای قابهای موجود بوسیله افزودن دیوارهای برشی ۱۴۷
شکل ۷-۷- دیوار بتنی درجا در محل تیر موجود ۱۴۹
شکل ۷-۸- مدفون شدن ستون در دیوار بتنی درجا ۱۵۰
شکل ۷-۹- دیوار ناپیوسته در محل تیر موجود ۱۵۰
شکل ۷-۱۰- دیوار در محل ستون موجود ۱۵۱
شکل ۷-۱۱- استفاده ترکیبی از بتن درجا و شاتکریت ۱۵۳
شکل ۷-۱۲- استفاده از ورق پوششی (تقویتی) در تیر موجود ۱۵۵
شکل ۷-۱۳- تبدیل مقطع ستون موجود به قوطی ۱۵۶
شکل ۷-۱۴- استفاده از ورق بعنوان جمع کننده در محل تیر موجود ۱۵۷
شکل ۷-۱۵- افزایش ظرفیت بلند شدگی در پای ستون ۱۵۹
شکل ۷-۱۶- پداستال بتنی در محل ستون موجود ۱۶۰
شکل ۷-۱۷- مقطع تیر کاهش یافته در بال تحتانی تیر موجود ۱۶۶

شکل ۷-۱۸- هندسه تیر RBS ۱۶۶
شکل ۷-۱۹- مقطع قاب با تیر RBS ۱۶۷
شکل ۷-۲۰- ماهیچه جوش شده در بال تحتانی تیر موجود ۱۶۹
شکل ۷-۲۱- نمونه محل تشکیل مفاصل پلاستیک ۱۷۰
شکل ۷-۲۲- بهسازی وصله جوشی در ستون موجود ۱۷۲
شکل ۷-۲۳- بهسازی وصله پیچی در ستون موجود ۱۷۳
شکل ۷-۲۴- دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده ۱۷۵
شکل ۷-۲۵- اتصال دیوار برشی با صفحه تیغه ۱۷۶
شکل ۸-۱- قابهای مهاربندی فولادی ۱۸۱
شکل ۹-۱- قابهای فولادی با دیوارهای برشی بتنی ۱۹۶
شکل ۱۰-۱- پر کردن بازشو در دیافراگم بتنی ۲۰۲
شکل ۱۰-۲- مقاوم سازی برشی دیافراگم بتنی با استفاده از کامپوزیت FRP ۲۰۴
شکل ۱۰-۳- انواع شکست در طاق‌های ضربی ۲۰۶
شکل ۱۰-۴- افزودن مهارهای دوخت و عضو مرزی دیوار به دیافراگم طاق ضربی- در صورت دسترسی از زیر کف ۲۰۷
شکل ۱۰-۵- افزودن مهارهای دوخت و عضو مرزی دیوار به دیافراگم طاق ضربی- در صورت دسترسی از بالای کف ۲۰۷
شکل ۱۰-۶- مقاوم سازی طاق ضربی ۲۰۸
شکل ۱۱-۱- انواع پی‌های متداول در بهسازی لرزه ای ۲۱۴
شکل ۱۱-۲- اجرای پی نواری بتنی در کنار پی نواری موجود ۲۱۵
شکل ۱۱-۳- اجرای پی سطحی جدید در عمق پائین تر از پی سطحی موجود ۲۱۶
شکل ۱۱-۴- اجرای پی سطحی جدید در عمق کمتر از پی سطحی موجود ۲۱۷
شکل ۱۱-۵- اجرای پی ستونی درجای جدید در کنار پی نواری موجود ۲۱۸
شکل ۱۱-۶- ارتقای اتصال ریز شمع به پی نواری موجود ۲۲۰
شکل ۱۱-۷- بزرگ کردن پی منفرد موجود ۲۲۳
شکل ۱۱-۸- جایگزین کردن پی منفرد موجود ۲۲۴
شکل الف-۱- برش تیرها ۲۲۸
شکل الف-۲- اتصال داخلی تیر- ستون در هنگام بارهای لرزهای ۲۲۹
شکل الف-۳- ظرفیت خمشی تیرها در محل اتصال به ستون ۲۳۰
شکل الف-۴- مکانیزم شکست سازه ۲۳۱
شکل الف-۵- نمودار تغییرمکان غیرارتجاعی قابها ۲۳۱
شکل الف-۶- نیروی محوری ناشی از زلزله در پای ستونهای ۲۳۵
شکل الف-۷- ظرفیت شکل پذیری انحنایی مورد نیاز در دیوارهای طره‌ای که تابع شکل پذیری تغییرمکانی تقاضا و نسبت سطح میباشد ۲۳۸
شکل الف-۸- ارزیابی سهم اعضای قابها و دیوارها در محاسبه مقاومت جانبی تغییرمکان متناظر با سیستم دوگانه ۲۴۲
شکل الف-۹- مدلسازی دوخطه از رفتار نیرو- تغییرمکان سیستم دوگانه ۲۴۳

فصل اول

مقدمات بهسازی لرزه‌ای

۱-۱- محدوده کاربرد

هدف اصلی این دستورالعمل ارائه راهکارهایی جهت ارزیابی و بهبود عملکرد ساختمان‌های متداول موجود در برابر زلزله و کاهش تلفات جانی ناشی از آن می‌باشد.

ساختمان‌های متداول مشمول این دستورالعمل بر اساس سیستم سازه‌ای به سه دسته ذیل تقسیم می‌شوند:

قاب‌های خمشی فولادی

قاب‌های ساده فولادی با مهاربند

سیستم‌های دوگانه فولادی

۱-۲- مبانی بهسازی

بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های متداول موجود برای رسیدن به هدف بهسازی مورد نظر مطابق بند ۱-۳-۲، باید برمبنای مفاد این دستورالعمل انجام شود.

۱-۳- مراحل بهسازی

در روش بهسازی این دستورالعمل، ابتدا ساختمان مورد ارزیابی اولیه قرار گرفته و میزان خطر پذیری آن در مقابل زلزله تعیین می‌گردد. چنانچه این میزان از حداقل قابل قبول ارائه شده توسط این دستورالعمل بیشتر باشد، ارزیابی ساختمان وارد مرحله تفصیلی شده و در غیر این صورت بهسازی لرزه‌ای بر اساس مندرجات این دستورالعمل در اولویت نمی‌باشد. در مرحله ارزیابی تفصیلی، نواقص ساختمان تعیین شده و با استفاده از راهکارهای ارائه شده، این نواقص برطرف می‌گردند. البته لازم است با در نظر گرفتن طرح‌های پیش‌بینی شده برای بهسازی، ساختمان مجدداً جهت تأیید نهائی ارزیابی گردد.

مراحل مختلف بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های متداول موجود به ترتیب طبق بندهای (۱-۳-۱) تا (۱-۳-۶) و نمودار (۱-۱) می‌باشد.

۱-۳-۱- بررسی ویژگیهای ساختمان

ویژگی‌های ساختمان شامل مشخصات اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای آن، میزان خطر زلزله در محل ساختمان، نتایج اولیه ارزیابی مقاومت لرزه‌ای، تاریخچه بهره برداری گذشته و آینده ساختمان، ملاحظات خاص اقتصادی، اجتماعی و مقررات و قوانین حاکم، قبل از اقدام به هرگونه بهسازی باید توسط طراح با هماهنگی کارفرما مورد بررسی قرار گیرد.

۱-۳-۲- هدف بهسازی

در این دستورالعمل روش‌های ارزیابی و بهسازی ارائه شده برای ساختمان‌های فولادی متداول موجود به منظور تأمین ایمنی جانی در سطح خطر یک و یا هدف بهسازی مبنا مطابق نشریه ۳۶۰ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور بوده به نحوی که بتوان انتظار داشت تحت زلزله "سطح خطر ۱" ایمنی جانی ساکنین تامین شود.

تبصره: اعمال ضوابط این دستورالعمل در مورد ساختمان‌هایی که بر اساس آخرین ویرایش استاندارد ۲۸۰۰ ایران بطور کامل طرح، اجرا و نظارت شده‌اند، الزامی ندارد.

۱-۳-۳- جمع آوری اطلاعات وضعیت موجود ساختمان

اطلاعات لازم جهت انجام ارزیابی اولیه ساختمان‌های فولادی متداول موجود بشرح ذیل می‌باشد:

۱- اطلاعات اولیه و مشخصات فنی ساختمان

۲- محل استقرار ساختمان از نظر ساختگاه و پهنه بندی خطر زلزله

۳- بررسی ضوابط و مقررات بکاررفته در طراحی ساختمان

۴- بررسی شرایط ساختمان‌های مجاور

۵- بررسی پیکربندی و سیستم سازه‌ای ساختمان

۱-۳-۴- ارزیابی اولیه و تعیین نیاز یا عدم نیاز به بهسازی

پس از انجام مراحل ارزیابی اولیه مطابق ضوابط فصل دوم این دستورالعمل، ساختمان‌هایی که شاخص ایمنی اولیه آن‌ها مطابق بند ۲-۳ بیشتر از ۳ باشد، به عنوان ساختمان‌ها با آسیب پذیری کم در مقابل زلزله محسوب شده و بهسازی آنها بر اساس مندرجات این دستورالعمل در اولویت نمی‌باشد.

ساختمان‌هایی که شاخص ایمنی اولیه آنها بین ۲ و ۳ می‌باشد، به عنوان ساختمان‌ها با آسیب‌پذیری متوسط در برابر زلزله محسوب شده و بهسازی آنهابر اساس مندرجات این دستورالعمل اکیدا پیشنهاد می‌گردد.

ساختمان‌هایی که شاخص ایمنی اولیه آنها بین ۱ و ۲ می‌باشد، به عنوان ساختمان‌ها با آسیب پذیری زیاد در برابر زلزله محسوب شده و می‌بایست بر اساس مندرجات این دستورالعمل مورد بهسازی قرار گیرند.

۱-۳-۵- ارزیابی تفصیلی

پس از انجام مراحل ارزیابی اولیه و تعیین لزوم انجام بهسازی مطابق بند (۱-۳-۴)، ارزیابی تفصیلی بر اساس اطلاعات جمع آوری شده و بر مبنای روابط ارائه شده در این دستورالعمل صورت گرفته تا نقاط ضعف سازه جهت انجام بهسازی تعیین گردد.

۱-۳-۶- ارایه طرح بهسازی و ارزیابی آن

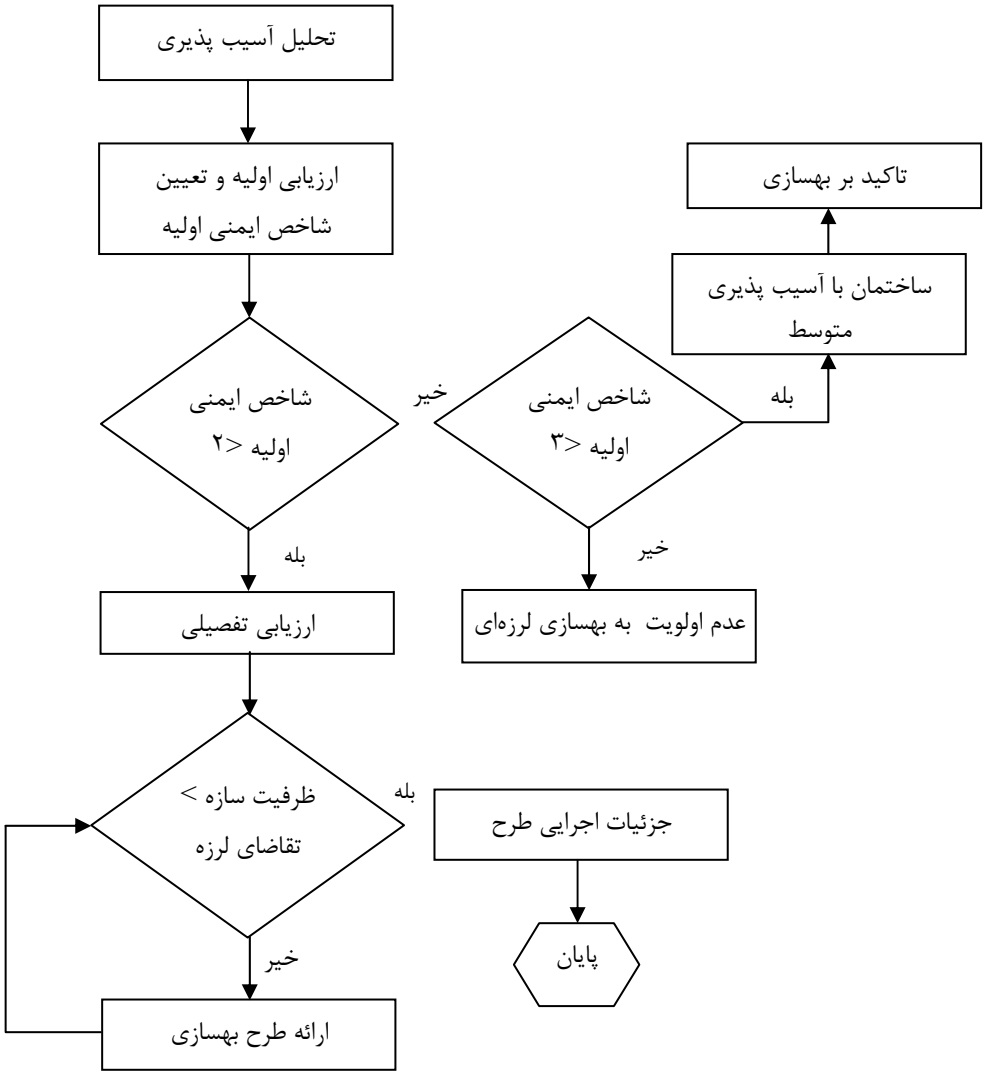
بر اساس نتایج حاصل از تحلیل آسیب پذیری و با استفاده از راهکارهای ارائه شده در فصل هفتم تا دوازدهم این دستورالعمل یا دیگر راهکارهای مناسب ساختمانی، گزینه‌هایی برای طراحی در نظر گرفته می‌شودکه از میان این طرح‌ها "گزینه نهائی" انتخاب خواهد شد.

گزینه منتخب، لازم است بر اساس معیارهای ارائه شده در این دستورالعمل ارزیابی و کنترل شود. واضح است در صورتی که گزینه منتخب مناسب نباشد و با اصلاحات جزئی و کلی معیارهای پذیرش را تأمین نکند، لازم است طراحی مجدد انجام گیرد.

نظر به اینکه اجرای طرح بهسازی ممکن است شیوه‌های ویژه ای را شامل شود، لازم است جزئیات اجرائی عملیات بهسازی با توجه به وضعیت ساختمان ارائه و شیوه‌های اجرای مناسب انتخاب گردد. با تعیین شیوه اجرائی مناسب می توان جدول زمان‌بندی اجرای طرح را ارائه نمود.

۱-۳-۷- طیف طرح استاندارد

طیف طرح ارتجاعی استاندارد از حاصلضرب مقدارهای شتاب مبنای طرح (A) و طیف ضریب بازتاب (B) ساختمان حاصل می‌شود. برای به دست آوردن شتاب مبنای طرح می‌توان از نقشه‌های معتبر پهنه‌بندی لرزه‌ای که در آن میزان بیشینه شتاب زمین برای دوره بازگشت ۴۷۵ سال (۱۰٪ احتمال وقوع در ۵۰ سال) درج شده باشد، تعیین گردد. طیف ضریب بازتاب نیز بر اساس آخرین ویرایش استاندارد ۲۸۰۰ برای میرایی ۵٪ تعیین می‌شود.



نمودار ۱-۱- روند تحلیل و ارزیابی آسیب پذیری

فصل دوم

مراحل ارزیابی اولیه

۲-۱- محدوده کاربرد

مراحل ارائه شده در این فصل، جهت ارزیابی اولیه ساختمان‌های فولادی متداول موجود بوده و ارزیابی اولیه ساختمان های آسیب دیده در برابر زلزله را شامل نمی‌شود.

ارزیابی اولیه آسیب‌پذیری ساختمان‌ها شامل گردآوری اطلاعات اولیه، جمع‌بندی و ارزیابی سریع میزان خطرپذیری ساختمان در برابر زلزله می‌باشد. این مرحله گردآوری و ارزیابی، تقریبی بوده لیکن می‌توان از نتایج آن در اولویت‌بندی برنامه ریزی بهسازی لرزه ای ساختمان‌ها استفاده نمود.

در صورتی‌که تطابق طراحی و اجرای ساختمان مورد ارزیابی با آئین‌نامه‌های زمان ساخت احراز نگردد، نیاز به ارزیابی اولیه ساختمان نبوده و انجام ارزیابی تفصیلی الزامی است.

۲-۲- مراحل ارزیابی اولیه آسیب پذیری

مراحل ارزیابی اولیه در نمودار ۲-۱ نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌گردد، گام نخست از این فرآیند بازدید از ساختمان و جمع آوری اطلاعات مورد نیاز می‌باشد. این اطلاعات در بر گیرنده:

۱- زمان ساخت و آئین‌نامه‌های استفاده شده در طراحی

۲- شرایط ساختگاه محل استقرار ساختمان

۳- وضعیت ساختمان‌های مجاور و فاصله از آن‌ها

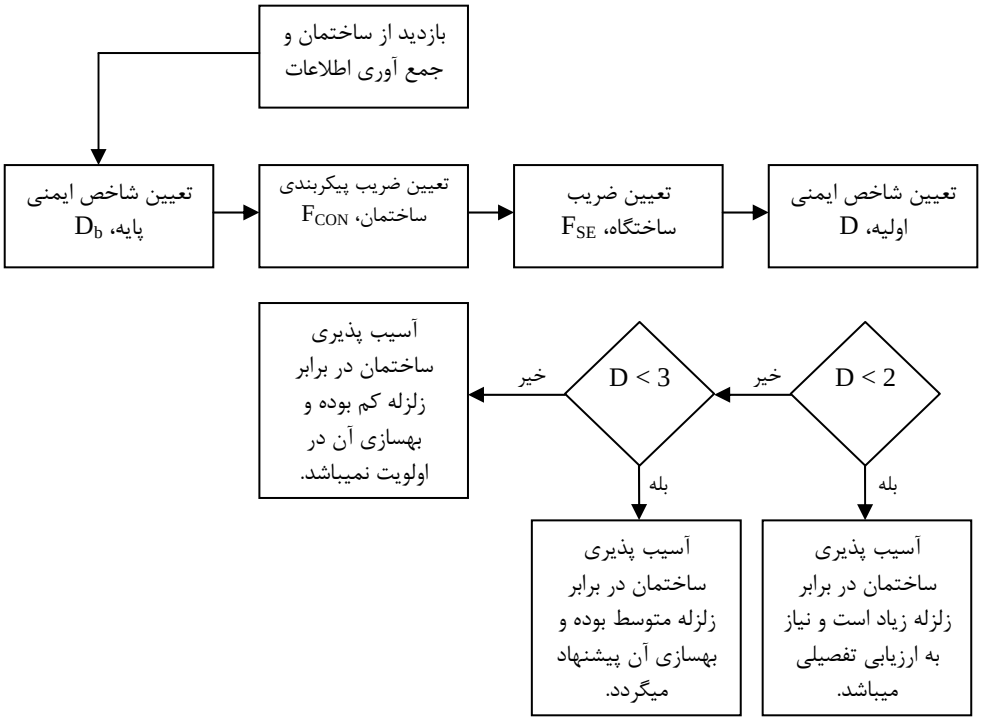
۴- تعیین گروه‌بندی ساختمان بر حسب اهمیت، مطابق ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰

۵- ارتفاع و تعداد طبقات

۶- سیستم سازه‌ای ساختمان

۷- ارزیابی پیکربندی ساختمان از نظر وجود ستون کوتاه و نامنظمی در ارتفاع و پلان

گام بعدی برآورد شاخص ایمنی اولیه ساختمان است. شاخص ایمنی اولیه در واقع برآوردی از میزان عملکرد سازه مورد نظر در مقایسه با عملکرد سازه نوساز طراحی شده بر اساس ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰، می‌باشد.



نمودار ۲-۱- فرآیند ارزیابی اولیه آسیب پذیری

۲-۳- شاخص ایمنی اولیه

شاخص ایمنی اولیه برای ساختمانهای فولادیی متداول موجود، بر اساس ضوابط آئین نامه طراحی ساختمانهای جدید در برابر زلزله تعیین میگردد. این شاخص، D، شامل مجموعه‌ای از شاخص‌ها و ضرائب مختلف بوده که از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$D = 1 + 3 \times D_b \times F_{CON} \times F_{SE} \qquad (۱-۲)$$

در این رابطه:

D: شاخص ایمنی اولیه

D_b: شاخص ایمنی اولیه پایه

F_{CON}: ضریب پیکربندی ساختمان

F_{SE}: ضریب اثر ساختگاه

۲-۴ محدوده شاخص ایمنی اولیه

شاخص ایمنی اولیه بیشتر از ۳ به معنای آسیب‌پذیری کم ساختمان در مقابل زلزله و عدم اولویت به بهسازی لرزه‌ای می‌باشد. شاخص ایمنی اولیه بین ۲ و ۳ به معنای آسیب‌پذیری متوسط ساختمان در برابر زلزله بوده و گرچه الزامی به ارزیابی تفصیلی و بهسازی لرزه‌ای در این موارد نمی‌باشد، لیکن انجام این مهم اکیداً توصیه می‌شود. شاخص ایمنی اولیه بین ۱ و ۲ به معنای آسیب‌پذیری زیاد ساختمان در برابر زلزله بوده و انجام ارزیابی تفصیلی و بهسازی لرزه‌ای الزامی است.

اگرچه شاخص ایمنی اولیه تعیین شده در مرحله ارزیابی اولیه محافظه کارانه بوده و انتظار می‌رود در صورت برآورد دقیق شاخص ایمنی بر اساس ارزیابی تفصیلی، تفاوت چشمگیری حاصل نگردد، لیکن ممکن است به علت وجود ضعفهای سازه ای غیر قابل تشخیص در مرحله ارزیابی اولیه، مواردی از تفاوت چشمگیر مشاهده گردد.

۲-۵- برآورد شاخص ایمنی اولیه

ضرائب و شاخص‌های مورد نیاز برای برآورد شاخص ایمنی اولیه ساختمان بر اساس رابطه (۲-۱)، بشرح موارد مذکور در این بند تعیین می گردد.

۲-۵-۱- شاخص ایمنی اولیه پایه، D_b

شاخص ایمنی اولیه پایه، در واقع برآوردی از عملکرد سازه با در نظر گرفتن شکل پذیری، لرزه خیزی محل استقرار، کاربری و فرض طراحی و اجرای صحیح آن مطابق آئین نامه معتبر در زمان ساخت، می‌باشد.

شاخص ایمنی اولیه پایه مطابق رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$D_b = D_{nom} \times F_A \times F_I \times F_R \qquad (۲-۲)$$

در این رابطه:

D_b: شاخص ایمنی اولیه پایه

D_{nom}: شاخص ایمنی اولیه اسمی

F_A: ضریب تصحیح شتاب مبنای طرح

F_I: ضریب تصحیح گروه‌بندی ساختمان بر حسب اهمیت

F_R: ضریب تصحیح رفتار ساختمان

۲-۵-۲- شاخص ایمنی اولیه اسمی، D_{nom}

شاخص ایمنی اولیه اسمی عبارت است از نسبت ضریب بازتاب بکاررفته در آئین‌نامه مورد استفاده در زمان طراحی به مقدار متناظر آن در ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰. شاخص ایمنی اولیه اسمی ساختمان با توجه به آئین‌نامه مورد استفاده در طراحی و پس از تعیین نوع زمین و زمان تناوب آن بر اساس بند ۲-۳-۵ و ۲-۳-۶ استاندارد ۲۸۰۰ ایران، با استفاده از نمودارهای ۲-۲ تا ۲-۴ این دستورالعمل مشخص می‌گردد.

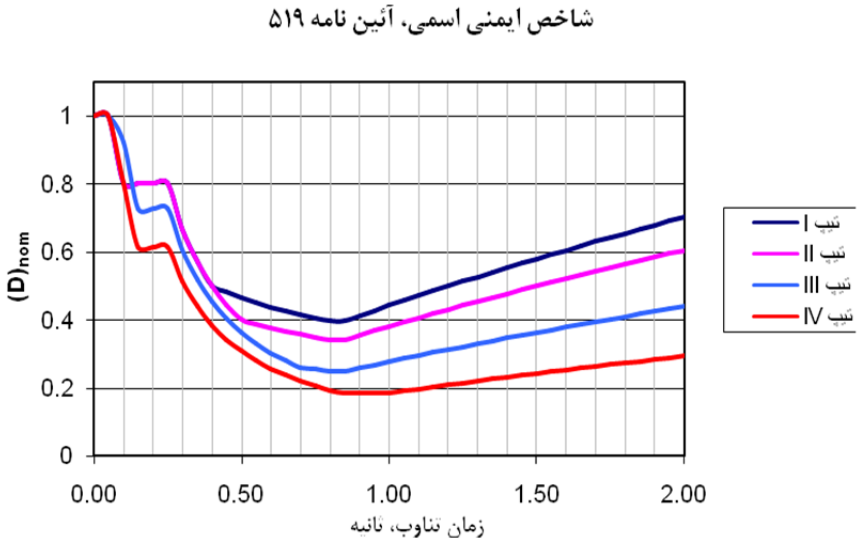
۲-۵-۳- ضرایب تصحیح

۲-۵-۳-۱- ضریب تصحیح شتاب مبنای طرح، F_A

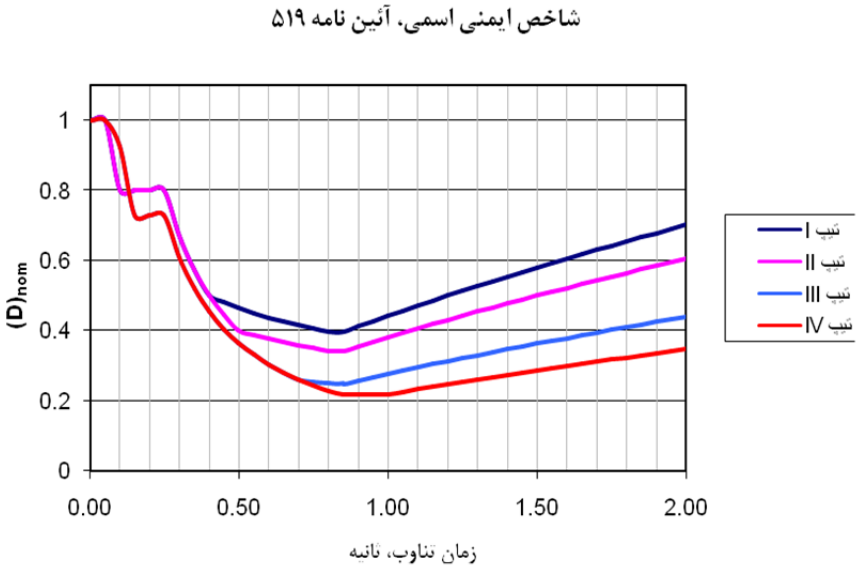
ضریب تصحیح شتاب مبنای طرح با توجه به میزان لرزه‌خیزی محل استقرار ساختمان بر اساس ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ و آئین نامه مورد استفاده در طراحی مطابق جدول ۲-۱ تعیین می‌گردد.

جدول ۲-۱- ضریب تصحیح شتاب مبنای طرح، F_A

ضریب تصحیح شتاب مبنای طرح، F_A			ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ ایران	
استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش دوم	استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش اول	آئین نامه ۵۱۹	شتاب مبنای طرح، g	لرزه خیزی محل استقرار ساختمان
۱/۰۰	۱/۰۰	۰/۵۷	۰/۳۵	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد
۱/۰۰	۱/۱۷	۰/۶۷	۰/۳۰	پهنه با خطر نسبی زیاد
۱/۰۰	۱/۰۰	۰/۸۰	۰/۲۵	پهنه با خطر نسبی متوسط
۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۰/۲۰	پهنه با خطر نسبی کم

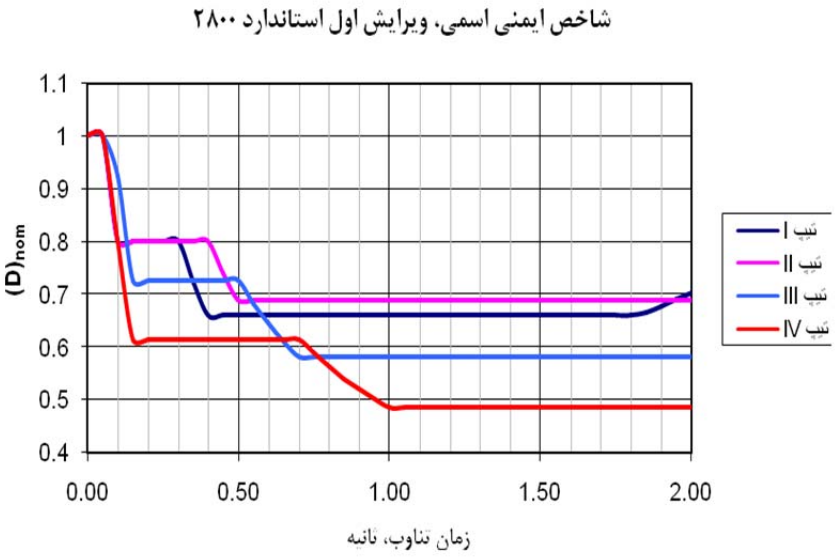


الف- مناطق با خطر لرزه خیزی کم و متوسط

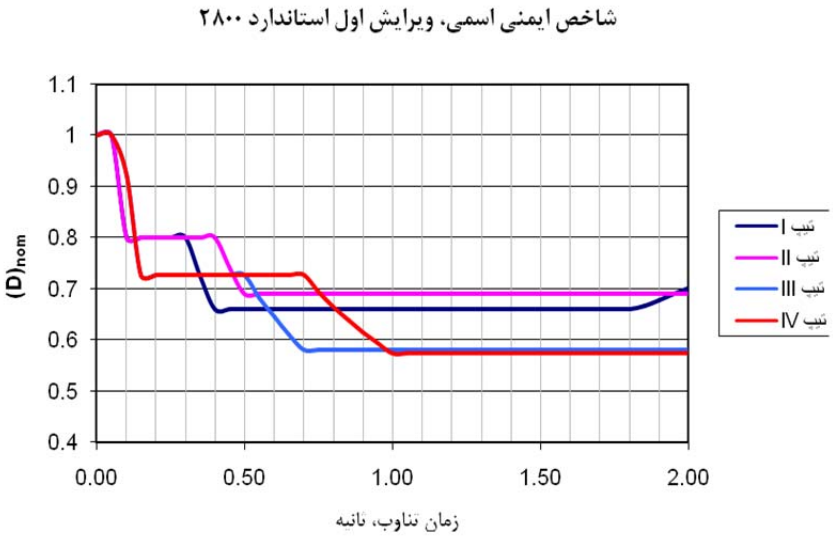


ب- مناطق با خطر لرزه خیزی زیاد و بسیار زیاد

نمودار ۲-۲- شاخص ایمنی اولیه اسمی ساختمان‌های طراحی شده بر اساس آئین نامه ۵۱۹

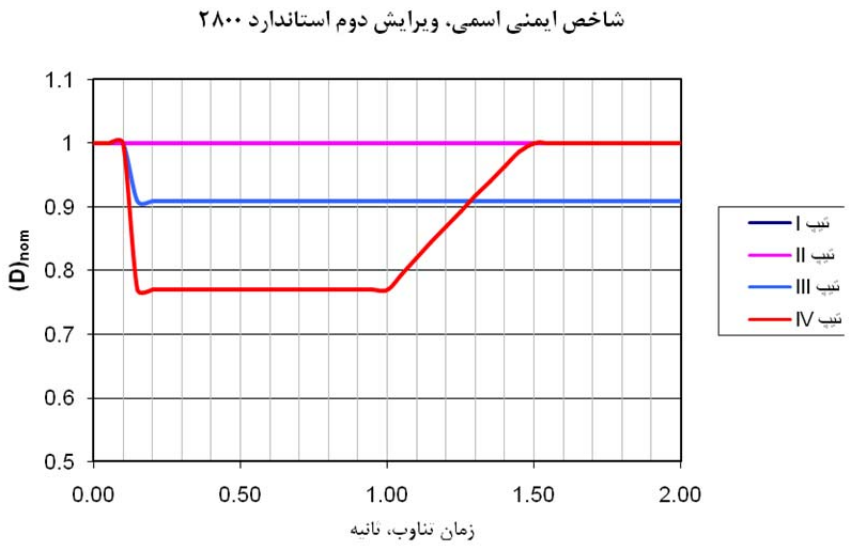


الف- مناطق با خطر لرزه خیزی کم و متوسط

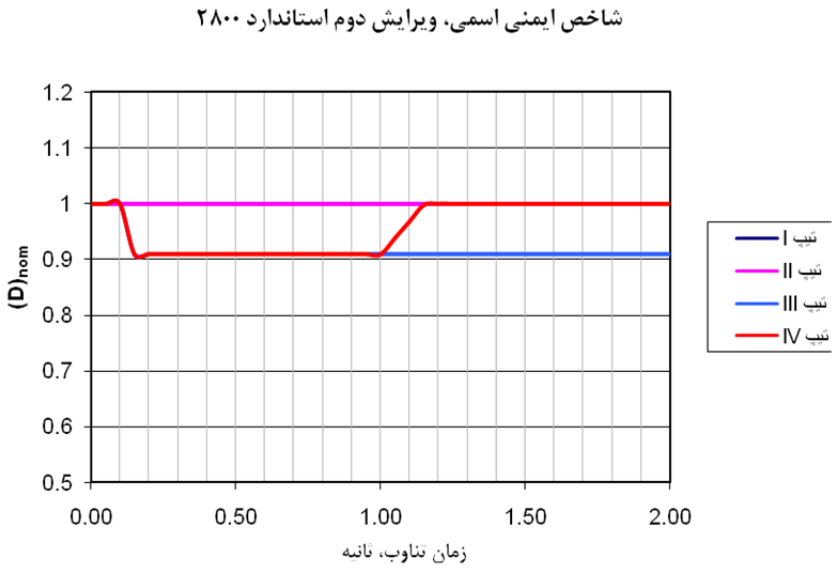


ب- مناطق با خطر لرزه خیزی زیاد و بسیار زیاد

نمودار ۲-۳- شاخص ایمنی اولیه اسمی ساختمان‌های طراحی شده بر اساس ویرایش اول استاندارد ۲۸۰۰



الف- مناطق با خطر لرزه‌خیزی کم و متوسط



ب- مناطق با خطر لرزه خیزی زیاد و بسیار زیاد

نمودار ۲-۴- شاخص ایمنی اولیه اسمی ساختمان‌های طراحی شده بر اساس ویرایش دوم استاندارد ۲۸۰۰

۲-۵-۳-۲ ضریب تصحیح گروه بندی ساختمان بر حسب اهمیت، F_I

ضریب تصحیح اهمیت ساختمان با توجه به گروه طبقه بندی آن به شرح بند ۱-۷ استاندارد ۲۸۰۰ ایران و آئین نامه مورد استفاده در طراحی، مطابق جدول ۲-۲ تعیین می‌گردد.

جدول ۲-۲- ضریب تصحیح گروه بندی ساختمان‌ها بر حسب اهمیت، F_B

ضریب تصحیح گروه بندی ساختمان‌ها بر حسب اهمیت، F_I			ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ ایران	
استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش دوم	استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش اول	آئین نامه ۵۱۹	ضریب اهمیت	گروه بندی ساختمان‌ها بر حسب اهمیت
۰/۸۶	۰/۸۶	۰/۷۱	۱/۴	گروه ۱، ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد
۱/۰۰	۱/۰	۰/۸۳	۱/۲	گروه ۲، ساختمان‌های با اهمیت زیاد
۱/۰۰	۱/۰	۱/۰۰	۱/۰	گروه ۳، ساختمان‌های با اهمیت متوسط
۱/۰۰	۱/۰	۱/۲۵	۰/۸	گروه ۴، ساختمان‌های با اهمیت کم

۲-۵-۳-۳- ضریب تصحیح رفتار ساختمان، F_R

ضریب تصحیح رفتار ساختمان با توجه به سیستم سازه‌ای و آئین نامه مورد استفاده در طراحی ساختمان، مطابق جدول ۲-۳ تعیین می‌گردد.

جدول ۲-۳- ضریب تصحیح رفتار ساختمان، F_R

ضریب تصحیح رفتار ساختمان، F_R			ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ ایران	
استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش دوم	استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش اول	آئین نامه ۵۱۹	حداقل ضریب رفتار سیستم سازه‌ای، R	سیستم مقاوم در برابر نیروی جانبی
۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۴	سیستم دیوارهای باربر
۰/۷۰	۰/۷۰	۱/۰۰	۴	سیستم قاب ساختمانی ساده
۰/۸۰	۰/۸۰	۱/۰۰	۴	سیستم قاب خمشی
۰/۸۵	۰/۸۵	۱/۰۰	۷	سیستم دوگانه یا ترکیبی

۲-۵-۴- ضریب پیکربندی ساختمان، F_{CON}

ضریب پیکربندی ساختمان مطابق رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$F_{CON} = F_{PR}.F_{VR}.F_{SC}.F_{PE} \qquad (۲-۳)$$

که در آن:

F_{CON}: ضریب پیکربندی ساختمان

F_{PR}: ضریب تاثیر نامنظمی در پلان

F_{VR}: ضریب تاثیر نامنظمی قائم

F_{SC}: ضریب تاثیر ستون کوتاه

F_{PE}: ضریب تاثیر ضربه

۲-۵-۵- ضرایب تاثیر

۲-۵-۵-۱- ضریب تاثیر نامنظمی در پلان، F_{PR}

ضریب تاثیر نامنظمی در پلان با توجه به میزان نامنظمی در پلان ساختمان، مطابق جدول ۲- ۴ تعیین می‌گردد. ارزش گذاری کیفی میزان نامنظمی در پلان ساختمان در جدول ۲- ۵ ارائه شده است.

۲-۵-۵-۲- ضریب تاثیر نامنظمی قائم، F_{VR}

ضریب تاثیر نامنظمی قائم با توجه به میزان نامنظمی قائم ساختمان، مطابق جدول ۲- ۴ تعیین می‌گردد. ارزش گذاری کیفی میزان نامنظمی قائم ساختمان در جدول ۲- ۵ ارائه شده است.

۲-۵-۵-۳- ضریب تاثیر ستون کوتاه، F_{SC}

ضریب تاثیر ستون کوتاه با توجه به تعداد ستون‌های کوتاه ساختمان، مطابق جدول ۲- ۴ تعیین می‌گردد. ارزش گذاری کیفی تعداد ستون‌های کوتاه ساختمان در جدول ۲- ۵ ارائه شده است.

۲-۵-۵-۴- ضریب تاثیر ضربه، F_{PE}

ضریب تاثیر ضربه با توجه به میزان رعایت فاصله بین ساختمان‌های مجاور با ساختمان مورد نظر مطابق جدول ۲- ۴ تعیین می‌گردد. ارزش گذاری کیفی میزان رعایت فاصله بین ساختمان‌ها در جدول ۲- ۵ ارائه شده است.

۲-۵-۶- ضریب اثر ساختگاه، F_{SE}

ضریب اثر ساختگاه با توجه به وضعیت ساختگاه، مطابق جدول ۲- ۴ تعیین می‌گردد. ارزش گذاری کیفی وضعیت ساختگاه ساختمان، در جدول ۲- ۵ ارائه شده است.

جدول ۲-۴- ارزش گذاری کمی ضرایب تاثیر

ضرایب تاثیر	ارزش گذاری کیفی		
	کم	متوسط	زیاد
ضریب تاثیر نامنظمی در پلان، F_{PR}	۱/۰	۰/۷۰	۰/۴۰
ضریب تاثیر نامنظمی قائم، F_{VR}	۱/۰	۰/۷۰	۰/۴۰
ضریب تاثیر ستون کوتاه، F_{SC}	۱/۰	۰/۷۰	۰/۴۰
ضریب تاثیرضربه، F_{PE}	۱/۰	۰/۷۰	۰/۴۰
ضریب اثر ساختگاه، F_{SE}	۱/۰	۰/۷۰	۰/۵۰

جدول ۲-۵- ارزش گذاری کیفی

ضعف سازه‌ای	تاثیر در عملکرد سازه		
	کم	متوسط	زیاد
نامنظمی در پلان ساختمان			
۱. ساختمان T شکل، L شکل و E شکل	نسبت طول به عرض تمامی پیش آمدگی‌های ساختمان < ۳/۰	یک پیش آمدگی با نسبت طول به عرض ≤ ۳/۰	دو یا چند پیش آمدگی با نسبت طول به عرض ≤ ۳/۰ یا یک پیش آمدگی با نسبت طول به عرض ≤ ۴/۰
۲. ساختمان‌های باریک به نحوی که فاصله المان‌های باربر جانبی	≥۲/۰ برابر عرض ساختمان	≤۲/۰ برابر عرض ساختمان	≤۴/۰ برابر عرض ساختمان
۳. پیچش، فاصله مرکز جرم از مرکز سختی	< ۰/۲ عرض ساختمان	> ۰/۳ عرض ساختمان	>۰/۵ عرض ساختمان
نامنظمی قائم ساختمان			
۱. طبقه نرم	اختلاف سختی جانبی دو طبقه متوالی <٪۱۰۰	اختلاف سختی جانبی دو طبقه متوالی ٪۱۵۰ -۱۰۰	اختلاف سختی جانبی دو طبقه متوالی > ٪۱۵۰
۲. تغییر جرم ناگهانی	اختلاف جرم دو طبقه متوالی <٪۱۰۰	اختلاف جرم دو طبقه متوالی ٪ ۱۵۰ -۱۰۰	اختلاف جرم دو طبقه متوالی > ٪۱۵۰
۳. تغییر سختی ناگهانی	تمام المان‌های باربر جانبی در ارتفاع ساختمان موجود می باشند	المان‌ها با سختی جانبی بیشتر از ٪۳۰ سختی جانبی کل در یک طبقه قطع شده است.	المانها با سختی جانبی بیشتر از ٪۵۰ سختی جانبی کل در یک طبقه قطع شده است.
ستون کوتاه ستون‌هایی با ارتفاع کمتر از ٪۷۰ ارتفاع کلی طبقه	کمتر از ٪۶۰ ستون‌ها یک طبقه ستون کوتاه باشد	بیش از ٪۶۰ ستون‌ها در یک ناحیه ستون کوتاه باشد و یا بیش از ٪۶۰ ستون‌های یک طبقه ستون کوتاه باشد.	بیش از ٪۸۰ ستون‌ها در یک ناحیه ستون کوتاه باشد و یا بیش از ٪۸۰ ستون‌ها در هر طبقه ستون کوتاه باشد.
ضربه فاصله با ساختمان‌های مجاور	درز انقطاع < ۰/۰۱ H	۰/۰۱H > درز انقطاع > ۰/۰۰۵ H	درز انقطاع< ۰/ ۰۰۵ H
شرایط ساختگاه	ناپایدار، زمین لغزش و روانگرائی محتمل نمی باشد.	پتانسیل وجود ناپایداری زمین یا وقوع زمین لغزش و یا روانگرائی وجود دارد.	زمین ناپایدار بوده و یا زمین لغزش شدید یا روانگرائی در ساختگاه رخ داده است.

۲-۶- برگه‌های ارزیابی اولیه

براساس مطالب یاد شده در بخش‌های قبل برگه‌های ارزیابی اولیه لرزه ای ساختمانهای متداول موجود به شرح ذیل باید تکمیل گردد.

۱. اطلاعات عمومی و مشخصات فنی ساختمان

مشخصات ثبتی و اسامی بازدیدکنندگان

۱- پلاک ثبتی ساختمان ----------

۲- آدرس: ----------

۳- تاریخ بازدید: ----------

۴- اسامی بازدیدکنندگان:----------

۵- منطقه شهرداری/بخشداری/دهداری:-----

۶- شهر/روستا:----------

اطلاعات عمومی

۷- تاریخ طراحی: **۸- تاریخ ساخت:** **۹- نام مشاور:**

۱۰- نام پیمانکار: **۱۱- نام ناظر:**

۱۲- توضیحات:

۱۳- کروکی و پلان موقعیت:

۱۴- عکس ساختمان و توضیحات مربوط به آن:

۱۵- پلان ساختمان (بدون مقیاس)

۲. مراحل ارزیابی اولیه

بررسی ضوابط و مقرات بکار رفته در ساختمان

۱- آئین نامه مورد استفاده در طراحی و ناحیه لرزه خیزی در نظر گرفته شده:

آئین نامه ۵۱۹ ☐

استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش اول:

پهنه با خطر نسبی زیاد ☐

پهنه با خطر نسبی متوسط ☐

پهنه با خطر نسبی کم ☐

استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش دوم:

پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد ☐

پهنه با خطر نسبی زیاد ☐

پهنه با خطر نسبی متوسط ☐

پهنه با خطر نسبی کم ☐

ارتفاع و زمان تناوب اصلی ساختمان

۱- تعداد طبقات ساختمان:---------

۲- ارتفاع* ساختمان از تراز شالوده:---------- متر

۳- زمان تناوب اصلی** ساختمان:--------- ثانیه

* ارتفاع خرپشته، در صورتیکه وزن آن بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، می‌بایست در ارتفاع ساختمان منظور گردد.

**زمان تناوب اصلی ساختمان بر اساس بند ۲-۳-۶ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم برابر است با:

ساختمان‌ها با سیستم قاب خمشی :

الف- چنانچه جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قابها ایجاد ننمایند:

قاب‌های فولادی $T = 0.08H^{3/4}$

ب- چنانچه جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قابها ایجاد نمایند:

- مقادیر T برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته می شود.

ساختمان‌هابا سایر سیستم‌ها، در تمام موارد وجود یا عدم وجود جداگرهای میانقابی:

$T = 0.05H^{3/4}$

در روابط فوق،H، ارتفاع ساختمان بر حسب متر، از تراز پایه می باشد.

برآورد شاخص ایمنی اولیه اسمی

۱- زمین ساختگاه بر مبنای بند ۲-۳-۵ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم

□ تیپ I □ تیپ II □ تیپ III □ تیپ IV

۲- شاخص ایمنی اولیه اسمی D_{nom} بر اساس بند ۲-۵-۲

$D_{nom} =$ ☐

ضرایب تصحیح

۱- ضریب تصحیح شتاب مبنای طرح، F_A

۱-۱ پهنه بندی خطر زلزله محل استقرار ساختمان بر مبنای ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰

□ پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد □ پهنه با خطر نسبی زیاد

□ پهنه با خطر نسبی متوسط □ پهنه با خطر نسبی کم

۱- ۲ ضریب تصحیح شتاب مبنای طرح

آئین نامه طراحی	ضریب تصحیح شتاب مبنای طرح، F_A			
	خطر نسبی زلزله محل استقرار بر مبنای ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰			
	کم	متوسط	زیاد	خیلی زیاد
آئین نامه ۵۱۹	۱/۰۰ □	۰/۸۰ □	۰/۶۷ □	۰/۵۷ □
استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش اول	۱/۰۰ □	۱/۰۰ □	۱/۱۷ □	۱/۰۰ □
استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش دوم	۱/۰۰ □	۱/۰۰ □	۱/۰۰ □	۱/۰۰ □

۲- ضریب تصحیح گروه بندی ساختمان بر حسب اهمیت، F_I

۲-۱ گروه بندی ساختمان بر حسب اهمیت مطابق ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰

□ گروه ۱ □ گروه ۲ □ گروه ۳ □ گروه ۴

۲-۲ ضریب تصحیح اهمیت ساختمان

آئین نامه طراحی	ضریب تصحیح اهمیت ساختمان، F_I			
	طبقه بندی ساختمان بر حسب اهمیت بر مبنای ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰			
	کم	متوسط	زیاد	خیلی زیاد
آئین نامه ۵۱۹	**۱/۲۵** □	**۱/۰۰** □	**۰/۸۳** □	**۰/۷۱** □
استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش اول	**۱/۰۰** □	**۱/۰۰** □	**۱/۰۰** □	**۰/۸۶** □
استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش دوم	**۱/۰۰** □	**۱/۰۰** □	**۱/۰۰** □	**۰/۸۶** □

۳- ضریب تصحیح رفتار ساختمان ، F_R

۳-۱ سیستم سازه ای ساختمان مطابق ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰

□ دیوارهای باربر □ قاب ساده

□ قاب خمشی □ سیستم دوگانه

۳-۲ ضریب تصحیح رفتار ساختمان

آئین نامه طراحی	ضریب تصحیح رفتار ساختمان، F_R			
	سیستم سازه ای ساختمان بر مبنای ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰			
	دیوارهای باربر	قاب ساده	قاب خمشی	سیستم دوگانه
آئین نامه ۵۱۹	**۱/۰۰** □	**۱/۰۰** □	**۱/۰۰** □	**۱/۰۰** □
استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش اول	**۱/۰۰** □	**۰/۷۰** □	**۰/۸۰** □	**۰/۸۵** □
استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش دوم	**۱/۰۰** □	**۰/۷۰** □	**۰/۸۰** □	**۰/۸۵** □

شاخص ایمنی اولیه پایه

۱- شاخص ایمنی اولیه پایه، D_b

$$D_b = F_A.F_I.F_R.D_{nom} = \square$$

پیکربندی ساختمان

۱- میزان نامنظمی در پلان ساختمان:

□ کم □ متوسط □ زیاد

۲- ضریب تاثیر نامنظمی در پلان، F_{PR}:

ضریب تاثیر نامنظمی در پلان ساختمان، F_{PR}		
میزان نامنظمی در پلان ساختمان		
کم	متوسط	زیاد
۱/۰۰	۰/۷۰	۰/۴۰
□	□	□

۳- میزان نامنظمی قائم ساختمان:

□ کم □ متوسط □ زیاد

۴- ضریب تاثیر نامنظمی قائم، F_{VR}:

ضریب تاثیر نامنظمی قائم ساختمان، F_{VR}		
میزان نامنظمی قائم ساختمان		
کم	متوسط	زیاد
۱/۰۰	۰/۷۰	۰/۴۰
□	□	□

۵- وجود ستون کوتاه :

□ کم □ متوسط □ زیاد

۶- ضریب تاثیر وجود ستون کوتاه، F_{SC}:

ضریب تاثیر وجود ستون کوتاه، F_{SC}		
وجود ستون کوتاه		
کم	متوسط	زیاد
۱/۰۰	**۰/۷۰**	**۰/۴۰**
□	□	□

۷- رعایت فاصله بین ساختمان‌ها: □ خوب □ متوسط □ بد

۸- ضریب ضربه، F_{PE}:

ضریب ضربه، F_{PE}		
رعایت فاصله بین ساختمان‌ها		
خوب	متوسط	بد
۱/۰۰	**۰/۷۰**	**۰/۴۰**
□	□	□

۹- ضریب پیکربندی ساختمان، F_{CON}:

$$F_{CON} = F_{PR}.F_{VR}.F_{SC}.F_{PE} = \boxed{}$$

محل استقرار ساختمان از نظر ساختگاه و پهنه بندی خطر زلزله

۱- توپوگرافی:

□ مسطح □ روی شیب □ روی شیب (با خاکریزی)

۲- فاصله از گسل:

□ کمتر از ۵ کیلومتر □ بین ۵ تا ۲۰ کیلومتر □ بیش از ۲۰ کیلومتر

۳- سطح آب زیرزمینی:

□ کمتر از ۵ متر □ بین ۵ تا ۱۰ متر □ بیش از ۱۰ متر

۴- سابقه زمین لغزش در منطقه:

□ سابقه ندارد □ کم □ متوسط □ زیاد

۵- سابقه روانگرایی در منطقه:

□ سابقه ندارد □ کم □ متوسط □ زیاد

۶- ضریب اثر ساختگاه، F_{SE}:

ضریب اثر ساختگاه، F_{SE}		
وضعیت ساختگاه		
خوب	متوسط	بد
۱/۰۰	۰/۷۰	۰/۵۰
□	□	□

شاخص ایمنی اولیه

۱- شاخص ایمنی اولیه، D

$$D = 1 + 3 \times F_{CON} . F_{SE} . D_b = \boxed{}$$

فصل سوم

ارزیابی تفصیلی

۳-۱- محدوده کاربرد

این فصل اختصاص به بیان مبانی لازم جهت جمع‌آوری اطلاعات، روش‌های تحلیلی و شیوه‌های ارزیابی تفصیلی و طراحی در بهسازی لرزهای ساختمان‌های فولادی متداول موجود دارد. در بخش (۳-۲) روشهای جمع آوری اطلاعات مورد نیاز از ساختمان موجود و در بخش (۳-۳) تا (۳-۵) نحوه انتخاب روش تحلیل مدل سازه و تعریف انواع رفتار اجزا و براساس آن معیارهای پذیرش تشریح می‌شوند .کلیات طراحی برای بهسازی در بخش (۳-۶) آمده است.

۳-۲- اطلاعات وضعیت موجود ساختمان

اطلاعات پیکربندی سیستم سازه‌ای شامل نوع، جزییات، اتصالات و نو ع اعضای تشکیل دهنده ساختمان و اجزای غیرسازه‌ای که در هنگام وقوع زلزله در نیروها و تغییرمکا ن‌های اعضای سازه‌ای موثر هستند، و همچنین اطلاعات مشخصات مصالح و ساختگاه و ساختمان‌های مجاور باید مطابق با ضوابط این بخش جمع‌آوری شوند .جمع‌آوری این اطلاعات همراه با بازرسی از محل جهت تایید مدارک و نقشه‌های موجود لازم است.

۳-۲-۱- پیکربندی ساختمان

اطلاعات مربوط به پیکربندی ساختمان موجود باید شامل نوع و خواص اعضا و نحوۀ قرارگیری و جزییات اتصال اعضا و اجزای سیستم باربر ثقلی و سیستم مقاوم در برابر زلزله و اجزای غیرسازه‌ای که موثر در سختی و یا مقاومت اعضای سازه‌ای هستند، باشد.

اطلاعات مورد نیاز در ارتباط با پیکربندی ساختمان عبارتند از:

پلان، مقطع و اندازه اعضای قابها و دیوارها

موقعیت واندازه بازشوهادر دیوارها و سقف‌ها

مشخص کردن دیوارهای باربر و غیرباربر

مشخص کردن هرگونه ناپیوستگی در مسیر بار

تعیین محل قرارگیری خرپاهای سقف، تیرها و نعل درگاه‌ها

تعیین موقعیت ستون‌ها

اندازه المان‌های غیر سازه‌ای برای برآورد جرم واقعی طبقات

ابعاد فونداسیون، نوع و نحوه اتصال آن‌ها به یکدیگر و سازه اصلی

۳-۲-۲- مشخصات سقف‌ها

نوع و صلبیت سقف طبقات نقش حیاتی در عملکرد ساختمان دارد. از این رو موارد زیر در ارتباط با آن‌ها می‌بایست مورد ارزیابی قرار گیرد:

نوع سقف (تیرچه بلوک، دال بتنی، سقف کامپوزیت و غیره)

جزئیات آرماتورگذاری اطراف بازشوها

بررسی وجود ترک، خیزهای غیر مجاز و علائم ناشی از وجود خرابی

۳-۲-۳- مشخصات المان

مشخصات المان‌ها به صورت زیر می‌بایست تعیین گردند:

شکل و ابعاد مقطع المان‌ها

وضعیت اتصالات، ابعاد و ضخامت آن‌ها

موقعیت و ابعاد دیوارهای برشی

جزئیات آرماتورگذاری

تغییر شکل‌های ماندگار بوجود آمده در المان‌ها

اولین مرجع در تعیین مشخصات المان‌ها، نقشه‌های اجرایی می‌باشد. بررسی این نقشه‌ها جهت تعیین المان‌های مقاوم در برابر بارهای ثقلی و جانبی و مقاطع بحرانی و اتصالات آن‌ها مورد نیاز است همچنین برای تطابق نقشه‌ها با وضعیت موجود المان‌ها، بازدیدهای محلی و در صورت نیاز انجام آزمایشات الزامی می‌باشد. در نبود نقشه‌های اجرایی، سونداژ محلی جهت تعیین مشخصات مقاطع اجتناب ناپذیر است.

نوع و کیفیت اتصالات سازه‌ای، نقش حیاتی در عملکرد کلی سازه دارد. اتصالات سازه‌ای عبارتند از:

اتصال دیافراگم‌های افقی به دیوارهای برشی

اتصال دیافراگم‌های افقی به دیوارهای بنایی و بتنی خارجی

اتصال دیوارهای برشی به فونداسیون

اتصال دیوارها در طبقات متوالی و نحوه انتقال ممان واژگونی و نیروی برشی آن‌ها از یک طبقه به طبقه دیگر

اتصال تیرها و ستون‌ها

۳-۲-۴- ملحقات

هرگونه ملحقاتی که می‌تواند در عملکرد ساختمان و امنیت جانی ساکنین تاثیر گذار باشد می‌بایست مورد ارزیابی قرار گیرد. این ملحقات عبارتند از:

دودکش‌ها

شیروانی‌ها
کتیبه‌ها و هرگونه تزئینات داخلی سنگین
مخازن آب
خروجی‌های اضطراری
نماهای شیشه‌ای
تجهیزات سنگین
تجیهزات نگه دارنده وسایل روشنایی سنگین

۳-۲-۵- مشخصات مصالح

اطلاعات لازم از مشخصات مصالح به همراه اطلاعات پیکربندی (بند ۳-۲-۱) جهت محاسبه ظرفیت اعضا چه از نظر مقاومت و چه ا ز نظر تغییرشکل، باید جمع‌آوری شود. درجه اعتبار نتایج حاصل از اطلاعات جمع‌آوری شده از ساختمان موجود که به وسعت و دقت این اطلاعات بستگی دارد، با استفاده از ضریب آگاهی مطابق بند (۳-۲-۸-۱) منظور می‌شود.

۳-۲-۶- مشخصات ساختگاه

اطلاعات مربوط به شرایط سطحی و زیرسطحی ساختگاه (خاک زمین در سطح و عمق) هندسه و محل پی‌ها جهت تحلیل کامل سازه باید جمع‌آوری شود .این اطلاعات با توجه به مدارک و گزارش‌های موجود، بازدیدهای محلی و در صورت وجود، نتایج عملیات حفاری، نمونه‌گیری و انجام آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی به دست می‌آیند .اگر در ساختگاهی احتمال مخاطرات ناشی از ناپایداری نظیر روانگرایی، گسترش جانبی و یا زمین لغزش وجود داشته باشد و اطلاعات ژئوتکنیکی موجود نیز جهت برآورد خطر و مقابله با کاهش آن کفایت نکند، مطالعه شرایط زیرسطحی ضرورت می‌یابد.
بازدید از محل ساختگاه ضروری استد. در این بازدید، باید تفاوت مندرجات نقشه‌های ساختمان با آنچه اجرا شده مورد توجه قرار گیرد .در صورت وجود تفاوت، تغییرات محتمل در شرایط تکیه‌گاهی و بارگذاری ساختمان بررسی شود. همچنین توجه به وجود هرگونه ضعف در عملکرد ساختمان، نظیر نشست دال‌های کف و شالوده‌ها، که مبین ضعف عملکرد ساختمان در زمان وقوع زلزله نیز باشد، ضروری است.

۳-۲-۷- ساختمان‌های مجاور

در صورتی که امکان تاثیر سازه‌های مجاور بر رفتار لرزه‌ای سازه‌ای که تحت مطالعات بهسازی قرار می‌گیرد موجود باشد، باید اطلاعات مورد نیاز جهت ارزیابی این گونه تاثیرات جمع‌آوری شود .اطلاعات جمع‌آوری شده باید امکان مدل‌سازی اثرات متقابل ذکر شده در بندهای (۳-۲-۷-۱) تا (۳-۲-۷-۳) را فراهم نماید. در صورتی که امکان تهیه چنین اطلاعاتی موجود نباشد، کارفرما باید از پیامدهای احتمالی ناشی از اثرات متقابل دو ساختمان مجاور مطلع شود.

۳-۲-۷-۱- برخورد ساختمان‌های مجاور

در صورتی که فاصله ساختمان‌های مجاور تا ساختمان موردنظر کمتر از درز انقطاع تعیین شده توسط استاندارد۲۸۰۰ ایران باشد، لازم است اطلاعات موردنیاز برای بررسی اثر برخورد این ساختمان‌ها بر سازه مورد نظر جمع‌آوری شود. خصوصا احتمال آسیب‌های موضعی اعضا در محل برخورد به سازه مجاور باید با دقت بررسی و چاره اندیشی شود . ضوابط مربوط به درز انقطاع در بند (۳-۶-۹) ارایه شده است.

۳-۲-۷-۲- اجزای مشترک بین ساختمان‌ها

اطلاعات لازم از ساختمان مجاور که دارای اعضای باربر قائم یا جانبی مشترک با ساختمان مورد بررسی می‌باشد باید براساس بند (۳-۶-۸) جمع آوری شود.

۳-۲-۷-۳- آسیب ناشی از ساختمان مجاور

در صورتی که احتمال آسیب دیدن ساختمان موردنظر از ساختمان مجاور در اثر سقوط اجزای سست (مانند قطعات نما، قطعات جان پناه و...)، انفجار، آتش سوزی، نشت مواد شیمیایی یا سایر عوامل ناشی از زلزله وجود داشته باشد، باید اطلاعات لازم جمع‌آوری شوند .قسمت‌هایی از ساختمان که در معرض آسیب ناشی از برخورد قطعات سست ساختمان مجاور هستند باید تقویت شوند.

علاوه بر این باید بررسی شود که راه‌های دسترسی ساختمان در اثر ریختن قطعات از ساختمان مجاور مسدود نشوند.

۳-۲-۸- سطوح اطلاعات

دامنه اطلاعات جمع‌آوری شده از وضعیت موجود ساختمان مورد نظر در دو سطح اطلاعات حداقل و متعارف مطابق ضوابط بند ۶-۲ می‌باشد.

۳-۲-۸-۱- ضریب آگاهی

در روابط محاسبه ظرفیت، درجه اعتبار نتایج حاصل از اطلاعات جمع آوری شده از ساختمان موجود، توسط ضریب آگاهی، κ در روابط محاسبه ظرفیت هر یک از اجزای سازه اعمال می‌شود .ضریب آگاهی با استفاده از جدول (۳-۱) تعیین می‌شود.

جدول ۳-۱- ضریب آگاهی

سطح اطلاعات	حداقل	متعارف
نوع تحلیل	تحلیل خطی	هر نوع تحلیل
ضریب آگاهی، k	۰/۷۵	۱/۰

۳-۳- روش‌های تحلیل سازه

به منظور برآورد نیروهای داخلی و تغییرشکل‌های اجزای سازه در اثر زلزله، لازم است سازه به یکی از روش‌های زیر که در فصل ۴ به تفصیل تشریح شده است، تحلیل شود.

۱- روش استاتیکی خطی

۲- روش دینامیکی خطی

۳- روش تعیین مکانیزم خرابی

۴- روش استاتیکی غیرخطی

محدوده کاربرد هریک از روش‌ها در ذیل به تفصیل ارایه شده است.

۳-۳-۱- محدوده کاربرد روش‌های خطی

محدوده کاربرد روش‌های خطی در این بند مشخص شده است .

استفاده از روش دینامیکی خطی هنگامی مجاز است که یکی از دو شرط ۱ یا ۲ برقرار باشد.

۱- بزرگترین نسبت نیرو به ظرفیت (DCR) برای هر تلاش کنترل شونده برای تغییر شکل تحت اثر ترکیب بار بند ۴-۴-۱ (نظیر نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی، بدون لحاظ اثرات اندرکنشی) در هر عضو اصلی کمتر از ۲ باشد. برای تعیین(DCR)، ابتدا نیرو در اعضا از جمع نیروی ناشی از بارهای ثقلی و بار ناشی از زلزله(Q_{UD}) مطابق بند (۴-۴-۱) و ظرفیت اعضا بر اساس مقاومت نهایی اجزای آن‌ها (Q_{CE}) مطابق فصل ۶ محاسبه می‌شود. سپس با استفاده از رابطه $DCR=Q_{UD}/Q_{CE}$ نسبت نیرو به ظرفیت تعیین می‌شود. برای ساختمان‌ها با دیافراگم نرم، این نسبت برای هر قاب باید جداگانه بررسی شود.

۲- در صورت عدم برقراری شرط ۱، باید هر سه شرط زیر برقرار باشد:

۲-۱ انقطاع در سیستم باربر جانبی در صفحه و خارج از صفحه وجود نداشته باشد. در داخل صفحه می‌توان به اندازه یک چشمه، انقطاع در سیستم باربر جانبی داشت مشروط بر این‌که انتقال نیروی افقی به طور ایمن توسط یک عضو (تیر) انتقال‌دهنده بار افقی تامین گردد.

۲-۲ ساختمان فاقد نامنظمی مقاومتی پیچشی باشد. ساختمان وقتی از نظر مقاومت پیچشی منظم است که:

الف- ساختمان‌های با حداکثر ارتفاع ۳۰ متر یا ۸ طبقه از تراز پایه

حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی در هر طبقه و در هر راستا کمتر از ۱/۲ برابر تغییرمکان متوسط نسبی آن طبقه باشد.

ب- سایر ساختمان‌ها

نسبت نیرو به ظرفیت برای تلاش بحرانی دراثر پیچش در هر عضو از طبقه بیش از ۵۰٪ با عضو واقع شده در سمت مقابل آن نسبت به مرکز پیچش اختلاف نداشته باشد.

۲-۳ عدم وجود طبقه ضعیف :ساختمان وقتی فاقد طبقه ضعیف است که:

الف -ساختمان‌های با حداکثر ارتفاع ۳۰ متر یا ۸ طبقه از تراز پایه

مقاومت جانبی هیچ طبقه‌ای کمتر از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود نباشد .مقاومت هر طبقه برابر با مجموع مقاومت جانبی کلیه اجزای مقاومی است که برش را در جهت مورد نظر تحمل می‌نمایند.

ب -سایر ساختمان‌ها

مقدار متوسط شاخص وزنی برشی) $\overline{DCR}$ (مطابق رابطه زیر برای هر طبقه بیش از ۲۵٪ با این نسبت برای یک طبقه بالاتر یا پایین تر اختلاف نداشته باشد. متوسط نسبت نیروی برشی به ظرفیت برشی با استفاده از نسبت وزنی مطابق رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$DCR = \frac{\sum_{i=1}^{n} DCR_I V_i}{\sum_{i=1}^{n} V_i}$$

در این رابطه V_i نیروی برشی محاسبه شده در عضو i مشارکت کننده در باربری جانبی از طبقه مورد نظر که از تحلیل ارتجاعی تحت ترکیب بارهای لرزه‌ای مطابق بند (۴-۴-۱) بدست می‌آید و DCR_i نسبت نیرو به ظرفیت برای تلاش بحرانی در عضو i تحت ترکیب بارهای لرزه‌ای مطابق بند (۴-۴-۱) و n تعداد کل اعضای طبقه مورد نظر می‌باشد.

درصورتی که علاوه بر شرایط ۱ یا ۲ تمام شرایط ۳ تا ۷ نیز برقرار باشد می‌توان از روش استاتیکی خطی استفاده نمود.

۳- زمان تناوب اصلی ساختمان کوچکتر از T_s ۳/۵ باشد، مشروط بر آن‌که ارتفاع ساختمان از ۲۰ متر تجاوز ننماید.

۴- ساختمان باید در پلان منظم باشد. ساختمان وقتی در پلان منظم است که تغییر ابعاد پلان در طبقات متوالی به استثنای خرپشته کمتر از ۴۰ ٪ باشد.

۵- ساختمان فاقد نامنظمی سختی پیچشی باشد. ساختمان وقتی از نظر سختی پیچشی منظم است که حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی در هر طبقه و در هر راستا کمتر از ۱/۵ برابر تغییرمکان متوسط نسبی آن طبقه باشد.

۶- ساختمان باید از نظر توزیع سختی در ارتفاع منظم باشد :ساختمان وقتی در ارتفاع منظم است که تغییرمکان جانبی نسبی در هر طبقه، به استثنای خرپشته، کمتر از۵۰٪ با طبقه بالا یا پایین آن اختلاف داشته باشد. شرایط نامنظمی در ارتفاع طبق آخرین ویرایش استاندارد ۲۸۰۰ می‌تواند به جای این شرط مورد استفاده قرار گیرد.

۷- سازه دارای سیستم باربر جانبی متعامد باشد.

۳-۳-۲- محدوده کاربرد روش‌های غیرخطی

در صورتی که نتوان از روش‌های خطی استفاده نمود باید یا در سیستم‌های موجود اصلاحی بوجود آورد که بتوان از روشهای خطی استفاده نمود و یا از روش‌های غیرخطی برای تحلیل سازه استفاده شو د . در این روش‌ها نیروهای داخلی اعضا با درنظرگرفتن رفتار غیرخطی آنها برآورد می‌شود.

استفاده از روش تحلیل مکانیزم محتمل خرابی زمانی مجاز است که نسبت نیر و به ظرفیت برای تلاش بحرانی در اثر پیچش در هر عضو از طبقه بیش از ۵۰٪ با عضو واقع شده در سمت مقابل آن نسبت به مرکز پیچش اختلاف نداشته باشد و همچنین حداکثر تغییرمکان جانبی در هر طبقه و در هر راستا کمتر از ۱/۵ برابر تغییرمکان متوسط آن طبقه باشد.

در صورتی که ضریب مقاومت R مطابق رابطه (۴-۱۶) ، کمتر از R_{max} بدست آمده از رابطه (۴-۱۸) باشد، استفاده از آنالیزهای مکانیزم محتمل خرابی و استاتیکی غیرخطی مجاز می‌باشد.

در تحلیل استاتیکی غیرخطی و مکانیزم محتمل خرابی باید توجه نمود، هنگامی که برش حاصل از تحلیل دینامیکی خطی در طبقه‌ای با درنظر گرفتن ۹۰٪ جرم مو ثر، ۳۰٪ بیشتر از برش حاصل از مود اول باشد، روش تحلیل استاتیکی غیرخطی و مکانیزم محتمل خرابی باید همراه با روش تحلیل دینامیکی خطی به کارگرفته شود. در این حالت معیار پذیرش باید برای هر دو روش بررسی شود با این تفاوت که برای پذیرش اعضای با رفتار کنترل شونده توسط تغییرشکل، در روش تحلیل دینامیکی خطی می‌توان ۳۳٪ تخفیف قایل شد.

۳-۴- رفتار اجزای سازه

رفتار اجزای سازه با توجه به نوع تلاش داخلی آن‌ها و منحنی نیرو- تغییرشکل حاصل به صورت کنترل شونده توسط تغییر شکل و یا کنترل شونده توسط نیرو می‌باشد. برای اطلاعات بیشتر می‌توان به نشریه ۳۶۰ مراجعه نمود.

۳-۴-۱- مقاومت مصالح

۱-کرانه پایین مقاومت مصالح: کرانه پایین مقاومت برابر متوسط منهای یک انحراف معیار مقادیر مقاومت میباشد.

۲-مقاومت اسمی یا درج شده در مدارک فنی : مقاومت اسمی یا درج شده در مدارک، در سطح اطلاعات حداقل، می‌تواند برابر مقاومت کرانه پایین اختیار شود .

۳- مقاومت مورد انتظار مصالح: مقاومت مورد انتظار مصالح برابر متوسط مقادیر حاصل از آزمایش تعریف می‌شود. برای محاسبه این مقاومت می‌توان از ضرب مقادیر کرانه پایین مقاوت مصالح در ضرایب تبدیل بیان شده در فصل ۶ استفاده نمود.

۳-۴-۲- ظرفیت اجزای سازه

در این بند کلیات محاسبه ظرفیت اجزای سازه ارایه شده است که به دو دسته ظرفیت مورد انتظار و کرانه پایین تقسیم می‌شود:

۱- ظرفیت مورد انتظار اجزا (Q_{CE}) که با استفاده از مقاومت مورد انتظار مصالح محاسبه می‌شود.

۲- کرانه پایین ظرفیت اجزا (Q_{CL}) که با استفاده از کرانه پایین مقاومت مصالح محاسبه می‌شود .

۳-۴-۲-۱- ظرفیت اجزا در روش‌های خطی

هنگامی که از روش‌های خطی استفاده می‌شود ظرفیت اجزای کنترل شونده توسط تغییر شکل باید از حاصل ضرب ظرفیت مورد انتظار در ضریب m (ضریب اصلاح بر مبنای رفتار غیرخطی)، محاسبه شود. ظرفیت اجزای کنترل شونده

توسط نیرو باید برابر کرانه پائین ظرفیت در نظر گرفته شود. جدول (۳-۲) اطلاعات لازم برای محاسبه ظرفیت اجزای سازه هنگامی که از تحلیل خطی استفاده می‌شود را نشان می‌دهد.

۳-۴-۲-۲- ظرفیت اجزا در روش‌های غیرخطی

هنگامی که از روش‌های غیرخطی استفاده می‌شود، ظرفیت اجزا کنترل شونده توسط تغییرشکل باید براساس تغییرشکل‌های غیر خطی مجاز تعیین شود و ظرفیت اجزای کنتر ل شونده توسط نیرو باید برابر کر ا نه پایین ظرفیت درنظرگرفته شود.

جدول(۳-۳) اطلاعات لازم برای محاسبه ظرفیت اجزای سازه را هنگامی که از تحلیل غیرخطی استفاده شود، نشان می‌دهد.

جدول ۳-۲- اطلاعات لازم برای محاسبه ظرفیت اجزای سازه در تحلیل‌های خطی

پارامتر	کنترل شونده توسط تغییر شکل	کنترل شونده توسط نیرو
مقاومت مصالح موجود	مقاومت مورد انتظار با در نظر گرفتن سخت‌شدگی	کرانه پائین مقاومت
مقاومت مصالح جدید	مقاومت مورد انتظار از مصالح	مقاومت اسمی مصالح
ظرفیت در وضعیت موجود	$k \times Q_{CE}$	$K \times Q_{CL}$
ظرفیت در وضعیت جدید	Q_{CE}	Q_{CL}

جدول ۳-۳- اطلاعات لازم برای محاسبه ظرفیت اجزای سازه در تحلیل‌های غیر خطی

پارامتر	کنترل شونده توسط تغییر شکل	کنترل شونده توسط نیرو
ظرفیت تغییر شکل اجزای موجود	حد تغییر شکل × k	
ظرفیت تغییر شکل اجزای جدید	حد تغییر شکل	
ظرفیت باربری اجزای موجود		$K \times Q_{CL}$
ظرفیت باربری اجزای جدید		Q_{CL}

در جداول فوق k ضریب آگاهی مطابق جدول (۳-۱) برآورد می‌گردد.

۳-۵- معیارهای پذیرش

پس از تحلیل سازه و برآورد نیروهای داخلی اعضا و تغییرشکل‌های ناشی از بارهای ثقلی و بارهای جانبی زلزله، عملکرد اجزای سازه با توجه به معیارهای پذیرش مورد بررسی قرار می‌گیرد .این معیارها برحسب روش تحلیل مطابق بخش (۳-۳)، نوع اعضای سازه مطابق بند (۳-۲-۱-۱) و رفتار آنها مطابق بخش (۳-۴) متفاوت می‌باشد. در بخش (۴-۴) این دستورالعمل جزئیات معیارهای پذیرش ارائه شده است.

۳-۶- ضوابط کلی طراحی

۳-۶-۱- اثرات همزمان مولفه‌های زلزله

سیستم باربر جانبی ساختمان بهساز ی شده باید قادر به تحمل نیروی ناشی از زلزله در کلیه جهات افقی باشد . نیروهای زلزله در جهت قائم را باید در حالاتی که طبق بند (۳-۶-۱۰) لازم است در نظر گرفت.

اثرات همزمان مولفه زلزله در تحلیل طبق بند (۴-۲-۵) باید محاسبه شود.

۳-۶-۲- اثرات $P-\Delta$

اثرات $P-\Delta$ باید در هر نوع تحلیل سازه منظور شود.

۳-۶-۳- اثرات پیچش

اثرات پیچش ناشی از عدم انطباق واقعی و اتفاقی مراکز جرم و صلبیت در طبقات ساختمان باید در مدل سازی تحلیلی ساختمان مطابق بند (۴-۲-۳) در نظر گرفته شود.

۳-۶-۴- اثرات واژگونی

اثرات واژگونی باید در تمام طبقات ساختمان و نیز در پای ساختمان درنظرگرفته شود . کنترل واژگونی باید طبق بند (۴-۲- ۸) بررسی شود. اثرات لنگر واژگونی روی پی‌ها در فصل ۵ مورد بحث قرار گرفته است.

۳-۶-۵- پیوستگی

تمام اعضای ساختمان باید یکپارچه عمل نموده تا مسیر مناسبی را برای انتقال نیروهای ناشی از زلزله ازیک جزء به سایر اجزا فراهم نماید .پاسخ‌های ناشی از نیروهای زلزله مورد بحث در این بند به عنوان پارامترهای کنترل شونده توسط نیرو ملحوظ میشوند.

۱- در ساختمان‌های متشکل از چند قسمت یا بال، باید هر قسمت به کل ساختمان توسط اجزایی با مقاومت کافی برای مقابله با نیروی افقی در هر جهت بسته شده باشد؛ مگر این که قسمت‌های مختلف ساختمان مستقل و دارای سیستم باربر جانبی مربوط به خود بوده و با درز انقطاع از هم جدا شده باشند . مقدار نیروی افقی برای طراحی اتصال بین دو قسمت ساختمان از رابطه (۳-۱) بدست می آید.

$$F_P = 0.133\, S_S W \qquad (۱-۳)$$

که در آن:

F_p نیروی افقی است که در طراحی اتصالات بین دو قسمت ساختمان باید درنظرگرفته شود .این نیرو باید در تمام جهات افقی درنظرگرفته شود؛ S_s مقدار شتاب طیفی در ناحیه شتاب طیفی ثابت از طیف طرح استاندارد مطابق بند ۱-۳-۷ می‌باشد؛ W وزن قسمت کوچکتر ساختمان می‌باشد.

۲- هر جزء ساختمان باید به ساختمان اصلی به نحوی اتصال داشته باشد که بتواند در تمام جهات افقی نیروی افقی مطابق رابطه (۳-۲) را تحمل نماید.

$$F_P = 0.08\, S_S W \qquad (۲-۳)$$

که در آن:

w وزن جزء ساختمان است و بقیه متغیرها همان تعاریف متغیرهای رابطه(۳-۱) را دارند.

به هر حال برای اتصالات که تحت اثر بار متمرکز قرار می‌گیرند، مقدار F_p نباید کم تر از ۵۰۰۰ نیوتن و برای اتصالات تحت بار گسترده، مقدارF_p نباید کمتر از ۴۰۰۰ نیوتن بر متر درنظرگرفته شود.

۳- در صورتی که حداقل در یک انتهای جزء تکیه گاه‌های لغزان تعبیه شده باشد، طول اتکای تکیه گاه باید به حدی باشد که اجازه تغییرمکان نسبی مورد انتظار جزء نسبت به تکیه گاه داده شود.

۳-۶-۶- دیافراگم‌ها

دیافراگم، سیستمی افقی یا نزدیک به افقی است که نیروهای اینرسی ناشی از زلزله را به اعضای قائم یا سیستم‌های قائم باربر جانبی از طریق عملکرد توام اجزای دیافراگم شامل تیرهای لبه، جمع کننده‌ها و کلا فها منتقل می‌نماید.

در مدل تحلیلی ساختمان باید اثر رفتار دیافراگم مطابق بند (۴-۲-۴) در نظر گرفته شود.

۳-۶-۶-۱- تیرهای لبه دیافراگم

در لبه‌های خارجی و داخلی (لبه بازشوها) دیافراگم می‌توان از تیرهای لبه استفاده نمود . دیوار و یا تیر قاب یکپارچه با دیافراگم نیز می‌تواند به عنوان تیر لبه عمل نماید . در گوشه‌های تورفته و در گوشه‌های بازشوهای دیافرا گم، تیرهای لبه باید از گوشه به داخل دیافراگم آن قدر ادامه پیدا کنند تا نیروها به طور مطمئن در سطح دیافراگم توزیع شود . تیرهای لبه باید برای نیروی کششی ناشی از خمش کلی دیافراگم، حاصل از نیروهای اینرسی واردشده با رفتار کنترل شونده توسط نیرو طراحی شوند . در طر احی، ضوابط بند (۲۰-۵-۳-۳) آئین نامه بتن ایران باید مورد توجه قرار گیرد.

۳-۶-۶-۲- جمع کننده‌های دیافراگم

درصورتی که اتصال دیافراگم به سیستم باربر جانبی برای انتقال مطمئن نیروهای برشی کافی نباشد، می‌توان از بر ش گیرها برای انتقال نیرو از دیافراگم به سیستم باربر جانبی استفاده نمود. برشگیرها باید به اندازه کافی در دیافراگم قرار داده شوند و طوری به دیافراگم متصل شوند تا قادر به انتقال همه نیروهای موردنظر باشند. در طراحی این اجزا باید ضوابط بند (۲۰-۵-۳-۲-۶) "آبا"را مورد توجه قرار داد.

۳-۶-۷- اجزای غیرسازه‌ای

اجزای غیرسازه‌ای شامل اجزای معماری، مکانیکی و برقی باید به ساختمان مطابق ضوابط فصل ۱۰نشریه ۳۶۰ مهار شوند. قابلیت کارکرد این اجزا بعد از زلزله برحسب سطح عملکرد مبنا باید مطابق ضوابط فصل ۱۰ نشریه ۳۶۰ و شرایط ویژه پروژه تامین شود.

۳-۶-۸- ساختمان‌های با اعضای مشترک

در مورد دو یا چند ساختمان که اعضای مشترک داشته باشند، باید یکی از ضوابط بندهای (۳-۶-۸-۱) یا (۳-۶-۸-۲) به کارگرفته شود.

۳-۶-۸-۱- به هم بستن ساختمان‌ها

در این روش بهسازی، ساختمان‌ها باید به نحوی به هم بسته شوند که به صورت یکپارچه عمل نمایند. اتصال مرتبط کننده ساختمان‌ها در هر تراز باید برای تحمل نیروهایی که در بند (۳-۶-۵) معرفی شده‌اند، طراحی شود . تحلیل‌هایی که برای محاسبه پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌ها انجام می‌شوند، باید اتصال و ارتباط ساختمان‌ها را نیز دربرگرفته و به صورت یکپارچه ارزیابی نمایند. در صورتی که فقط پی دو سازه مشترک، ولی خود ساختمان‌ها مطابق ضوابط بند (۳-۶-۹) جدا باشند، لازم نیست ساختمان‌ها را به هم بست .در طراحی اجزای مشترک پی باید پاسخ هر دو سازه ملحوظ شود.

۳-۶-۸-۲- جد اکردن ساختما نها

در این روش بهسازی، ساختمان‌های با اعضای مشترک باید توسط درزهای انقطاع از هم کاملا جدا شوند. برای هر ساختمان باید سیستم باربر جانبی مستقلی درنظرگرفته شود . همچنین در هرطرف درز انقطاع مطابق بند (۳-۶-۹) سیستم باربر ثقلی مستقلی باید تعبیه شود مگر این که از تکیه گاه‌های لغزشی برای انتقال بار ثقلی از یک ساختمان به ساختمان دیگر استفاده شود . طول این تکیه گاه لغزشی باید متناسب با حرکت جانبی مستقل هر ساختمان در حالتی که ساختمان‌ها در دو جهت مخالف تغییر مکان دهند درنظرگرفته شود. عضو مشترک موجود نیز یا باید کاملا حذف شود یا به یکی از ساختما نها مطابق شرایط بند (۳-۶-۵) مهار شود.

۳-۶-۹- درزهای انقطاع

۳-۶-۹-۱- حداقل بعد درز انقطاع

ساختمانها باید به طور مناسبی از سازه‌های مجاور فاصله داشته باشند تا امکان برخورد حین زلزله وجود نداشته باشد، مگر در شرایط استثنایی که در بند (۳-۶-۹-۲) ذکر شده است. حداقل بعد درز انقطاع طبق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ایران محاسبه می‌شود.

۳-۶-۹-۲- موارد استثنا

در صورتی که تراز دیافراگم‌های ساختمان موردنظر با ساختمان مجاور یکی باشد و تفاوت ارتفاع دو ساختمان کمتر از ۵۰٪ ارتفاع ساختمان کوتاه‌تر باشد، نیازی به رعایت ضوابط حداقل بعد درز انقطاع مطابق بند (۳-۶-۹-۱) نمی‌باشد. در مورد سایر ساختمان‌هایی که شرایط بند (۳-۶-۹-۱) رعایت نشود، می‌توان از طریق بهسازی بهبود رفتار داد، به شرط این که تحلیلی که بتواند انتقال اندازه حرکت و انرژی ناشی از برخورد دو ساختمان را در نظر بگیرد انجام گیرد و دیافراگم‌های ساختمان‌های مجاور در ترازهای یکسان قرار داشته و نشان داده شود که قادر به انتقال نیروهایی ناشی از برخورد می‌باشند یا نشان داده شود که ساختمان‌های مجاور پس از برخورد، حتی با حذف اعضایی که ممکن است در اثر برخورد دچار خرابی شدید شوند، قادر به تحمل کلیه بارهای ثقلی و جانبی می‌باشند.

۳-۶-۱۰- اثر مولفه قایم زلزله

اثر مولفه قایم زلزله بر پاسخ ساختمان باید برای موارد زیر درنظرگرفته شود:

۱- اعضا و قطعات طره‌ای ساختمان؛

۲- اعضا و قطعاتی از ساختمان که تحت بارهای ثقلی مطابق بند (۴-۲-۸) از ۸۰٪ ظرفیت اسمی آنها استفاده شده باشد.

فصل چهارم

روش‌های تحلیل

۴-۱- محدوده کاربرد

در این فصل ملاحظات عمومی تحلیل سازه‌ها به منظورارزیابی و ارائه طرح بهسازی ارایه شده است .در بخش (۴-۲) ضوابط کلی تحلیل برای مدل سازی ساختمان شامل فرضیات اولیه، پیچش، دیافراگم‌ها، اثرات بارگذاری هم زمان مولفه های زلزله و واژگونی مطرح شده است. در بخش (۴-۳) چهار روش تحلیلی مورد استفاده در این دستورالعمل تشریح شده است. معیارهای پذیرش اجزا بر حسب نوع تحلیل در بخش (۴-۴) بیان گردیده است.

۴-۲- ضوابط کلی تحلیل

تحلیل سازه باید مطابق ضوابط این بخش و بخش (۳-۶) انجام شود .

۴-۲-۱- انتخاب روش تحلیل

هر یک از روش‌های تحلیل استاتیکی خطی، دینامیکی خطی، تعیین مکانیزم خرابی یا استاتیکی غیر خطی با رعایت محدودیت‌های هر یک مطابق بخش (۴-۳) انتخاب می شود.

۴-۲-۲- مدل سازی

۴-۲-۲-۱- فرضیات اولیه

سازه باید به صورت سه بعدی مدل سازی شود. در موارد ذکرشده در این بند برای تحلیل‌های غیرخطی می توان از مدل دو بعدی نیز استفاده نمود. در صورتی که سازه دارای دیافراگم صلب، مطابق با تعریف بند (۴-۴) باشد و اثرات پیچش در سازه مطابق بند (۴-۲-۳) ملحوظ شده باشد، می توان از مدل سازی دو بعدی در تحلیل‌های غیرخطی نیز استفاده نمود. در سازه‌های با دیافراگم نرم، مدل سازی دو بعدی در تحلیل‌های غیرخطی می تواند با توجه به بند (۴-۲-۴-۲) انجام شود. هنگامی که سازه در تحلیل‌های غیرخطی دو بعدی مدل می شود، برای محاسبه سختی و مقاومت اجزا و اعضای سازه باید خواص سه بعدی آن‌ها مدنظر قرار گیرد . در مدل سازی، سختی اعضای سازه ای باید برحسب نوع مصالح، مطابق فصل ۶ برآورد شود.

در تحلیل‌های غیرخطی، اگر اتصالات ضعیف تر و یا دارای شکل پذیری کمتر از اعضای متصل شونده باشد و یا به نحوی تخمین زده شود که با درنظرگرفتن اتصالا ت در مدل، نتایج حاصل بیش از ۱۰٪ تغییر خواهد داشت، اثر آن‌ها باید به نحو مناسب در مدل سازه منظور شود.

۴-۲-۲-۲- اعضای اصلی و غیراصلی

۱- اعضای اصلی باید برای نیروها و تغییرشکل‌های ناشی از ز لزله در ترکیب با بار ثقلی و اعضا ی غیراصلی باید برای تغییرشکل‌های ناشی از زلزله در ترکیب با آثار بار ثقلی ارزیابی شوند.

۲- در تحلیل‌های خطی، فقط سختی و مقاومت اعضای اصلی منظور می شود .چنانچه جمع سختی جانبی اعضای غیراصلی از ۲۵٪ جمع سختی جانبی اعضای اصلی ساختمان تجاوز نماید، باید تعدادی از آن‌ها را جزء اعضای اصلی محسوب نمود تا آنجا که این نسبت کم تر از ۲۵٪ شود .چنانچه حذف برخی از اعضای غیراصلی از مدل سبب کاهش نیرو یا تغییر شکل‌ها دراعضای اصلی سازه شود، باید آن اعضا به مدل اضافه شوند.

۳- دسته بندی اعضای سازه به عنوان اعضای اصلی و غیراصلی نباید به گونه ای انجام شود که ساختمان نامنظم به ساختمان منظم تبدیل شود.

۴- در تحلیل استاتیکی غیرخطی، سختی و مقاومت هر دو گروه اعضای اصلی و غیراصلی و همچنین تغییرات مقاومت و سختی این اعضا در اثر زوال چرخه ای با ید در مد لسازی وارد شود در تحلیل تعیین مکانیزم خرابی و یا استاتیکی غیرخطی ساده شده، فقط اعضای اصلی مدل شده و از اثرزوال چرخه ای صر فنظر می شود.

۵- هرگاه جمع سختی جانبی اجزای غیر سازه ای بیش تر از ۱۰٪ سختی جانبی کل در هر طبقه باشد باید اثر آن‌ها نیز در مدل سازه درنظرگرفته شود.

۴-۲-۲-۳- پیکربندی ساختمان

از نظر پیکربندی، ساختمان به دو دسته ساختمان منظم و نامنظم تقسیم می شود .ساختمان منظم، باید شرایط آخرین ویرایش استاندارد ۲۸۰۰ ایران را با درنظرگرفتن و بدون درنظرگرفتن اعضای غیراصلی دارا باشد.

۴-۲-۳- پیچش

چنانچه دیافراگم‌های کف مطابق بند (۴-۲-۴) از نوع نیمه صلب و یا صلب محسوب شوند، مقدار لنگر پیچشی در هر طبقه برابر با مجموع مقادیر پیچش واقعی و پیچش اتفاقی درنظرگرفته می شود اما در ساختما نهای با دیافراگم نرم محاسبه پیچش لازم نیست.

۴-۲-۳-۱- پیچش واقعی

مقدار پیچش واقعی در هر طبقه ساختمان برابر با مجموع حاصل ضرب نیروهای جانبی طبقات فوقانی در فاصله افقی مرکز جرم آن طبقات در جهت عمود بر راستای بار، نسبت به مرکز صلبیت طبقه مورد بررسی است.

۴-۲-۳-۲- پیچش اتفاقی

این پیچش ناشی از خروج از مرکزیت اتفاقی جرم بوده و با درنظرگرفتن خروج از مرکزیتی برابر با ۵٪ بعد ساختمان در جهت عمود بر راستای بار جانبی محاسبه می شود.

۴-۲-۳-۳- ملاحظات خاص پیچش

۱- اگر نسبت حداکثر تغییرمکان افقی در یکی از طبقات به تغییرمکان افقی مرکز جرم آن طبقه بزرگ تر از ۱/۵ شود، [$\eta \geq 1.5$] آن سازه باید با استفاده از مدل‌سازی سه بعدی مورد بررسی قرار گیرد.

۲- اگر تحت کل لنگر پیچشی (جمع لنگر پیچشی واقعی و اتفاقی) در تمام طبقاتη کوچکتر از ۱/۱ باشد، ، می توان از اثر پیچش اتفاقی صرفنظر نمود

۳- هرگاه اثر لنگر پیچشی اتفاقی کوچکتر از ۲۵٪ اثر لنگر پیچشی واقعی باشد می توان از اثر پیچش اتفاقی صرف نظر نمود.

۴- آثار لنگر پیچشی واقعی و اتفاقی نباید در جهت کاستن از نیروها و یا تغییرمکان‌های طبقات به کار گرفته شود.

۵- اگر در تحلیل ستاتیکی یا دینامیکی خطی در اثر کل پیچش در یکی از طبقات η بزرگتر از ۱/۲ باشد، نیروها و تغییرمکانهای ناشی از پیچش اتفاقی در تمامی طبقات باید در ضریب $A = \left[\frac{\eta}{1.2}\right]^2 \leq 3$ ضرب شوند.

۶- در تحلیل استاتیکی غیر خطی با استفاده از مدلهای دو بعدی، تغییرمکان‌های هدف باید درحداکثر مقدار η ضرب شوند.

۷- در تحلیل تعیین مکانیزم خرابی با استفاده از مدلهای دو بعدی، تقاضای نیرو باید در حداکثر مقدار η ضرب شوند.

۴-۲-۴- دیافراگم‌ها

۴-۲-۴-۱- دسته بندی دیافراگم‌ها

دیافراگم‌ها به صورت صلب، نیمه صلب و یا نرم دسته بندی می شوند .چنانچه حداکثر تغییرشکل افقی دیافراگم بزرگتر از دو برابر متوسط تغییرمکان جانبی نسبی طبقه زیر آن با شد، آن دیافراگم نرم محسوب می شود .در دیافراگم‌هایی که بر روی دیوارهای زیرزمین تکیه نموده اند، متوسط تغییرمکان جانبی نسبی طبقه بالایی مدنظر قرار می گیرد .در دیافر اگم صلب این نسبت باید کم تر از نیم باشد . دیافراگمی که نه صلب و نه نرم باشد، دیافراگم نیمه صلب نامیده میشود. منظور از تغییرمکان نسبی طبقه، تغییرمکان جانبی سیستم‌های قایم باربر جانبی آن طبقه نسبت به طبقه زیرین می باشد. برای دسته بندی دیافراگم‌ها، محاسبه تغییرشکل‌ها باید برمبنای بار معادل استاتیکی مطابق رابطه (۴-۶) انجام شود.

تغییرشکل دیافراگم باید برمبنای توزیع نیروی افقی متناسب با توزیع جرم در طبقه و هم چنین نیروهای افقی ناشی از جابه جاشدن سیستم قایم باربر جانبی از طبقه ای به طبقه دیگر، محاسبه شوند.

۴-۲-۴-۲- ملاحظات خاص مد لسازی

در مدل سازی سازه‌ها با دیافراگم نیمه صلب و یا نرم باید اثر تغییرشکل دیافراگم برحسب سختی آن درنظرگرفته شود. درسازه‌های با دیافراگم نرم در تمامی طبقات، در تحلیل‌های غیرخطی می توان قا بهای موجود در سیستم قایم باربر جانبی سازه را به صورت مجزا و از طریق مد لسازی دو بعدی و با تخصیص جرم متناسب با سطح باربری قا بها تحلیل نمود.

۴-۲-۵- اثر همزمان مولفه‌های زلزله

ساختمان‌ها باید برای اثر هم زمان مولفه‌های زلزله در هر دو امتداد متعامد افقی ارزیابی شوند .اثرات زلزله را میتوان در دو جهت اصلی ساختمان به صورت مجزا و غیرهمزمان تحلیل نمود، مگر آنکه یکی از دو شرط زیر صادق باشد:

۱- ساختمان در پلان نامنظم باشد؛

۲- ساختمان دارای یک یا چند ستون مشترک بین دو یا چند قاب سیستم باربر جانبی در جهات مختلف باشد.

در صورت برقراری شرایط فوق، در تحلیل‌های خطی باید اثر زلزله در هر جهت با ۳۰٪ اثر زلزله در امتداد عمود بر آن درنظرگرفته شود . در تحلیل‌های غیرخطی بایستی در هر امتداد ۱۰۰٪ نیروها و تغییرمکان‌ها در جهت مورد بررسی به همراه نیروهای متناظر با ۳۰٪ تغییرمکان ناشی از زلزله در امتداد عمود برآن درنظرگرفته شود.

برای موارد ذکرشده در بند (۳-۶-۱۰) اثر مو لفه قایم زلزله باید درنظرگرفته شود . در این صورت ترکیب اثر مولفه قایم با مولفه افقی ضروری نمی باشد.

۴-۲-۶- ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی

در ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی، حد بالا و پایین اثرات بار ثقلی، Q_G، باید از روابط زیر محاسبه شود :

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L) \quad (۱-۴)$$

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (۲-۴)$$

که در آن Q_D بارمرده و Q_L معادل % 25 بار زنده طراحی کاهش نیافته که از بار زنده واقعی موجود در هنگام ارزیابی کمتر نباشد، در نظر گرفته می‌شود.

۴-۲-۷- بررسی اعتبار فرضیات طراحی

باید اطمینان حاصل شودکه مکانیزم رفتار و موقعیت مفصل‌های خمیری فرض شده برای تحلیل مدل سازه تا حد امکان مشابه رفتار سازه واقعی هنگام زلزله سطح خطر موردنظر باشد . از این رو توصیه می شود که مقاومت تمامی اعضای سازه ای برای تحمل تغییرشکل‌های غیرارتجاعی ناشی از زلزله در تمامی طول آنها (علاوه بر دو انتها) مورد ارزیابی قرار گیرد. به علاوه باید برمبنای یک روش مناسب مشخص شود که اعضای اصلی و غیراصلی سیستم، ظرفیت لازم برای انتقال بارهای ثقلی ساختمان را پس از وقوع زلزله دارا میباشند.

۴-۲-۸- واژگونی

اعضای قایم سیستم باربر جانبی ساختمان در هر طبقه باید با درنظرگرفتن اثرات ناشی از لنگر واژگونی مطابق این بند ارزیابی شوند.

۴-۲-۸-۱- روش‌های خطی

در این روش‌ها، لنگر مقاوم واژگو نی در هر طبقه برابر لنگر مقاوم بارهای مرده در طبقه موردنظر می باشد . درهنگام وجود برکنش در طبقه موردنظر، لنگر مقاوم واژگونی از حاصل جمع لنگر مقاوم بارهای مرده به علاوه لنگر ناشی از ظرفیت انتقال کشش در ستون‌های کششی به دست می آید. مقدار ظرفیت انتقال کشش برابر با کم ترین ظرفیت کششی ستون، ظرفیت کششی وصله ستون در صورت وجود و یا ظرفیت کششی پی یا اتصال پی به ستون می باشد.

چنانچه تنها بارهای مرده در محاسبه لنگر مقاوم مدنظر قرار گرفته باشد، رابطه زیر باید برقرار باشد.

$$M_{ST} > \frac{M_{OT}}{C_1 C_2 J} \qquad (۴-۳)$$

که در آن M_{OT} لنگر واژگونی در طبقه موردنظر و M_{ST} لنگر مقاوم ناشی از بارهای مرده است. ضرایب C_1، C_2 در بند (۴-۳-۱-۲) و ضریب J در بند (۴-۴-۱-۱) تعریف شده اند.

در صورتی که برای تامین پایداری در برابر واژگونی علاوه بر بارهای مرده، کشش در اعضای سازه نیز درنظرگرفته شود، آنگاه برای ارزیابی سازه در مقابل واژگونی باید رابطه (۴-۴) به جای رابطه (۴-۳) مورد استفاده قرار گیرد. در این رابطه M_{ST} ، لنگرمقاوم حاصل از بارهای مرده به تنهایی می باشد.

$$M_{ST} > \frac{M_{OT}}{0.9 C_1 C_2 R_{OT}} \qquad (۴-۴)$$

که در آن R_{OT} برابر ۸ لحاظ میگردد.

در صورتی که لنگر واژگونی بر لنگر مقاوم غلبه کند ، لازم است برای تامین پایداری سازه اتصالات اضافی به نحو مناسبی درنظرگرفته شود.

۴-۲-۸-۲- روش‌های غیرخطی

در این روش‌ها اثرات ناشی از کم شدن یا از بین رفتن مقاومت کششی اعضای قایم سیستم باربر جانبی سازه ناشی از برکنش، در مدل سازی اعضای سیستم باید مدنظر قرار داده شود . چنانچه در یکی از طبقات ساختمان، مقاومت کششی عضو قایمی تحت اثر نیروی زلزله کاسته شده یا از بین برود، باید سایر اعضای سازه توانایی انتقال و تقسیم مجدد بارها و تغییرمکانهای حاصل را دارا باشند.

۴-۳- روش‌های تحلیل سازه

انتخاب روش تحلیل باید با توجه به بند (۴-۲-۱) انجام گیرد.

۴-۳-۱- تحلیل استاتیکی خطی

برای استفاده از روش تحلیل استاتیکی خطی باید به محدودیت‌های اشاره شده در بخش (۳-۳) توجه شو د. فرضیات اساسی در این روش عبارتند از:

۱- رفتار مصالح خطی است؛

۲- بارهای ناشی از زلزله ثابت (استاتیکی) است؛

۳- کل نیروی وارد بر سازه برابر با ضریبی از وزن ساختمان است.

در این روش، نیروی جانبی ناشی از زلزله به گونه‌ای انتخاب می‌شود که برش پایه حاصل از آن برابر نیروی برش مطابق رابطه (۴-۶) شود. مقدار برش پایه در این روش چنان انتخاب شده است که حداکثر تغییرشکل سازه با آنچه که در هدف بهسازی مبنا پیش بینی می‌شود، مطابقت داشته باشد . چنانچه تحت اثر بار واردشده ، سازه به طور خطی رفتار کند، نیروهای به دست آمده برای اعضای سا زه نیز نزدیک به مقادیر پیش بینی شده هنگام زلزله خواهند بود؛ ولی اگر سازه رفتار غیرخطی داشته باشد، نیروهای محاسبه شده از این طریق بیش از مقادیر حد جاری شدن مصالح خواهند شد به همین جهت هنگام بررسی معیارهای پذیرش در بند (۴-۴-۱) نتایج حاصل از تحلیل خطی برای سازه‌هایی که هنگام زلزله رفتار غیرخطی دارند، اصلاح میشود.

۴-۳-۱-۱- تعیین زمان تناوب اصلی نوسان سازه

زمان تناوب اصلی نوسان باید به یکی از دو روش زیر برآورد شود:

۱- استفاده از روش‌های تحلیلی که مبتنی بر مشخصات دینامیکی سازه میباشد؛

۲- استفاده از روش‌های تجربی ساده که مبتنی بر اندازه گیری‌های انجام شده در ساختما نهای موجود می‌باشد.

در روش تجربی زمان تناوب اصلی نوسان بر حسب ثانیه برای ساختمان با سیستم سازه‌ای مختلف ا ز رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$T = \alpha H^{\frac{3}{4}} \qquad (۴-۵)$$

که در آن H ارتفاع ساختمان بر حسب متر و α ضر یبی است که بر حسب نوع سیستم سازه‌ای ساختمان به شرح زیر انتخاب می‌شود:

قاب خمشی فولادی	$\alpha = 0.08$
قاب فولادی مهاربندی شده با محورهای غیرمتقارب	$\alpha = 0.07$
سایر سیستم‌های سازه‌ای	$\alpha = 0.05$

۴-۳-۱-۲- برآورد نیروها و تغییرشکل‌ها

در روش تحلیل استاتیکی خطی، نیروی جانبی ناشی از زلزله (V) به صورت ضریبی از وزن کل ساختمان (W) محاسبه می‌شود:

$$V = C_1 C_2 C_m S_a W \qquad (۴-۶)$$

که در آن:

W: وزن کل ساختمان، شامل وزن مرده ساختمان و درصدی از سربار زنده مطابق آخرین ویرایش استاندارد ۲۸۰۰ ایران میباشد؛

S_a: شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلیT است که از روی طیف استاندارد مطابق بند ۱-۳-۷ این دستورالعمل تعیین می شود.

C_1: ضریب تصحیح برای اعمال تغییرمکان‌های غیر ارتجاعی سیستم است که به روش زیر محاسبه میشود:

$$\begin{cases} T \le 0.2 \rightarrow C_1 = 1 + \dfrac{R-1}{0.04\alpha} \\ 0.2 \le T \le 1 \rightarrow C_1 = 1 + \dfrac{R-1}{\alpha T^2} \\ 1 \le T \rightarrow C_1 = 1 \end{cases} \qquad (۴-۷)$$

در این رابطه:

α: ضریب نوع خاک بوده و برابر است با:

۱۳۰ برای خاک نوع I مطابق استاندارد ۲۸۰۰

۹۰ برای خاک نوع II مطابق استاندارد ۲۸۰۰

۶۰ برای خاک نوع III و IV مطابق استاندارد ۲۸۰۰

R : نسبت مقاومت مطابق رابطه (۴-۸) :

$$R = \frac{DCR_{\max}}{1.5} C_m \ge 1 \qquad (۴-۸)$$

که در آن DCR_{max} بزرگترین مقدار DCR در المانها بوده که با فرض $C_1=C_2=C_m=1.0$ بدست آمده است.

C_2: اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه ای را بر تغییرمکان‌ها به دلیل رفتار چرخشی آن‌ها وارد می کند و مقدار آن برابر است با:

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{R-1}{T}\right)^2 \qquad (۴-۹)$$

برای ساختمانها با زمان تناوب اصلی بزرگتر از ۰/۷، $C_2=1$ میباشد.

C_m: ضریب اثر مدهای بالاتر بوده و از جدول ۴-۱ تعیین میگردد.

جدول ۴-۱- مقادیر ضریب C_m*

تعداد طبقات	قاب خمشی	قاب مهاربندی شده با محورهای متقارب و غیر متقارب	سازه با دیوار برشی	سایر سیستم‌های سازه ای
یک یا دو	۱	۱	۱	۱
سه و بیشتر	۰/۹	۰/۹	۰/۸	۱

* برای زمان تناوبهای بالاتر از ۱/۰ ثانیه، میبایست برابر یک فرض گردد.

۴-۳-۱-۳- توزیع نیروی جانبی در ارتفاع

توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان برحسب نیروی برشی پایه، ارتفاع و وزن طبقات عبارت است از:

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j^k} \qquad (۱۰-۴)$$

که در آن F_i نیروی جانبی وارد بر طبقه i، W_i وزن موثر لرزه ای طبقه i، h_i ارتفاع طبقه i از تراز پایه طبق تعریف استاندارد ۲۸۰۰ ایران است و مقدار k برابر است با:

$$k = \begin{cases} 1.0 & T \le 0.5 \\ 0.5T + 0.75 & 0.5 \le T \le 2.5 \\ 2.0 & T \ge 2.5 \end{cases} \qquad (۱۱-۴)$$

۴-۳-۱-۴- توزیع نیروی جانبی در پلان

نیروی جانبی هر طبقه که با استفاده از رابطه (۴-۱۰) برآورد می شود باید برحسب توزیع جرم در آن طبقه توزیع شود.

۴-۳-۱-۵- دیافراگم

دیافراگم طبقات باید برای نیروی اینرسی F_{pi} مطابق رابطه (۴-۱۲) طراحی شوند .

$$F_{pi} = \frac{\sum_{j=}^{n} F_j}{\sum_{j=i}^{n} W_j} w_i \qquad (۱۲-۴)$$

که در آن W_j و F_j مطابق بند ۴-۳-۱-۳ تعریف می شوند و W_i وزن موثر لرزه ای دیافراگم برای طبقه موردنظر می‌باشد. در دیافراگم‌های نرم نیروی اینرسی متناسب با تغییرشکل جانبی دیافراگم توزیع میشود. علاوه بر نیروی اینرسی، دیافراگم‌ها باید برای نیروی اضافی ناشی از تغییر موقعیت یا سختی سیستم باربر جانبی سازه در تراز دیافراگم نیز طراحی شوند. توزیع این نیروها در دیافراگم باید از طریق تحلیل مدل مناسب برای دیافراگم انجام گیرد.

۴-۳-۲- تحلیل دینامیکی خطی

تحلیل دینامیکی خطی می تواند به روش طیفی انجام شود . فرضیات خاص این روش در محدوده رفتار خطی عبارتند از:

۱- رفتار سازه را می توان به صورت ترکیب خطی از حالت‌های مودهای ارتعاشی مختلف سازه که مستقل از یکدیگرند محاسبه نمود.

۲- زمان تناوب ارتعاشات سازه در هر مود در طول زلزله ثابت است.

در این روش، مشابه روش تحلیل استاتیکی خطی، پاسخ سازه در زلزله سطح خطر۱ در ضرایبی مطابق بند (۴-۳-۲-۴) ضرب می شود تا حداکثر تغییرشکل سازه با آنچه که در زلزله پیش بینی می شود مطابقت داشته باشد . به همین علت نیروهای داخلی در سازه‌های شکل پذیر که در هنگام زلزله رفتار غیرخطی خواهند داشت بزرگ تر از نیروهای قابل تحمل در سازه برآورد می شوند. به همین جهت هنگام بررسی معیارهای پذیرش در بند (۴-۴-۱) نتایج حاصل از تحلیل خطی برای سازه‌هایی که هنگام زلزله رفتار غیرخطی دارند، اصلاح می شود. محدودیت‌های استفاده از این روش در بخش (۳-۳) این دستورالعمل آمده است.

۴-۳-۲-۱- ملاحظات خاص تحلیلی

۴-۳-۲-۱-۱- روش تحلیل طیفی

تعداد مودهای ارتعاش در تحلیل طیفی باید چنان انتخاب شود که جمع درصد مشارکت جرم موثر برای هر امتداد تحریک زلزله در مودهای انتخاب شده حداقل ۹۰٪ باشد. طیف طرح مورد استفاده در این روش باید مطابق بخش (۱-۳-۷) انتخاب شود.

نتایج حاصل از هر مود نوسان باید با روش‌های آماری شناخته شده مانند جذر مجموع مربعات (SRSS)، روش ترکیب مربعی کامل (CQC) و یا روش‌های دقیق تر که اندرکنش بین مودها را دقیق تر درنظر می گیرد، انجام شود . ترکیب اثر حداکثر مودها در ساختمان‌های نامنظم در پلا ن و یا در مواردی که زمان‌های تناوب دو یا چند مود سازه به یکدیگر نزدیک باشدباید صرفاً با رو ش روش ترکیب مربعی کامل (CQC) ، انجام شود.

اثر زلزله در امتداد عمود بر امتداد موردنظر در صورت لزوم باید مطابق بند (۴-۲-۵) درنظرگرفته شود.

۴-۳-۲-۲- توزیع نیروی جانبی در ارتفاع و پلان

توزیع نیروی جانبی در ارتفاع و پلان بر حسب میزان شتاب، جرم و توزیع جرم هر طبقه با استفاده از تحلیل دینامیکی به دست می آید.

۴-۳-۲-۳- دیافراگم‌ها

دیافراگم‌ها باید برای نیرویی برابر حاصل جمع نیروی اینرسی و نیروهای ناشی از تغییر موقعیت یا سختی سیستم باربر جانبی طراحی شوند.

چنانچه دیافر اگم‌ها در مدل سازه وارد شده باشند نیروهای ناشی از تغییر موقعیت یا سختی سیستم باربر جانبی مستقیما از تحلیل دینامیکی برآورد می شوند، در غیر این صورت لازم است نیروهای مذکور با استفاده از تحلیل مدل مناسب برای دیافراگم تعیین شوند.

نیروی اینرسی وارد بر دیافراگم حاصل از تحلیل دینامیکی، نباید کمتر از ۸۵٪ نیروی اینرسی براساس روش تحلیل استاتیکی مطابق رابطه (۴-۱۲) منظور شود .

۴-۳-۲-۴- برآورد نیروها و تغییرمکان‌ها

مقادیر نیروها و تغییرمکان‌های حاصل از تحلیل دینامیکی خطی باید در ضرایب C_1 و C_2 مطابق تعریف بند (۴-۳-۱) ضرب شوند.

۴-۳-۳- تحلیل مکانیزم محتمل خرابی

تحلیل مکانیزم محتمل خرابی، روشی ساده جهت برآورد مکانیزم محتمل خرابی احتمالی و ظرفیت تغییر مکان سازه میباشد. مراحل این روش در پیوست (الف) ارائه شده است.

۴-۳-۴- تحلیل استاتیکی غیرخطی

در این روش، بار جانبی ناشی از زلزله،بطور استاتیکی و به تدریج به صورت فزاینده به سازه اعمال می شود تا آنجا که تغییرمکان در یک نقطه خاص (نقطه کنترل) تحت اثر بارجانبی، به مقدار مشخصی (تغییر مکان هدف) برسد و یا سازه فروریزد . تغییرشکل‌ها و نیروهای داخلی حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی باید با معیارهای پذیرش مطابق بند (۴-۴-۳) مورد بررسی قرار گیرد.

۴-۳-۴-۱- ملاحظات خاص مدلسازی و تحلیل

۴-۳-۴-۱-۱- کلیات

انتخاب نقطه کنترل، الگوی بارگذاری، تعیین دوره تناوب اصلی و روش انجام تحلیل باید الزامات این بخش را برآورده نماید.

رابطه بین برش پایه و تغییرمکان نقطه کنترل باید برای هر گام افزایش نیروهای جانبی تا رسیدن به تغییرمکانی حداقل ۱/۵ برابر تغییرمکان هدف ثبت شود.

در مدلسازی، بارهای ثقلی اعضا در ترکیب با بارهای جانبی باید مطابق بند (۴-۲-۶) اعمال گردد . بارهای جانبی باید در هر دو جهت منفی و مثبت به سازه اعمال و اثرات بحرانیترین حالت برای طراحی استفاده گردد. .

در مدل تحلیلی باید پاسخ نیرو-تغییرشکل در طول هر عضو برای تشخیص موقعیت تلاش غیرخطی قابل تعیین باشد.

تحلیل استاتیکی غیرخطی می تواند به دو روش کامل و ساده شده انجام شود:

۱- در روش کامل، اعضای اصلی و غیراصلی در مدل وارد شده و رفتار غیرخطی آن‌ها تا حد امکان نزدیک به واقعیت انتخاب می شود .همچنین اثرات کاهندگی به نحوی وارد محاسبات می شود.

۲- در روش ساده شده، فقط اعضای اصلی مدل می شوند .رفتار غیرخطی اعضای اصلی توسط مدل دو خطی شبیه سازی می شود و از اثرات کاهندگی صرف نظر می شود. هنگام استفاده از این روش، معیار پذیرش مطابق بند (۴-۴-۳) درنظرگرفته می شود. چنانچه تعداد کمی از اعضای اصلی توسط این معیار پذیرفته نشوند، می توان آن‌ها را در دسته اعضای غیراصلی فرض کرده و از مدل خارج نمود.

۴-۳-۴-۱-۲- نقطه کنترل

در تحلیل استاتیکی غیرخطی، مرکز جرم بام به عنوان نقطه کنترل تغییرمکان سازه انتخاب می‌شود (مرکز جرم سقف خرپشته به عنوان نقطه کنترل انتخاب نمی شود).

۴-۳-۴-۱-۳- توزیع بار جانبی

توزیع بار جانبی بر مدل سازه باید تا حدامکان شبیه به آنچه که هنگام زلزله رخ خواهد داد، باشد و حالت‌های بحرانی تغییرشکل و نیروهای داخلی را در اعضا ایجاد نماید. به همین جهت توزیع بار در ارتفاع سازه باید متناسب با شکل مد اول ارتعاشی لحاظ گردد.

۴-۳-۴-۱-۴- مدل رفتارسه خطی نیرو -تغییرمکان سازه

رفتار غیرخطی سازه که ارتباط بین برش پایه و تغییرمکان نقطه کنترل را مطابق شکل (۴-۱) مشخص می نماید به منظور محاسبه سختی جانبی مو ثر (K_e) و برش تسلیم مو ثر (V_y) باید با یک مدل رفتار سه خطی ساده جایگزین شود . برای ساده سازی مدل رفتار غیرخطی، قسمت اول منحنی از مبدا مختصات و با شیب برابر با سختی موثر جانبی، K_e ، ترسیم میگردد. سختی موثر جانبی، K_e، برابر با سختی سکانتی در برش پایه معادل ۶۰ درصد برش پایه تسلیم سازه تعریف میگردد (شکل ۴-۷). قسمت دوم منحنی ایده‌آل شده نشان دهنده سخت شوندگی سازه پس از تسلیم بوده و از اتصال نقطه متناظر با تغییر مکان هدف یا تغییر مکان متناظر با حداکثر برش پایه (V_δ,Δ_δ) ، به نقطه‌ای بر روی خط اول به گونه ای تعیین میشود که مساحت زیر منحنی ایده آل شده با مساحت زیر منحنی ظرفیت سازه برابر گردد. قسمت سوم منحنی ایده آل شده که دارای شیب منفی $(\alpha_2 K_\varepsilon)$ می‌باشد از اتصال نقطه متناظر با تغییر مکان هدف یا تغییر مکان

متناظر با حداکثر برش پایه (V_δ,Δ_δ)، به نقطه ای متناظر با برش پایه برابر با ۶۰ درصد برش پایه تسلیم سازه ترسیم می‌گردد.

۴-۳-۴-۱-۵- محاسبه زمان تناوب اصلی موثر

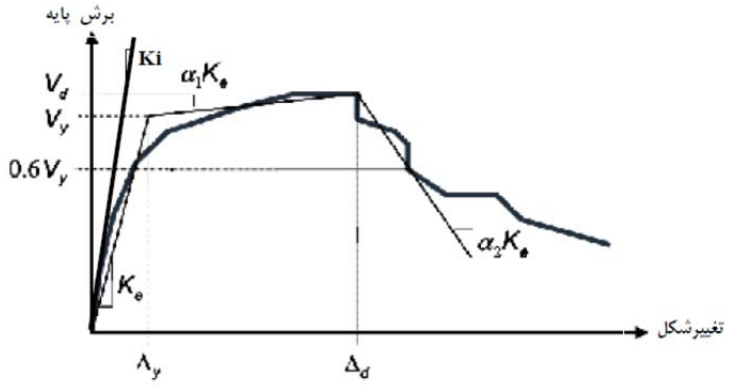
زمان تناوب اصلی موثر T_e در امتداد مورد بررسی براساس مدل رفتار دو خطی برابر است با :

$$T_e = T_i\sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \qquad (۱۳-۴)$$

که در آن T_i زمان تناوب اصلی ساختمان با فرض رفتار خطی است و k_i سختی جانبی ارتجاعی مطابق شکل(۴-۱) می‌باشد.

۴-۳-۴-۲- برآورد نیروها و تغییرشکل‌ها

تغییرمکان هدف برحسب نوع دیافراگم مطابق بند (۴-۳-۴-۲-۱) تا (۴-۳-۴-۲-۳) تعیین می‌شود .در سازه‌هایی که دارای دیافراگم صلب یا نیمه صلب هستند تغییرمکان هدف باید به دلیل پیچش مطابق بند(۴-۲-۳) اصلاح شود. دیافراگم طبقات باید برای نیرویی برابر یکی از دو مقدار بندهای (۴-۳-۱-۵) و (۴-۳-۲-۳) طراحی شود. اثر زلزله در امتداد عمود بر امتداد موردنظر در صورت لزوم باید مطابق بند (۴-۲-۵) در نظر گرفته شود.



شکل ۴-۱- منحنی ساده شده نیرو – تغییر مکان

۴-۳-۴-۲-۱- ساختمان با دیافراگم صلب

تغییرمکان هدف برای سازه با دیافراگم‌های صلب باید با درنظرگرفتن رفتار غیرخطی سازه برآورد شو د .به عنوان یک روش تقریبی می توان مقدار تغییرمکان هدف را از رابطه (۴-۱۴) محاسبه نمود.

$$\delta_t = C_0C_1C_2S_\alpha\frac{T_e^2}{4\pi^2}g \qquad (۱۴-۴)$$

که در آن T_e زمان تناوب اصلی موثر ساختمان مطابق رابطه (۴-۱۳) برای امتداد مورد نظر است. C_0 ضریب اصلاح برای ارتباط تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییرمکان بام سیستم چند درجه آزادی است که برابر یکی از مقادیر زیر انتخاب می شود:

- ضریب مشارکت مود اول
- ضریب مشارکت جرمی محاسبه شده با استفاده از بردار شکل متناظر با تغییرشکل سازه در مقدار بردار در نقطه کنترل در تغییرمکان هدف
- مقادیر تقریبی مطابق جدول (۴-۲)

جدول ۴-۲- مقدار ضریب C_0[1]

تعداد طبقات ساختمان	ساختمان‌های برشی [2]	سایر ساختمان‌ها
۱	۱/۰	۱/۰
۲	۱/۲	۱/۲
۳	۱/۲	۱/۳
۵	۱/۳	۱/۴
۱۰	۱/۳	۱/۵

۱. برای مقادیر مابین حدود داده شده در جدول باید از درونیابی خطی استفاده کرد.

۲. منظور از ساختمان برشی، ساختمانی است که در تمام طبقات، تغییر مکان جانبی نسبی کوچکتر از طبقه زیرین باشد.

ضریب C_1 ضریب اصلاح جهت ارتباط دادن ماکزیمم تغییر مکانهای غیر خطی مورد انتظار با تغییر مکانهای بدست آمده از تحلیلهای خطی بوده و از رابطه (۴-۱۵) محاسبه می شود.

$$\begin{cases} T \le 0.2 \rightarrow C_1 = 1 + \dfrac{R-1}{0.04\alpha} \\ 0.2 \le T \le 1 \rightarrow C_1 = 1 + \dfrac{R-1}{\alpha T_e^2} \\ 1 \le T \rightarrow C_1 = 1 \end{cases} \qquad (۱۵-۴)$$

در این رابطه:

α: ضریب نوع خاک بوده مطابق رابطه (۴-۷)

T_e: زمان تناوب موثر سازه در راستای مورد نظر بوده و از رابطه (۴-۱۳) تعیین می‌گردد.

R: نسبت مقاومت مطابق رابطه (۴-۱۶) میباشد. در صورتی که R بزرگتر از R_{max} مطابق رابطه (۴-۱۷) باشد، استفاده از روش آنالیز استاتیکی غیرخطی مجاز نمی باشد.

$$R = \frac{S_a}{Vy/W} C_m \qquad (۱۶-۴)$$

که در آن:

S_a: شتاب طیفی در زمان تناوب موثر اصلی و میرایی سازه در راستای مورد نظر؛

V_y: مقاومت جاری شدن بر اساس نمودار نیرو-تغییر مکان ایده‌آل شده بدست آمده از آنالیز استاتیکی غیر خطی؛

W: وزن لرزه ای موثر سازه؛

C_m: ضریب جرم موثر در مد اول است که میتواند با استفاده از جدول (۴-۱) و یا از تحلیل دینامیکی بدست آید.

C_2: اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه ای را بر تغییرمکان‌ها به دلیل رفتار چرخشی آن‌ها وارد می کند و مقدار آن برابر است با:

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{R-1}{T_e}\right)^2 \qquad (۴-۱۷)$$

برای ساختمان‌ها با زمان تناوب اصلی بزرگتر از ۰/۷، C_2=1 می باشد.

برای ساختمان‌هایی با رفتار نرم‌شدگی (سختی پس جاری‌شدن منفی) بیشینه ضریب مقاومت،R_{max}، می‌بایست با استفاده از رابطه (۴-۱۸) محاسبه گردد.

$$R_{max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4} \qquad (۴-۱۸)$$

که در آن :

Δ_d: کمترین مقدار مابین تغییر مکان هدف، δ_t و تغییر مکان در بیشینه برش پایه مطابق شکل (۴-۱)؛

Δ_y : تغییر مکان جاری شدن مطابق شکل (۴-۱)؛

$$h = 1 + 0.15 \ln T_e \qquad (۴-۱۹)$$

α_e: شیب پس جاری شدگی موثر مطابق رابطه (۴-۲۰):

$$\alpha_e = \alpha_{p-\Delta} + \lambda(\alpha_2 - \alpha_{p-\Delta}) \qquad (۴-۲۰)$$

که در آن:

α_2: ضریب شیب نرم شدگی مطابق شکل (۴-۱)؛

$\alpha_{P-\Delta}$: ضریب شیب منفی بواسطه اعمال اثر P-Δ بوده که برای بدست آوردن آن لازم است یک بار سازه با در نظر گرفتن اثرات P-Δ تحلیل گردد و سپس مدل رفتار سه خطی ایده‌آل سازه مطابق بند ۴-۳-۴-۱-۴ ترسیم گردد. شیب α_2 در نمودار رفتاری ایده‌آل شده برابر $\alpha_{P-\Delta}$ میباشد.

λ: ضریب اثر حوزه نزدیک بوده که برای مناطق با لرزه خیزی بسیار زیاد و زیاد برابر ۰/۸ و برای مناطق با لرزه خیزی متوسط و کم برابر ۰/۲ میباشد.

۴-۳-۴-۲-۲- ساختمان با دیافراگم نیمه صلب

برای سازه‌هایی که دارای دیافراگم نیمه صلب هستند، تغییرمکان هدف باید با درنظرگرفتن سختی دیافراگم محاسبه شود. برای این منظور باید تغییرمکان نقاط مختلف بام با استفاده از تحلیل دینامیکی مدل سه بعدی سازه که در آن سختی دیافراگم نیز منظورشده تعیین شود. سپس تغییرمکان هدف مطابق بند (۴-۳-۴-۲-۱) برای سازه با دیافراگم صلب محاسبه شده و در نسبت حداکثر تغییرمکان هر نقطه ای از بام به تغییرمکان مرکز جرم بام ضرب شود . تغییرمکان هدف که به این ترتیب محاسبه می شود باید برای تمام قاب‌های سازه درنظرگرفته شده و به هر حال نباید از مقدار به دست آمده از رابطه (۴-۱۴) کوچکتر باشد.

۴-۳-۴-۲-۳- ساختمان با دیافراگم نرم

برای سازههایی که دارای دیافراگم نرم میباشند، مقدار تغییرمکان هدف را میتوان برای هر یک از قابها به طور جداگانه برآورد نمود، در این حالت جرم مربوط به هر قاب باید بر اساس سطح بارگیر آن تعیین گردد .تغییرمکان هدف برای هر یک از قابها را باید مشابه تغییرمکان هدف ساختمان‌های با دیافراگم صلب محاسبه نمود.

۴-۴- معیارهای پذیرش

معیارهای مختلف پذیرش اعضای سازه برحسب روش تحلیل سازه و نوع رفتار هر عضو آن به صورت زیر دسته بندی میشود.

معیارهای پذیرش شالوده‌ها در فصل ۵ ارایه شده است.

۴-۴-۱- روش‌های خطی

۴-۴-۱-۱- برآورد نیروها و تغییرشکل‌های طراحی

۴-۴-۱-۱-۱- کنترل شونده توسط تغییرشکل

تلاش‌های طراحی در اعضایی که رفتار آن‌ها کنترل شونده توسط تغییرشکل است،(Q_{UD}) تحت ترکیب آثار زیر محاسبه می‌شوند:

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \qquad (۴-۲۱)$$

که درآن Q_G تلاش‌های ناشی از بارهای ثقلی تعریف شده در بند (۴-۲-۶)، Q_E تلاش‌های ناشی از نیروی زلزله که براساس بندهای (۴-۳-۱) یا (۴-۳-۲) محاسبه می شوند و Q_{UD} ترکیب تلاش‌های ناشی از بارهای ثقلی و زلزله می‌باشد.

۴-۴-۱-۱-۲- کنترل شونده توسط نیرو

تلاش‌های طراحی در اعضایی که رفتار آنها کنترل شونده توسط نیرو است، Q_{UF} باید به یکی از سه روش زیر تعیین شود:

۱- حداکثر تلاشی که توسط اجزای سازه با توجه به ظرفیت موردانتظار آنها میتواند در یک تحلیل حدی به عضو وارد شود.

۲- حداکثر تلاشی که با درنظرگرفتن رفتار غیرخطی سازه می تواند در عضو ایجاد شود.

۳- تلاش‌های حاصل از ترکیب تلاش‌های Q_E و Q_G مطابق رابطه (۴-۲۲):

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 J} \qquad (۴-۲۲)$$

در رابطه(۴-۲۲) J ضریب کاهش بار است و برابر کوچک ترین مقدار DCR اعضایی که بار را به عضو موردنظر منتقل می‌کنند اختیار می‌شود. به عنوان یک روش دیگر می توان مقدار J را برابر ۲/۰ در مناطق زلزله خیز با خطر نسبی بسیار زیاد و زیاد، ۱/۵ در مناطق با خطر نسبی متوسط و ۱/۰ در مناطق با خطر نسبی کم اختیار نمود . در صور تی که اعضایی که بار را به عضو موردنظر منتقل می‌کنند ار تجاعی خطی باقی بمانند J برابر ۱/۰ می‌باشد.

۴-۴-۱-۲- معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی

۴-۴-۱-۲-۱- کنترل شونده توسط تغییرشکل

تلاش‌ها در اعضای اصلی و غیراصلی که کنترل شونده توسط تغییرشکل هستند باید رابطه (۴-۲۳) را ارضا نمایند:

$$mkQ_{CE} \geq Q_{UD} \qquad (۴-۲۳)$$

در این رابطه m، ضریب اصلاح برمبنای رفتار غیرخطی عضو می باشد که به تفصیل در فصل‌های ۵ و ۶ تشریح شده است و κ ضریب آگاهی از جزییات و مشخصات سازه براساس بند (۳-۲-۸-۱) این دستورالعمل و Q_{CE} ظرفیت مورد انتظار عضو با درنظرگرفتن کلیه تلاش‌هایی که همزمان برعضو وارد می‌شوند. جزییات محاسبه آن در فصل ۶ آمده است.

۴-۴-۱-۲-۲- کنترل شونده توسط نیرو

تلاش‌ها در اعضای اصلی و غیراصلی که کنترل شونده توسط نیرو هستند باید رابطه (۴-۲۴) را ارضا نمایند:

$$kQ_{CL} \geq Q_{UF} \qquad (۴-۲۴)$$

که در آن Q_{CL} کرانه پایین مقاومت عضو با درنظرگرفتن کلیه تلاش‌هایی که همزمان به هر عضو وارد می شوند. .جزییات محاسبه آن در فصل ۶ ارایه شده است.

۴-۴-۲- روش تحلیل مکانیزم محتمل خرابی

روند ارزیابی در این روش، مبتنی بر تعیین مقاومت و شکل پذیری محتمل عناصر باربر جانبی تحت مکانیزم محتمل خرابی می باشد. مراحل این روش به شرح ذیل است:

گام اول: تعیین مکانیزم محتمل خرابی محتمل و ظرفیت شکل پذیری،μ_{sc} و برش پایه متناسب با آن، V_{Pro}.

گام دوم: تعیین زمان تناوب مد اول ارتعاشی ساختمان،T_1، و وزن لرزه ای آن،W_1.

گام سوم: تعیین ضریب مقیاس طیف غیر خطی با استفاده از رابطه زیر:

$$R_\mu = \frac{A \cdot B(T_1) \cdot I \cdot W_1}{V_{Pro}} \qquad (۴-۵)$$

گام چهارم: تعیین ضریب شکل‌پذیری تقاضای سازه با استفاده از رابطه زیر:

$$\mu = \begin{cases} R_\mu & T_1 \geq 0.7s \\ \dfrac{(R_\mu - 1) \times 0.7}{T_1} + 1 & T_1 < 0.7s \end{cases} \qquad (۴-۶)$$

(گروه خاک‌های I,II,II)

$$\mu = \begin{cases} R_\mu & T_1 \geq 1\ s \text{ or } R_\mu \leq 1.5 \\ \dfrac{(R_\mu - 1.5)}{T_1} + 1.5 & T_1 < 1\ s \text{ or } R_\mu > 1.5 \end{cases} \qquad (۴-۷)$$

(گروه خاک IV)

گام پنجم: مقایسه ضریب شکل پذیری تقاضای سازه با ظرفیت شکل پذیری بدست آمده از گام اول: در صورتیکه ظرفیت شکل پذیری سازه ،μ_{sc} از مقدار تقاضای شکل پذیری مطابق رابطه (۴-۲۶) یا (۴-۲۷) بیشتر باشد سازه نیاز به بهسازی ندارد. در غیر اینصورت بهسازی سازی بر اساس ضوابط این دستورالعمل الزامی است.

۴-۴-۳- روش تحلیل استاتیکی غیرخطی

۴-۴-۳-۱- برآورد نیروها وتغییرشکل‌های طراحی

در روش‌های غیرخطی نیروها و تغییرمکان‌های حداکثر در هر عضو با درنظرگرفتن رفتار غیرخطی سازه و با توجه به بند (۴-۳-۴) محاسبه می شوند.

۴-۴-۳-۲- معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی

۴-۴-۳-۲-۱- کنترل شونده توسط تغییرشکل

در اعضای اصلی و غیراصلی که کنترل شونده توسط تغییرشکل هستند نباید تغییرشکل‌های حاصل از تحلیل غیرخطی بیش از ظرفیت آن‌ها باشد . برای این منظور ظرفیت تغییرشکل اعضا باید با در نظرگرفتن کلیه تلاش‌هایی که هم زمان بر عضو وارد می شود، براساس فصل ۶ برآورد شود. در این حالت برش پایه نظیر تغییرمکان هدف δ_τ نباید کم تر از ۸۰٪

برش تسلیم موثر سازه (V_y) مطابق تعریف بند (۴-۳-۴-۱-۴) باشد .تلاش‌های اعضای اصلی و غیراصلی برحسب سطح عملکرد موردنظر برای ساختمان، باید توسط معیار پذیرش اعضای غیراصلی کنترل شوند . به عبارت دیگر معیار پذیرش برای اعضای اصلی و غیراصلی یکسان است . اما در صور تیکه از روش ساده شده تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده شده باشد به دلیل ساده سازی در تحلیل، معیار پذیرش برای اعضای اصلی سازه محدودتر می باشد به همین جهت تلاش‌های این اعضا برحسب سطح عملکرد موردنظر برای ساختمان، باید توسط معیار پذیرش اعضای اصلی کنترل شوند و بر اعضای غیراصلی برحسب سطح عملکرد موردنظر برای ساختمان،تلاش‌ها باید توسط معیار پذیرش اعضای غیراصلی کنترل شوند . در روابط کنترلی این اعضا بایستی ضریب آگاهی بر طبق جدول (۳-۱) به تغییر شکل‌های حاصل اعمال شوند.

۴-۴-۳-۲-۲- تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو

در اعضای اصلی و غیراصلی کنترل شونده توسط نیرو باید نیروهای طراحی کوچک تر ا ز کرانه پایین مقاومت اعضا با درنظرگرفتن کلیه تلاش‌هایی که هم زمان بر عضو وارد می شوند باشد. در روابط کنترلی این اعضا بایستی ضریب آگاهی بر طبق جدول (۳-۱) به تغییر شکل‌های حاصل اعمال شوند.

فصل پنجم

بهسازی در تراز پی ساختمان

۵-۱- محدوده‌ی کاربرد

در این بخش، مسایل مرتبط با رفتار خاک و سازه‌ی پی‌ها و کلیات بهسازی پی‌سازه‌ها با توجه به نوع پی، شرایط ژئوتکنیکی و مخاطرات ساختگاهی بررسی و ارایه می‌شوند. جزییات مربوط به بهسازی اجزای سازه‌ای پی‌ها در فصل مطرح خواهند شد.

بخش (۵-۲) رهنمودهای لازم برای تعیین خصوصیات خاک در ساختگاه و شناسایی مخاطرات ساختگاهی ناشی از ناپایداری نظیر گسلش، روانگرایی، فرونشست، زمین لغزش و سنگ‌ریزش را بیان می‌دارد.

ظرفیت باربری خاک و سختی آن، نحوه‌ی محاسبه‌ی منحنی نیرو – تغییر شکل پی و همچنین پارامترهای مورد نیاز برای تحلیل اندرکنش خاک و سازه‌ی مورد نظر در بخش (۵-۴)، دیوارهای حایل در بخش (۵-۵) و در نهایت، بهسازی پی در بخش (۵-۶) مورد اشاره قرار گرفته است.

۵-۲- ویژگی‌های ساختگاهی

تعیین ویژگی‌های ساختگاهی شامل جمع‌آوری اطلاعات مربوط به پی به نحوی که در بند (۵-۲-۱) تشریح شده و گردآوری اطلاعات مربوط به مخاطرات ساختگاهی طبق بند (۵-۲-۲) می‌باشد.

۵-۲-۱- اطلاعات پی

اطلاعات پی ساختمان شامل شرایط هندسی، سازه‌ای، ژئوتکنیکی و بارگذاری پی بوده و براساس موارد مذکور در بندهای (۵-۲-۱-۱) تا (۵-۲-۱-۴) به دست می‌آید.

۵-۲-۱-۱- شرایط پی

ابعاد، شکل، محل، عمق، نحوه‌ی قرارگیری سازه‌ی پی و نیز هندسه‌ی زمین و نیز مشخصات سازه‌های مجاور از نظر سطح قرارگیری پی، نوع پی و تعداد طبقات آن‌ها جزء شرایط هندسی پی است که بایستی مورد مطالعه قرار گیرد.

۵-۲-۱-۲- شرایط سازه‌ای پی

شرایط سازه‌ای پی شامل نوع سازه‌ی پی (سطحی و عمیق) و نوع مصالح، جزییات طراحی و مشخصات اجرایی سازه‌ی پی است.

۵-۲-۱-۳- شرایط ژئوتکنیکی

جمع آوری اطلاعات ذیل در ارتباط با خاک پی براساس عملکرد انتخابی و سطح اطلاعات انتخاب شده ضرورت دارد.

۵-۲-۱-۳-۱- کلیات

برای ارزیابی رفتار پی (در مقابل گسیختگی و تغییر مکان)، حداقل به اطلاعات زیر نیاز می‌باشد:

- ظرفیت باربری نهایی و مجاز خاک بر حسب نوع پی (سطحی یا عمیق)؛
- ضرایب تغییر شکل براساس جنس و رفتار خاک‌ها در تغییرشکل الاستیک و نیز تغییرشکل‌های تحکیمی و تابع زمان؛
- مطالعات مربوط به فشار جانبی خاک بر روی دیوارهای نگهبان.

این اطلاعات با توجه به مدارک و گزارش‌های موجود قبلی، بازدیدهای محلی و در صورت وجود، نتایج عملیات حفاری، و احیاناً با نمونه‌گیری و انجام آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی با گستره‌ای بسته به سطح اطلاعات مورد نظر به دست می‌آیند.

۵-۲-۱-۳-۲- سطح اطلاعات حداقل

مشخصات ذکر شده برای خاک در دفترچه محاسبات و نقشه‌های اجرایی پی در صورت وجود را می‌توان به عنوان مشخصات کرانه پایین در سطح اطلاعات حداقل در نظر گرفت.

۵-۲-۱-۳-۳- سطح اطلاعات متعارف

در سطح اطلاعات متعارف مشخصات لایه‌های خاک در هر حال باید با انجام نمونه‌گیری و انجام آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی به دست آیند. حداقل تعداد گمانه‌ها و آزمایش‌های مورد نیاز در یک برنامه‌ی جمع‌آوری اطلاعات در سطح متعارف براساس ضوابط زیر است:

- در صورت وجود مدارک فنی معتبر که حاوی نتایج بررسی ساختگاهی در حد متعارف باشد نیاز به انجام آزمایش اضافی نیست و می‌توان از مقادیر داده شده در گزارش ژئوتکنیک استفاده نمود؛
- اگر مدارک فنی موجود نباشد و یا نقص، کاستی و عدم سازگاری در گزارش موجود مشاهده شود، حفاری حداقل یک گمانه تا عمق نفوذ تنش بارگذاری لازم بوده و انجام آزمایش‌های متداول ژئوتکنیکی در این گمانه برحسب نوع خاک موجود لازم می‌باشد.

۵-۲-۱-۴- شرایط بارگذاری پی

گردآوری اطلاعات مربوط به بارگذاری مورد استفاده در طراحی قبلی پی شامل مقدار، محل اثر (خروج از مرکزیت)، راستا و تمایل بارهای وارده شده ضروری است.

۵-۲-۲- مخاطرات ساختگاهی ناشی از ناپایداری

در این بند، مخاطرات ساختگاهی شامل گسلش، روانگرایی، فروشست، زمین لغزش و سنگ ریزش در بندهای (۵-۲-۲-۱) تا (۵-۲-۲-۴) بررسی شده است. انجام مطالعات گفته شده در این بند برای مخاطرات ساختگاهی مستقل از سطح اطلاعات مورد نظر لازم است.

اگر حرکات زمین منجر به عملکرد غیر قابل قبول برای ساختمان در سطح عملکرد انتخابی شود، باید روش‌های کاهش خطرات که در بخش (۵-۳) به آن پرداخته شده، اتخاذ شود.

۵-۲-۲-۱- گسلش

در صورت وجود گسل در ساختگاه مورد مطالعه، گردآوری اطلاعات ذیل جهت تصمیم‌گیری در مورد امکان یا عدم امکان بهسازی در هدف مورد نظر ضروری است:

۱- درجه‌ی فعالیت گسل؛

۲- نوع گسل (امتداد لغز، معکوس یا تراست فشاری)؛

۳- جهت حرکت گسل؛

۴- اندازه‌ی جابجایی‌های قایم و افقی برمبنای سطح خطر مبتا برای زلزله؛

۵- طول و عرض منطقه‌ی خردشده‌ی گسلی

۵-۲-۲-۲- روانگرایی

در هنگام وقوع زمین لرزه در زمین‌های حاوی خاک‌های ماسه‌ای کم‌تراکم و اشباع، فشار آب حفره‌ای می‌تواند به حدی افزایش یابد که خاک مقاومت برشی خود را از دست بدهد این پدیده به روانگرایی مرسوم است.

تعیین دقیق وضعیت لایه‌های زیرسطح خاک و آب زیرزمینی جهت برآورد پتانسیل روانگرایی خاک در زیر ساختمان لازم است. اطلاعات کلیدی در این بررسی عبارتند از: مشخصات ژئوتکنیکی، تراز سطح آب زیرزمینی و تغییرات آن، نوع و میزان تراکم خاک.

در بررسی پتانسیل خطر روانگرایی در یک ساختمان، ابتدا باید معلوم شود که آیا اساساً وقوع این پدیده در آن ساختمان متحمل است یا خیر. به طور کلی احتمال وقوع روانگرایی در آبرفت‌های جوان بیش از آبرفت‌های قدیمی است. بدین لحاظ با بررسی شرایط زمین‌شناسی خاک و نوع رسوبات می‌توان به طور کیفی پتانسیل خطر را تعیین نمود. در جدول (۵-۱) راهنمایی کلی در این زمینه ارایه شده است.

جدول ۵-۱- احتمال وقوع روانگرایی در واحدهای مختلف زمین ریخت‌شناسی

درجه	واحدهای زمین ریخت‌شناسی	پتانسیل روانگرایی
A	بسترهای فعلی و قدیمی رودخانه‌ای- باتلاق- زمین‌های پست بین تپه‌های ماسه‌ای و کنار بندهای طبیعی- محل‌های احیا شده- دشت‌های سیلابی	احتمال وقوع روانگرایی زیاد می‌شود.
B	مخروط افکنه- کناره‌ی بند طبیعی- تپه‌های ماسه‌ای- دشت سیلابی- سایر جلگه‌ها	روانگرایی ممکن است.
C	تراس- تپه- کوه	روانگرایی غیر محتمل است

معیارهای زیر می‌تواند برای ارزیابی به کار رود:

۱- اگر سطح آب زیرزمینی در عمق بیش از ۱۰ متر زیر تراز شالوده واقع باشد پتانسیل خطر بسیار کم است و از مخاطرات روانگرایی صرف‌نظر می‌شود. باید توجه داشت که در این بررسی، تغییرات فصلی سطوح آب نیز باید مدنظر قرار گیرد؛

۲- اگر جنس لایه‌های خاک از نوع رس لای‌دار باشد پتانسیل خطر کم است، مگر این که رس موجود از نوع به شدت حساس باشد؛

۳- لایه‌های خاک غیرچسبنده (از نوع ماسه‌و لای) با تعداد ضربات نفوذ استاندارد اصلاح شده‌ی $(N_1)_{60}$ مساوی یا بیش تر از ۳۰ در اعماق زیر سطح آب زیرزمینی و لایه‌های خاک آب با بیش از ۲۰٪ رس فاقد خطر روانگرایی هستند.

منظور از $(N_1)_{60}$، تعداد ضربات نفوذ استاندارد اصلاح شده برای ۶۰٪ انتقال انرژی و فشار روباره‌ی ۱۰۰KPa است. نتایج آزمایش S.P.T در هر پروژه می‌بایست با توجه به نحوه‌ی انجام آزمایش و استفاده از مراجع معتبر ژئوتکنیک در این زمینه نظیر آیین‌نامه‌ی ASTM با اعمال ضریبی مناسب به $(N_1)_{60}$ تبدیل شود.

اگر معیارهای فوق، منتفی بودن احتمال وقوع پدیده‌ی روانگرایی را نشان ندهند، انجام مطالعات ارزیابی پتانسیل روانگرایی در ساختگاه الزامی است.

۵-۲-۲-۳- فرونشست

ممکن است زلزله موجب نشست در نواحی محدود یا وسیعی از سطح زمین شود. این نشست می‌تواند در اثر روانگرایی در خاک‌های دانه‌ای سست اشباع و یا تراکم در خاک‌های دانه‌ای سست و غیر اشباع باشد. علاوه بر آن ممکن است زلزله موجب فروریزش فضاهای باز زیرزمینی از قبیل معادن، تونل‌ها، قنوات، غارها و حفرات کارستی شود و در نتیجه نشست قابل توجهی در محدوده‌ی بزرگی به وجود آید. به چنین مواردی فرونشست گفته می‌شود.

تغییر مکان قابل قبول ناشی از فرونشست، با سطح عملکرد سازه و نیز قابلیت و توانایی سازه جهت پذیرش تغییر مکان های یکسان یا نامساوی پی تعیین می‌شود.

۵-۲-۲-۴- زمین لغزش و سنگ ریزش

زمین لغزش و حرکت توده‌ای خاک یا سنگ بر روی شیب‌ها به سمت پایین دست و نیز سنگ ریزش به فرو افتادن قطعات کوچک تا بسیار بزرگ سنگ اطلاق می‌شود. بروز زمین لغزش می‌تواند باعث ناپایداری کلی یا تخریب ساختمان یا حرکت کلی یکسان یا متفاوت پی ساختمان شود. ارزیابی پتانسیل این مخاطرات نیازمند آگاهی کامل از شرایط ژئوتکنیکی لایه‌ها و سازندهای مختلف زمین است. در صورت حصول موارد ذیل، نیاز به بررسی پایداری شیب محل پروژه از نظر زمین لغزش و سنگ‌ریزش نمی‌باشد.

۱- زمین با شیب کم‌تر از ۱ قائم به ۴ افقی (مگر آن که زمین مستعد روانگرایی باشد ویا خاک منطقه حساس باشد)؛

۲- عدم وجود مورفولوژی لغزشی و عدم وجود سابقه‌ی ناپایداری شیب‌ها در منطقه؛

۳- عدم وجود سازندهای با پتانسیل لغزش و سنگ ریزش.

اگر در نتیجه‌ی بررسی‌ها تشخیص داده شود که خاک منطقه مستعد روانگرایی نبوده و به صورت دیگری نیز مقاومت برشی خود را از دست نمی‌دهد، استفاده از روش شبه استاتیکی جهت ارزیابی پایداری شیب محل مجاز است. در غیر این صورت جهت ارزیابی پایداری شیب باید از تحلیل دینامیکی با در نظر گرفتن مدل رفتاری مناسب جهت لحاظ نمودن رفتار غیر خطی خاک و تغییرات فشار آب حفره‌ای استفاده شود.

در آنالیز شبه استاتیکی باید از ضریب زلزله‌ای حداقل برابر با نصف شتاب مبنای طرح (در صورت استفاده از استاندارد ۲۸۰۰ ایران) و یا نصف حداکثر شتاب زمین (در صورت استفاده از مطالعات ساختگاهی) برای سطح خطر مورد نظر در زمین ساختگاه مورد مطالعه استفاده کرد. اگر ضریب ایمنی حاصل از تحلیل شبه استاتیکی بزرگ‌تر یا مساوی یک باشد، می‌توان چنین قضاوت نمود که شیب مورد مطالعه پایدار بوده و نیازی به آنالیز پایداری دقیق‌تر ندارد. البته در صورت عدم وجود اطلاعات کافی درباره مشخصات ژئوتکنیکی زمین یا کاربرد ضریب شتاب و یا ضریب اهمیت سازه، ممکن است با نظر کارشناس مربوط یک ضریب بزرگ‌تر از یک به عنوان معیار پایداری مورد استفاده قرار گیرد.

اگر ضریب ایمنی در مطالعه‌ی فوق کم‌تر از یک به دست آید، باید تغییر مکان‌های زمین با استفاده از یک روش تحلیل مناسب محاسبه شود. نتایج این تحلیل می‌تواند توسط مهندس سازه در ارزیابی عملکرد سازه مورد استفاده قرار گیرد.

۵-۳- کاهش مخاطرات ساختگاهی

در صورت وجود هر یک از مخاطرات ناشی از ناپایداری باید تمهیدات ویژه در مورد کاهش و رفع آن از طریق بهسازی لرزه‌ای خاک نظیر تزریق، زهکشی، تراکم به روش‌های مختلف، تسلیح خاک و دیگر روش‌های بهسازی مناسب خاک براساس دستورالعمل‌های معتبرصورت گیرد.

۵-۴- مقاومت و سختی پی

هرگاه لازم باشد اندرکنش سازه و خاک در مطالعات بهسازی ساختمان موجود با مدل‌سازی پی ساختمان در نظر گرفته شود، تعیین مقاومت و سختی پی لازم خواهد بود. مقاومت و سختی پی بایستی طبق ضوابط داده شده در این بخش تعیین شود. باید توجه داشت که وجود مخاطرات ساختگاهی در بند (۵-۲-۲) مسأله‌ای است که باید قبل از پرداختن به مقاومت و سختی پی بررسی شده و ساختگاه ایمن شده باشد.

۵-۴-۱- ظرفیت باربری مورد انتظار خاک پی‌ها

ظرفیت باربری مورد انتظار خاک پی را می‌توان توسط یکی از دو روش تجویزی یا ساختگاهی آن گونه که در بندهای (۵-۴-۱-۱) و (۵-۴-۱-۲) توصیف شده محاسبه کرد. محاسبات ظرفیت باربری بر مبنای اطلاعات گردآوری شده طبق بند (۵-۲-۱) انجام می‌گیرد.

۵-۴-۱-۱- ظرفیت باربری مورد انتظار تجویزی

الف- در صورتی که مدارک فنی ساختمان یا گزارش مطالعات ژئوتکنیک انجام شده برای محل مورد نظر در دسترس بوده و حاوی اطلاعاتی در مورد پارامترهای طراحی پی‌ها باشند، محاسبه‌ی ظرفیت باربری مورد انتظار تجویزی توسط روابط زیر مجاز است.

۱- پی سطحی: ظرفیت باربری تجویزی پی سطحی، $q_{.}$، می‌تواند از رابطه (۵-۱) محاسبه شود:

$$q_c = 3q_a \qquad (۱-۵)$$

که در آن:

q_a: ظرفیت باربری مجاز ذکر شده در مدارک فنی موجود برای پی‌های سطحی تحت بار ثقلی.

۲- پی عمیق: ظرفیت باربری تجویزی پی عمیق، Q_c، برای هر شمع یا پایه می‌تواند از رابطه (۵-۲) محاسبه شود:

$$Q_c = 3Q_{allow} \qquad (۲-۵)$$

که در آن:

Q_{allow}: بار مجاز در طراحی پی عمیق برای بارهای ذکر شده در مدارک فنی.

ب- در صورتی که مدارک فنی ساختمان با گزارش مطالعات ژئوتکنیک انجام شده برای محل مورد نظر در دسترس نباشد و ساختمان جزء رده ۱ مبحث ۷ مقررات ملی ساختمان باشد، میتوان ظرفیت باربری مورد انتظار تجویزی مورد انتظار پی سطحی ساختمان مورد نظر از رابطه (۵-۳) محاسبه نمود.

$$q_c = 1.5Q_D / A \qquad (۳-۵)$$

که در آن:

Q_D: بارمرده ساختمان،

A: سطح اتکای پی (در صورت منفرد بودن پی، برابر مجموع مساحت پی‌ها)

۵-۴-۱-۲- ظرفیت باربری ساختگاهی

در مورد ساختمان‌هایی که در آن‌ها روش‌های ذکر شده در بند (۵-۴-۱-۱) قابل استفاده نباشد، باید مطالعات ژئوتکنیکی زیر سطحی انجام پذیرد تا ظرفیت باربری نهایی پی براساس مشخصات دقیق ساختگاه ساختمان محاسبه شود. در هر صورت، استفاده از ظرفیت باربری ساختگاهی نسبت به ظرفیت باربری تجویزی ارجح است.

۵-۴-۲- منحنی نیرو – تغییر شکل پی

اگر در مدل محاسباتی ساختمان، اثرات انعطاف پذیری پی ساختمان منظور شود، باید مشخصات نیرو – تغییرمکان پی تعیین گردد. به طور کلی، می‌توان در ابتدای مدل‌سازی و تحلیل از وجود پی‌ها در مدل صرف‌نظر نمود و سیستم‌های قایم باربر جانبی را با تکیه بر بستر صلبی فرض کرد.

سیستم با تکیه بر بستر صلب باید تحت نیروهای جانبی زلزله به یکی از روش‌های ذکر شده در فصل ۴ مورد تحلیل قرار گرفته و نیروها و تغییر شکل‌های داخلی آن به دست آید. نیروها و تغییرشکل‌های اعضای سازه با ظرفیت آن‌ها طبق ضوابط فصل۶ نیروهای عکس‌العمل تکیه‌گاهی با ظرفیت باربری پی طبق بند (۵-۴-۳) در این فصل باید ارزیابی شوند. ارزیابی سازه‌ی پی نیز طبق معیارهایی که در سلسله ضوابط ارزیابی سازه‌ی پی‌های بتنی، بند (۶-۳-۳)، ارایه شده است، باید انجام شود. در این صورت اگر نیروهای وارد بر پی از ظرفیت باربری آن بیش‌تر باشد به یکی از دو طریق زیر می‌توان عمل نمود:

۱) بهسازی سازه برای کاهش نیروهای وارد بر پی: مثلاً با افزایش تعداد عناصر و سیستم‌های باربر جانبی، نیروهای ناشی از زلزله وارد بر هر پی کاهش خواهد یافت. در این تحلیل باز هم سیستم‌های قایم باربر جانبی، با تکیه بر بستر صلب فرض می‌شود.

۲) اصلاح مدل تحلیلی و منظور نمودن اثر انعطاف‌پذیری پی بر اساس نشریه ۳۶۰

۵-۴-۲-۱- ظرفیت باربری پی سطحی

در حالتی که جسم پی در مدل سازه‌در نظر گرفته نمی‌شود باید از ظرفیت‌های باربری کلی پی برای تعریف بخش افقی نمودارهای رفتاری نیرو – تغییر مکان یا لنگر – چرخش آن در شکل (۵-۱) استفاده کرد. در غیر این صورت باید از ظرفیت‌های باربری موضعی پی استفاده شود.

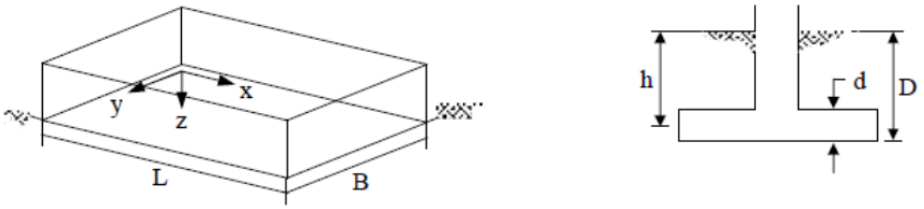
ظرفیت باربری کلی سطح قائم پی، Q_c (از بعد نیرو)، از رابطه (۵-۴) به دست می‌آید:

$$Q_c = q_c BL \qquad (۵-۴)$$

در رابطه (۵-۴)، q_cظرفیت باربری قایم مورد انتظار پی است که طبق بند (۵-۴-۱) تعیین می‌شود. ظرفیت باربری توام قایم و چرخشی پی، M_c (از بعد لنگر)، از رابطه (۵-۵) تعیین می‌شود:

$$M_c = \frac{LP}{2}\left[1-\frac{q}{q_c}\right] \qquad (۵-۵)$$

در رابطه (۵-۵)،P بار قایم موجود، $q=\frac{P}{BL}$ که در آن B و L ابعاد پی به ترتیب در جهات موازی و عمود بر محور خمش می‌باشند (مطابق شکل ۵-۱) و q_c ظرفیت باربری قایم مورد انتظار پی از بعد تنش می‌باشد. رابطه‌ی فوق مستقل از این که بخشی از کف پی به کشش بیفتد یا نیفتد تنظیم شده است.



شکل ۵-۱- تعریف پارامترها

۵-۴-۳- معیارهای پذیرش پی

معیارهای داده شده در این قسمت مربوط به ارزیابی ظرفیت باربری کل پی می‌باشد. ارزیابی شالوده بتنی طبق ضوابط سازه‌های بتنی در بند (۶-۳-۳) انجام می‌شود.

قبل از کنترل ظرفیت باربری پی باید واژگونی کل سازه‌در تراز پی‌ها طبق معادله‌های (۴-۳) یا (۴-۴) کنترل شود. در صورت نیاز به استفاده از ظرفیت کششی پی‌ها، این ظرفیت کنترل شونده توسط نیرو محسوب می‌شود و از کرانه‌ی بالای آن نباید استفاده شود.

۵-۴-۳-۱- معیارهای پذیرش پی در سیستم با تکیه‌گاه صلب

در این حالت مدل‌سازی، سیستم‌های قایم باربری جانبی متکی بر بستر صلب فرض شده‌اند و پی‌ها به هیچ صورتی مدل نشده‌اند. معیارهای پذیرش پی در این حالت با توجه به نوع روش تحلیل سازه به شرح زیر تعیین می‌شود.

۵-۴-۳-۱-۱- روش‌های تحلیل خطی

اگر در مدل سازه، تکیه گاه سازه به صورت کاملاً ثابت فرض شده باشد، خاک پی به یکی از دو طریق زیر قابل ارزیابی است:

الف -با فرض خاک پی کنترل شونده توسط تغییر شکل:

ابتدا هر یک از پی‌های ساختمان تحت لنگر ناشی از بارهای جانبی (لنگر واژگونی) (مطابق با رابطه ۴-۳) مورد کنترل قرار میگیرد.

$$M_{ST} > \frac{M_{OT}}{C_1 C_2 J} \qquad \text{(۴-۳-تکراری)}$$

که در آن M_{OT} لنگر واژگونی در تراز پی که لازم نیست از حداکثر لنگری که سازه با درنظر گرفتن رفتار واقعی غیرخطی میتواند به پی وارد کند و یا ظرفیت مورد انتظار عضو متصل به پی بیشتر منظور شود.

و M_{ST} لنگر مقاوم ناشی از بارهای مرده است. ضرایب C_1، C_2 در بند (۴-۳-۱-۲) و ضریب J در بند (۴-۴-۱-۱) تعریف شده اند.

در صورتی که تحت بار مرده تنها و لنگر واژگونی، مقدار تنش فشاری اعمالی به خاک با اعمال اثرات بلند شدگی سازه پی، از ظرفیت باربری مورد انتظار خاک (q_{CE}) کمتر باشد، خاک پی معیار پذیرش در برابر لنگر واژگونی را برآورده می کند، در

غیر این صورت لازم است با تغییر ابعاد سازه پی و یا با اتصال مناسب کششی (مانند شمع)، پایداری در مقابل واژگونی پی تامین گردد .سپس خاک پی تحت مولفه‌های مختلف عکس العمل‌های تکیه گاهی ارزیابی می شود، در این حالت خاک پی کنترل شونده توسط تغییرشکل محسوب می شود. عکس العملهای تکیه گاهی بر مبنای ترکیب بار $Q_{UD}=Q_G\pm Q_E$ و معیار پذیرش بر اساس رابطه (۵-۶) کنترل میشود.

$$\frac{Q_{UD}}{kQ_{CE}}\le 3 \qquad (۶-۵)$$

در رابطه (۵-۶)، Q_{CE} ظرفیت باربری مورد انتظار پی برای درجه آزادی مورد بررسی است که معرف حالت حدی باربری خاک است (در حالت حد نهایی با اعمال اثرات بلند شدگی و تسلیم خاک) و k ضریب آگاهی بوده که برای سطح اطلاعات حداقل و متعارف به ترتیب برابر با ۰/۷۵ و ۱ است.

به عنوان روش جایگزین میتوان عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی را بر ۳، تقسیم و پی تحت نیروهای عکس العملی کاهش یافته و با اعمال اثرات بلند شدگی (حذف فنرهای کششیی) تحلیل شود، در صورتی که تنش در هیچ نقطه از خاک پی از کران بالای ظرفیت خاک بیشتر نباشد معیار پذیرش برآورده شده است

ب) با فرض خاک پی کنترل شونده توسط نیرو:

ابتدا هر یک از پی‌های ساختمان تحت لنگر ناشی از بارهای جانبی (لنگر واژگونی) (مطابق با رابطه ۴-۴) مورد کنترل قرار میگیرد.

$$M_{ST} > \frac{M_{OT}}{0.9C_1C_2R_{OT}} \qquad (۴-۴- \text{تکراری})$$

که در آن:

M_{OT} ، لنگر واژگونی در تراز پی که لازم نیست از حداکثر لنگری که سازه با درنظر گرفتن رفتار واقعی غیرخطی میتواند به پی وارد کند و یا ظرفیت مورد انتظار عضو متصل به پی بیشتر منظور شود،

M_{ST} ، لنگر مقاوم ناشی از بارهای مرده است. ضرایب C_1، C_2 در بند (۴-۳-۱-۲) ،

و R_{OT} برابر ۸ لحاظ میگردد.

در صورتی که تحت بار مرده تنها و لنگر واژگونی، مقدار تنش فشاری اعمالی به خاک با اعمال اثرات بلند شدگی سازه پی، از ظرفیت باربری مورد انتظار خاک (q_{CE}) کمتر باشد، خاک پی معیار پذیرش در برابر لنگر واژگونی را برآورده می کند، در غیر این صورت لازم است با تغییر ابعاد سازه پی و یا با اتصال مناسب کششی (مانند شمع)، پایداری در مقابل واژگونی پی تامین گردد.

سپس خاک پی تحت مولفه‌های مختلف عکس العملهای تکیه گاهی ارزیابی میشود، در این حالت خاک پی کنترل شونده توسط نیرو محسوب میشود .تمام عکس العملهای تکیه گاهی برمبنای رابطه (۴-۲۲) و معیار پذیرش بر مبنای رابطه (۴-۲۴) کنترل می شود و استفاده از کران بالای ظرفیت پی مجاز نمیباشد. در تعیین عکس العملهای تکیه گاهی (شامل

لنگر واژگونی) برمبنای رابطه (۴-۲۲) لازم نیست این مقادیر از حداکثر نیروهایی که سازه با در نظر گرفتن رفتار واقعی غیرخطی می تواند به پی وارد کند و یا ظرفیت مورد انتظار عضو متصل به پی بیشتر منظور شود.

۵-۴-۳-۱-۲- روش‌های تحلیل غیرخطی

در این حالت رفتار پی کنترل شونده توسط نیرو محسوب می‌شود. ارزیابی پی در این حالت با استفاده از رابطه‌ی (۵-۷) انجام می‌شود:

$$Q_{UF} \le kQ_{CL} \qquad (۵-۷)$$

در رابطه‌ی فوق، Q_{CL} ظرفیت باربری کرانه پایین پی برای درجه آزادی مورد بررسی است که می‌تواند مساوی حد بالای آن اختیار شود. همچنین Q_{UF} نیروی وارد بر پی حاصل از تحلیل می‌باشد. اگر رابطه‌ی فوق برقرار نباشد، باید مانند آنچه که در بند قبلی گفته شد به بهسازی سازه برای کاستن از نیروهای وارد بر پی یا انعطاف‌پذیر کردن تکیه‌گاه سیستم‌های قایم باربر جانبی و تحلیل مجدد سازه پرداخت. اگر رابطه‌ی بالا برقرار باشد، باید شالوده طبق بند قبلی با استفاده از نیروهای Q_{UF} مورد ارزیابی لرزه‌ای قرار داده شود.

۵-۵- فشار لرزه‌ای جانبی خاک

دیوارهای ساختمانی نگهدارنده‌ی خاک باید در مقابل اثرات فشارهای لرزه‌ای زمین ارزیابی شوند. در غیاب مطالعات ژئوتکنیکی خاص پروژه، اضافه فشار خاک در حین زلزله‌ی وارد بر یک دیوار ساختمانی که یک توده‌ی خاک غیر اشباع با سطح افقی (تراز) در بالای سطح آب زیرزمینی را نگه می‌دارد می‌تواند از رابطه (۵-۸) محاسبه شود:

$$\Delta P = 0.4 k_h \gamma H \qquad (۵-۸)$$

در رابطه‌ی فوق، ΔP اضافه فشار جانبی خاک در حین زلزله‌ی وارد بر دیوار حایل است که توزیع آن در ارتفاع دیوار یکنواخت فرض می‌شود، H ارتفاع کل دیوار، γ وزن واحد حجم خاک پشت دیوار و k_h ضریب شتاب افقی زلزله می‌باشد که برابر شتاب حداکثر زلزله در سطح زمین نسبت به شتاب ثقل فرض می‌شود (اگر از استاندارد ۲۸۰۰ برای محاسبه‌ی زلزله‌ی طرح استفاده می‌شود، k_h همان شتاب مبنای محل خواهد بود.)

فشار جانبی نیروی لرزه‌ای حاصل از رابطه (۵-۱۷) باید به فشار جانبی استاتیکی خاک در حالت بدون ضریب اضافه شده تا فشار کل خاک وارد بر دیوار به دست آید. رفتار دیوار حایل کنترل شونده توسط نیرو فرض می‌شود.

۵-۶- بهسازی پی

روش انتخابی برای بهسازی پی باید هماهنگ با روش بهسازی سازه و ضوابط و اصول کلی این دستورالعمل باشد. این هماهنگی به معنی تضمین این مساله است که بهسازی مجموعه‌ی سازه و پی منجر به تأمین سطح عملکرد سازه تحت سطح خطر ایمنی جانی می‌شود. هنگامی که اجزای جدیدی به سازه اضافه می‌شود، پی این اجزا در مدل سازی پی

ساختمان باید در نظر گرفته شود. اگر روش بهسازی پی به گونه‌ای است که هر بخش از پی بهسازی شده نوعی از بارها را تحمل می‌کند (مثلاً بر بخش قدیمی بارهای ثقلی و بر بخش جدید بارهای زلزله وارد می‌شود)، باید این بخش‌ها به نحو مناسب و به طور مجزا مدل‌سازی شوند. اثرات بهسازی پی بر روی رفتار آن باید در مدل تحلیل سازه‌ی بهسازی شده در نظر گرفته شوند. سازگاری اجزای جدید و موجود باید تحت تغییر شکل‌های متناسب با سطح عملکرد ایمنی جانی کنترل شود.

فصل ششم

بهسازی سازه‌های فولادی

۶-۱- محدوده‌ی کاربرد

در این فصل ضوابط بهسازی اجزای فولادی در برابر زلزله در ساختمان ارایه می‌شود. ضوابط این فصل هم برای اجزای فولادی ساختمان موجود بوده و هم برای اجزای فولادی تقویت شده یا اضافه شده به سیستم ساختمانی موجود می‌باشد.
در بخش‌های مختلف این فصل نحوه‌ی جمع‌آوری اطلاعات لازم از خواص مصالح و نحوه‌ی بازرسی وضعیت موجود ساختمان، روش‌های مدل‌سازی، مقاومت اعضاء، معیارهای پذیرش و معیارهای بهسازی قاب‌های فولادی مورد بررسی قرار می‌گیرد.
در ادامه، برخی سیستم‌ها و اجزای ویژه شامل قاب‌های فولادی با میان قاب، ستون‌های مرکب و تیرهای لانه‌زنبوری جهت بهسازی بررسی می‌شوند. در انتهای فصل نیازهای بهسازی دیافراگم‌ها مشخص می‌شوند.

۶-۲- مشخصات مصالح و بازرسی وضعیت موجود ساختمان

۶-۲-۱- کلیات

جهت ساختن یک مدل تحلیلی که بتوان برآورد مناسبی از رفتار ساختمان به دست دهد، علاوه بر وضعیت اعضا و هندسه و پیکربندی آن، باید مشخصات مصالح به کار رفته در آن نیز مشخص شود. این بخش به ضوابط تعیین مشخصات مصالح و نحوه‌ی بررس وضعیت موجود ساختمان اختصاص دارد. مطمئن‌ترین راه اطلاع از مشخصات، انجام آزمایش برای تعیین مشخصات مورد نیاز می‌باشد. نوع و تعداد آزمایش‌های لازم به دقت اطلاعات موجود سازه‌ای، کیفیت و شرایط فیزیکی مصالح و اجرای ساختمان بستگی دارد. وجود هرگونه اطلاعات مستند و قابل اطمینان از نوع و مشخصات استفاده شده در اجزا و اتصالات ساختمان حایز اهمیت بوده و می‌تواند از تعدادآزمایش‌های لازم بکاهد.
کلیات تعیین مشخصات مصالح و بازرسی وضعیت موجود ساختمان طبق ضوابط فصل سوم صورت می‌پذیرد. ضوابط ویژه ی ساختمان‌های فولادی در بندهای مختلف این بخش ذکر شده است.
مشخصات مصالح براساس ضوابط بند (۶-۲-۲) تعیین می‌شود. بازرسی وضعیت موجود نیز براساس ضوابط بند (۶-۲-۳) می‌باشد. وسعت آزمایش‌های انجام شده و نحوه‌ی بازرسی وضعیت موجود ساختمان، ملاک تعیین ضریب آگاهی براساس ضوابط بند (۶-۲-۴) می‌باشد.

۶-۲-۲- مشخصات مصالح

۶-۲-۲-۱- کلیات

برای تعیین مشخصات مکانیکی مصالح اعضا و اتصالات فولادی موجود، لازم است، تنش تسلیم مصالح مبنا و اجزای اتصال تعیین شود.

در صورتی که انجام آزمایش برای یافتن این کمیت‌ها ضروری شود، می‌توان اطلاعات مفید دیگری نظیر مقاومت نهایی و تغییرشکل نسبی نهایی مصالح را از روی منحنی‌های تنش – کرنش مصالح به دست آورد.

اگر برای ارضای ضوابط مربوط به سطوح مختلف اطلاعات در بند (۳-۲-۵) نیاز به انجام آزمایش‌باشد، باید شرایط بند (۶-۲-۳-۲-۱) در مورد نحوه‌ی محاسبه مشخصات مصالح در نظر گرتفه شود. حداقل تعداد آزمایش‌ها باید براساس ملزومات بند (۶-۲-۳-۲-۲) تعیین شود.

تعیین کربن معادل مصالح مبنا و اجزای اتصال و یا بررسی قابلیت جوش‌پذیری مصالح مبنا و اجزای اتصال به تشخیص مهندس بهساز ممکن است با انجام آزمایش ضرورت یابد.

۶-۲-۲-۲- جمع‌آوری مشخصات مصالح در سطح اطلاعات حداقل

در صورتی که مشخصات مصالح در دفترچه محاسبات یا نقشه‌های اجرایی موجود باشد این مقادیر را می‌توان به عنوان مشخصات کرانه پایین مصالح در سطح اطلاعات حداقل در نظر گرفت. در غیر این صورت جمع‌آوری مشخصات مصالح باید طبق سطح اطلاعات متعارف در بند (۶-۲-۲-۳) صورت گیرد. در صورتی که مشخصات مورد انتظار مصالح لازم باشد می‌توان مقادیر کرانه پایین مصالح را در ضریب ۱/۱ ضرب نمود. در صورت موجود نبودن اطلاعات، مشخصات فولاد ST37 میتواند بعنوان مبنا در نظر گرفته شود.

۶-۲-۲-۳- جمع‌آوری مشخصات مصالح در سطح اطلاعات متعارف

۶-۲-۲-۳-۱- کلیات

آزمایش نمونه‌ها برای تعیین مشخصات مکانیکی آن‌ها باید برمبنای یک استاندارد معتبر منتشر شده توسط مراجع رسمی کشور صورت گیرد. تا زمانی که این استانداردها تدوین وارایه نشده‌اند یا استفاده از استانداردهای دیگری که در این دستورالعمل‌به آن اشاره نگردیده ضرورت داشته باشد، به ترتیب از استانداردهای منتشر شده به وسیله‌ی مؤسسه‌ی استانداردها و تحقیقات صنعتی ایران، مدارک سازمان بین‌المللی استاندارد (ISO) یا استانداردهای انجمن امریکایی برای آزمایش مصالح (ASTM) استفاده خواهد شد. گسترده‌ی آزمایش‌های لازم از یک سو به میزان در دسترس بودن اطلاعات اولیه‌ی ساختمان و اطلاعات حین ساخت آن و از سوی دیگر به امکان دسترسی به اجزای مختلف ساختمان و شرایط مصالح دارد.

مشخصات مصالح باید با نمونه‌برداری از مصالح و انجام آزمایش تعیین شود. نمونه‌برداری باید از نواحی که تنش کم می باشد انجام گیرد. هرگاه ادوات اتصال همچون پیچ یا پرچ برای آزمایش انتخاب شود، در هنگام برداشت آن‌ها باید پیچ مناسبی را به طور موقت جانشین آن‌ها قرار داد. نمونه‌برداری ازیک اتصال جوشی باید با مرمت آن اتصال همراه باشد.

اگر فولاد مبنا ST37 (فولاد نرمه) بود، در این حالت، ابعاد و طول جوش در محل هر نمونه‌ی اتصال نمایان شده اندازه گیری و با آزمایش‌های غیرمخرب کیفیت جوش مشخص شود

مشخصات مورد انتظار مصالح برابر متوسط مقادیر حاصل از آزمایش است. مشخصات کرانه‌ی پایین مصالح برابر متوسط منهای یک انحراف معیار مقادیر حاصل از آزمایش می‌باشد.

۶-۲-۲-۳-۲- آزمایش‌های متعارف

حداقل تعداد آزمایش‌های لازم برای تعیین مقاومت و مقاومت کششی مصالح فولادی در یک برنامه‌ی جمع‌آوری اطلاعات در سطح متعارف باید براساس ضوابط زیر باشد؛

۱- اگر مدارک فنی معتبر حاوی گزارش آزمایش مصالح موجود باشد نیاز به انجام آزمایش اضافی نمی‌باشد و می‌توان از مقادیر مقاومت ذکر شده در مدارک به طور مستقیم به عنوان مشخصات کرانه پایین مصالح استفاده نمود.

۲- در صورت نبود گزارش آزمایش مصالح، انجام حداقل یک آزمایش کشش از هر نوع از اعضای سازه (تیر، ستون، مهاربند، اجزای تقویت) و اجزای اتصالات که حتی‌المقدور از اعضای تکرار شونده انتخاب می‌شوند، لازم می‌باشد.

در صورتی که پراکندگی در نتایج (آزمایش‌های قبلی و آزمایش‌های اخیر) درحدی باشد که بیان‌گر یکسان بودن رده‌ی فولادی برای تمام نمونه‌ها باشد، در این حالت متوسط نتایج به عنوان مقاومت مورد انتظار مصالح استفاده می‌شود.

در صورتی که پراکندگی نتایج درحدی باشد که نشان دهنده‌ی استفاده‌ی فولاد با رده‌های متفاوت باشد باید با نمونه گیری و آزمایش بیش‌تر یا با هر روش معتبر دیگر (نظیر آزمایش‌های متالوژیکی) رده‌های فولادی مخصوص تعیین شود.

۶-۲-۳- بازرسی وضعیت موجود

۶-۲-۳-۱- کلیات

بازرسی وضعیت موجود ساختمان و شرایط ساختگاه باید براساس ضوابط این بند انجام گیرد. این بازرسی شامل موارد زیر است:

۱- بررسی وضعیت اجزایی که نیروها و تغییر شکل‌های منتج از زلزله را دریافت می‌کنند به منظور تشخیص وجود هر نوع تضعیف ناشی از اثرات نیرو یا شرایط محیط؛

۲- بررسی وجود پیکربندی اعضا و اجزا و اتصالات آن‌ها و وجود پیوستگی در مسیر انتقال بار بین اعضا و سیستم سازه‌ای؛

۳- شناسایی دیگر شرایط شامل وجود اعضای غیرسازه‌ای که مؤثر در رفتار سازه بوده و محدودیت‌هایی را بر بهسازی تحمیل می‌نمایند؛

۴- تشخیص شرایط خاک و پی آن گونه که در فصل ۵ آمده است؛

۵- شناسایی ساختمان‌های مجاور

۶-۲-۳-۲- مشخصات اجزا

جهت مطالعه‌ی سازه باید اطلاعات زیر برای اعضا و اتصالات سازه مشخص شود. باید این مشخصات مطابق آنچه در عمل اجرا شده تعیین شوند.

۱- ابعاد و ضخامت اعضا و همچنین ورق‌های پوششی، مهاربندی و سخت‌کننده‌ها؛

۲- سطح مقطع، اساس مقطع، ممان اینرسی و خواص پیچشی اعضا در مقاطع بحرانی؛

۳- موقعیت و مشخصات اتصالات و وصله‌ها به نحوی که اجرا شده‌اند؛

۴- شرایط فیزیکی فلز مبنا و اجزای اتصال شامل بررسی تغییر شکل‌ها و آسیب‌دیدگی‌های موجود.

مرورمدارک فنی ساختمان به منظور تشخیص سیستم‌های باربر ثقلی و جانبی و اعضای آن‌ها و همچنین اعضا و اتصالات بحرانی و هر نوع تغییر ایجاد شده‌ی بعدی در وضعیت اعضا و پیکربندی سازه ضروری می‌باشد.

در صورت کامل نبودن مدارک فنی ساختمان و همچنین برای تطبیق وضعیت موجود با نقشه‌ها، باید بازدید کاملی از ساختمان برای تعیین اطلاعات لازم مطابق بند (۶-۲-۳-۳) انجام شود.

۶-۲-۳-۳- روش‌ها و محدوده‌ی کاربردی

بازرسی وضعیت موجود ساختمان باید شامل بازرسی عینی از اعضای سازه‌ای قابل رویت که دخالت در سیستم مقاوم لرزه بر جانبی دارند، بوده تا بدین وسیله بتوان تطبیق وضع موجود را با آنچه که در مدارک فنی آمده است کنترل نمود.

هدف از این بازرسی شناسایی و تعیین هر گونه مساله در رابطه با هندسه و پیکربندی ساختمان، تعیین موارد کاهش سختی و مقاومت در اعضا، کنترل پیوستگی مسیرهای انتقال بار، تشخیص نیاز و ضرورت انجام آزمایش‌های دیگری جهت تشخیص و اندازه‌گیری میزان آسیب و ضعف و نیز اندازه‌گیری ابعاد موجود ساختمان و مقایسه‌ی آن با اطلاعات موجود در مدارک فنی و تعیین وجود هرگونه تغییر شکل دایمی می‌باشد.

اگر وجود پوشش معماری و موانع دیگر امکان بازرسی عینی را سلب کرده باشد این بازرسی می‌تواند از طریق برداشت موضعی مصالح پوششی و یا به طور غیرمستقیم مثلاً از طریق ایجاد حفره‌در مانع و استفاده از وسایل مخصوص (Fiberscope) انجام گیرد.

ضوابط بازرسی عینی وضعیت موجود به شرح زیر می‌باشند:

۱- اگر نقشه‌های جزئیات اجرایی موجود باشد، آشکار کردن حداقل یک اتصال از هر نمونه اتصال باید انجام پذیرد. در صورتی که هیچ نوع انحرافی از نقشه‌ها برای نمونه‌ای مشاهده نشود، کلیه‌ی اتصالات مشابه با آن نمونه، اجرا شده عین نقشه تلقی می‌شود. اگر در بازرسی، انحرافی از نقشه‌های اجرایی مشاهده شود باید اتصالات دیگری نیز از این نمونه بازرسی شود تا زمانی که بتوان در مورد این نمونه اتصال به قضاوت مشخصی رسید.

۲- اگر نقشه‌های اجرایی موجود نباشد، باید حداقل سه اتصال از هر نمونه اتصال با برداشت روکش آن‌ها آشکار شوند. در صورتی که تفاوتی مشاهده نشود این نمونه‌ها نماینده‌ی اتصالات مشابه فرض می‌شوند. در صورت تفاوت باید اتصالات دیگری نیز از این نمونه بازرسی شود تا زمانی که بتوان در مورد این نمونه اتصال به قضاوت مشخصی رسید.

۶-۲-۳-۴- مدل‌سازی تحلیلی ساختمان

اطلاعات جمع آوری شده از بررسی وضعیت موجود ساختمان باید در تهیه‌ی مدل تحلیلی ساختمان و برآورد رفتار لرزه‌ای آن مورد استفاده قرار گیرد. هرگاه در بازرسی وضعیت موجود هیچ گونه خسارت، تغییر و یا انحرافی در مقایسه با نقشه‌های اجرایی مشاهده نشود، در مدل‌سازی، مقاطع اعضا عینا مطابق با نقشه‌های اجرایی در نظر گرفته خواهند شد. اما در صورت وجود تفاوت و یا موجود نبودن نقشه‌های اجرایی مبنای مدل‌سازی براساس اندازه‌گیری ابعادی است که در بازرسی وضعیت موجود به دست آمده است.

۶-۲-۴- ضریب آگاهی k

نحوه‌ی انتخاب ضریب آگاهی (k) در محاسبه‌ی ظرفیت اعضای فولادی و تغییرشکل‌های مجاز آن‌ها براساس بند (۳-۲-۵-۴) خواهد بود.

۶-۳- ضوابط و فرضیات طراحی

۶-۳-۱- سختی

در بندهای زیر نکاتی در مورد نحوه‌ی تعیین سختی اعضا در مدل سازی ارایه شده است. بند (۶-۳-۱-۱) ضوابطی برای تعیین سختی اعضا برای مدل‌سازی در روش‌های خطی و بند (۶-۳-۱-۲) ضوابطی برای تعیین سختی اعضا برای مدل سازی در روش‌های غیر خطی ارایه می‌نماید.

۶-۳-۱-۱- روش‌های خطی

سختی اعضای فولادی (تیرها و ستون‌ها) و اتصالات (چشمه و ناحیه‌ی اتصال) در روش‌های خطی باید براساس روش‌های مقاومت مصالح و ضوابط این بند محاسبه شود.

۱- سطح مقطع محوری: عبارت است از سطح کل مقاطع نورد شده و یا سطحی از مقاطع مرکب که در انتقال بار مشارکت می‌کند. برای اعضایی که به طور کامل در بتن مدفون می‌شوند، مشروط بر آن که تسلیح لازم برای جدا نشدن بتن از فولاد در اثر زلزله انجام شده باشد، می‌توان سختی را براساس مشارکت اثر کامل مصالح محاسبه شود. در حالتی که ستون فولادی با بتن پرشده و بتن حداقل در روی سه وجه و یا بیش از ۷۵٪ از پیرامون مقطع ستون فولادی محدود شده باشد، می‌توان سختی ناشی از مشارکت اثر مصالح را منظور نمود.

۲- سطح مقطع برشی: سطح مقطع برشی براساس روش‌های مقاومت مصالح و آیین نامه‌های طراحی قابل محاسبه است. برای مقاطع مختلط و یا مدفون شده در بتن، سطح مقطع برشی مطابق آئین نامه‌های طراحی مدنظر قرار گیرد.

۳- لنگر اینرسی: محاسبه‌ی سختی دورانی تیرها و ستون‌های فولادی در یک قاب فولادی براساس روش‌های مقاومت مصالح انجام می‌گیرد. در تیرهای مدفون شده در بتن، سختی براساس اثر مشارکتی مصالح محاسبه می‌شود، اما در محاسبه‌ی عرض مقطع، عرض بال عضو فولادی منظور گردیده و نه قسمت دال بتن متصل شده، مگر آن که مکانیزم انتقال برش موجود بین بتن و فولاد، معیارهای پذیرش مورد نظر در سطح عملکرد ایمنی جانی را اقناع نماید. در ستون های مختلط نیز، سختی براساس اثر مشارکت مصالح و با توجه به روش‌های مقاومت مصالح محاسبه می‌شود.

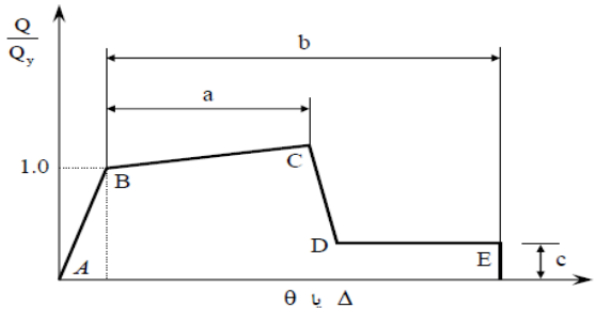
۴- مدل‌سازی چشمه و ناحیه‌ی اتصال: سختی چشمه‌ی اتصال را می‌توان با اضافه کردن المان چشمه‌ی اتصال در مدل‌سازی در تحلیل قاب منظور نمود. با کاهش سختی خمشی تیر نیز می‌توان سختی چشمه‌ی اتصال را در مدل‌سازی در تحلیل قاب منظور نمود. به هنگامی که لنگر متناظر با مقاومت برشی مورد انتظار چشمه‌ی اتصال از مقاومت خمشی تیر در ناحیه‌ی اتصال تیر به ستون تجاوز نموده و سختی چشمه‌ی اتصال نیز حداقل ۱۰ برابر بزرگتر از سختی خمشی تیر باشد، نیاز به مدل‌سازی چشمه‌ی اتصال در تحلیل نمی‌باشد. در چنین حالاتی دهانه‌ی موثر تیر پس از منظور نمودن ناحیه‌ی صلب از محور ستون منظور می‌شود. برای دیگر حالت‌ها می‌توان از تحلیل المان‌های یک بعدی با دهانه‌های از محور تا محور اعضا استفاده نمود. در صورتی که در ناحیه‌ی اتصال سختی به طور قابل ملاحظه‌ای تغییر یابد باید سختی این ناحیه نیز در مدل‌سازی ملحوظ شود.

۶-۳-۱-۲- روش‌های غیر خطی

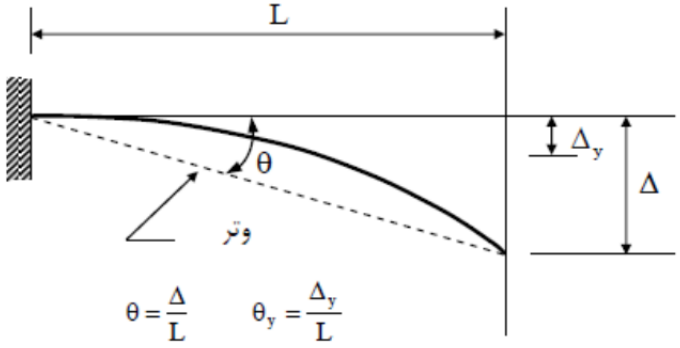
اگر پاسخ‌های سازه برای طراحی، به کمک روش‌های غیرخطی فصل ۴ تعیین شوند، رابطه‌ی نیرو – تغییر شکل اجزا به‌صورت روابطی غیرخطی بیان می‌شوند. در حالتی که مشخص باشد که تحت بارهای وارده پاسخ غیرخطی در جزء اتفاق نمی‌افتد در این حالت می‌توان از روابط خطی استفاده کرد. منحنی نیرو – تغییر شکل غیر خطی اجزا باید بر پایه ی مدارک آزمایشگاهی یا تحلیل‌های انجام یافته تعیین شود.

در روش استاتیکی غیرخطی به عوض استفاده از نتایج آزمایش یا تحلیل می‌توان از منحنی نیرو- تغییر شکل داده شده در شکل (۶-۱)، با مقادیر a، b، c تعریف شده در جدول‌های (۶-۳) و (۶-۴) برای اجزای قاب‌های خمشی فولادی استفاده نمود. اثرات سخت‌شدگی کرنشی با در نظر گرفتن شیبی برابر ۳٪ شیب قسمت ارتجاعی در نظر گرفته می‌شود. منظور نمودن شیب بیش‌تر برای قسمت سخت‌شدگی کرنشی فقط با انجام آزمایش، قابل قبول می‌باشد. هرگاه در ناحیه ی چشمه‌ی اتصال تسلیم رخ دهد، باید از شیب ۶٪برای سخت‌شدگی کرنشی در ناحیه‌ی چشمه‌ی اتصال استفاده نمود. منظور نمودن شیب بیش‌تر فقط با انجام آزمایش قابل قبول است. خاطرنشان می‌شود که به هر حال مقاومت نظیر نقطه‌ی C نباید از ظرفیت مورد انتظار عضو تجاوز نماید.

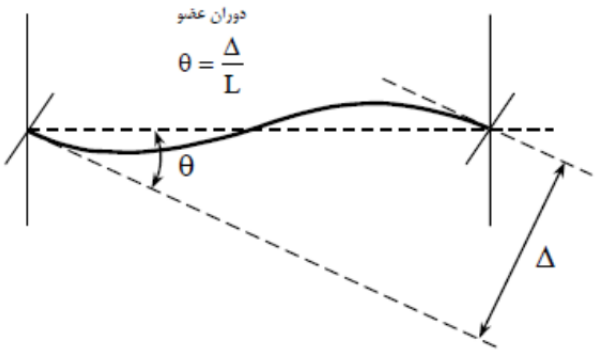
پارامترهای Q و Q_y به ترتیب در شکل (۶-۱) عبارتند از نیروی تعمیم یافته و مقاومت نظیر اولین تسلیم در عضو، در تیرها و ستون‌ها θ عبارت است از کل چرخش ارتجاعی و خمیری تیر یا ستون، θ_y چرخش حد تسلیم، Δ کل تغییر مکان ارتجاعی و خمیری و Δ_y تغییر مکان حد تسلیم، برای چشمه‌ی اتصال، θ_y عبارت است از زاویه‌ی تغییر شکل برشی برحسب رادیان. شکل (۶-۲) بیانگر چرخش خط واصل بین ابتدا و انتهای تیر می‌باشد. چرخش تیر را می‌توان یا با جمع چرخش حد تسلیم θ_y و چرخش خمیری و یا براساس تغییرمکان نسبی طبقه‌تعیین نمود. برای اعضای فولادی، نتایج آزمایش‌ها غالباً برحسب چرخش خط واصل بین ابتدا و انتهای اعضا داده شده است، استفاده از معادلات (۶-۱) و (۶-۲) برای تعیین θ_yدر تیرها و ستون‌ها در مواقعی که نقطه‌ی عطف در وسط تیر و ستون اتفاق می‌افتد مجاز می‌باشد.



شکل ۶-۱- منحنی نیرو- تغییر شکل تعمیم یافته برای اعضا و اجزای فولادی



الف- مثال عضو کنسولی



ب- مثال عضوی از یک قاب

شکل ۶-۲- تعریف چرخش عضو

(۶-۱) در تیرها

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}l_b}{6EI_b}$$

(۶-۲)در ستون‌ها

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}l_c}{6EI_c}\left[1-\frac{P}{P_{ye}}\right]$$

برای علمکرد خمشی تیرها و ستون‌ها مقدار Q_{CE} عبارت خواهد بود از ظرفیت خمیری خمشی مقطع که از روابط (۶-۳) و (۶-۴) محاسبه می‌شود؛

(۶-۳) در تیرها

$$Q_{CE} = M_{CE} = ZF_{ye}$$

(۶-۴) در ستون

$$Q_{CE} = M_{CE} = 1.18ZF_{ye}\left[1-\frac{P}{P_{ye}}\right] \le ZF_{yc}$$

در چشمه‌ی اتصال Q_{CE} عبارت است از ظرفیت برشی خمیری چشمه‌ی اتصال و براساس رابطه (۶-۵) محاسبه می‌شود.

(۶-۵) در چشمه‌ی اتصال

$$Q_{CE} = V_{CE} = 0.55F_{ye}d_e t_p$$

که در آن:

d_c: ارتفاع مقطع ستون، cm؛

E: ضریب ارتجاعی، kg/cm^2؛

F_{ye}: تنش حد تسلیم مورد انتظار برای مصالح، kg/cm^2؛

I: لنگر اینرسی، cm^4؛

l_b: طول تیر، cm؛

l_c : ارتفاع ستون، cm؛

M_{CE}: مقاومت خمشی مورد انتظار؛

P؛ نیروی محور عضور در تغییر مکان هدف در تحلیل استاتیکی غیرخطی، یا در مرحله‌ی آغاز محاسبات در تحلیل مکانیزم خرابی؛

P_{ye}: نیروی محوری حد تسلیم مورد انتظار در عضو = $A_g F_{ye}$؛

Q: بار تعمیم یافته‌ی عضو؛

Q_{CE}: مقاومت تعمیم یافته‌ی مورد انتظار؛

t_p: کل ضخامت چشمه‌ی اتصال به انضمام ضخامت ورق مضاعف، cm؛

θ: چرخش عضو (خط واصل بین ابتداو انتها)؛

θ_y: چرخش حد تسلیم؛

V_{CE}: مقاومت برشی مورد انتظار، kg؛

Z: اساس مقطع خمیری، cm^3.

از مقادیر ارائه شده بعنوان معیار پذیرش در جدول (۶-۲) و (۶-۴) برای سطح عملکرد ایمنی جانی، میتوان بعنوان ظرفیت چرخش اعضا در تحلیل مکانیزم خرابی استفاده نمود.

۶-۳-۲- مقاومت

طبقه‌بندی رفتاری اعضای فولادی تحت عناوین کنترل شونده توسط تغییر شکل یا نیرو و محاسبه‌ی مقاومت‌های طراحی، طبق آنچه در بخش‌های (۶-۴) تا (۶-۱۰) ذکر شده صورت می‌پذیرد.

۶-۳-۲-۱- رفتار کنترل شونده توسط تغییر شکل

مقاومت‌های طراحی در مورد رفتارهای کنترل شونده توسط تغیر شکل، Q_{CE}، برابر با مقاومت‌های مورد انتظار می‌باشد که توسط آزمایش به دست آمده یا با اصول پذیرفته شده‌ی مقاومت مصالح محاسبه شده است. مقاومت مورد انتظار عبارت است از متوسط حداکثر مقاومت مورد انتظار در محدوده‌ی تغییرشکل‌هایی که عضو تحمل خواهد نمود. به جای تعیین مقاومت مورد انتظار عضو، میتوان از روابط طراحی مربوطه با جایگزین کردن مقاومت مورد انتظار مصالح(شامل سخت شدگی کرنشی)، F_{ye} به جای F_y و ضریب Φ برابر یک استفاده نمود.

۶-۳-۲-۲- رفتار کنترل شونده توسط نیرو

مقاومت‌های طراحی در مورد رفتار کنترل شونده توسط نیرو، Q_{CL}، مساوی کرانه‌ی پایینی مقاومت‌هایی می‌باشد که توسط آزمایش تعیین شده یا با استفاده از اصول پذیرفته شده‌ی مقاومت مصالح تعیین شده‌اند. کرانه‌ی پایینی مقاومت عبارت است از مقاومت متوسط منهای یک انحراف معیار. به جای تعیین مقاومت کرانه پایین عضو، میتوان از روابط طراحی مربوطه با جایگزین کردن مقاومت کرانه پایین مصالح، F_{yLB} به جای F_y و ضریب Φ برابر یک استفاده نمود.

۶-۳-۳- معیارهای بهسازی

پس از آن که مشخص شد اعضای فولادی یک ساختمان موجود برای سطح عملکرد ایمنی جانی کفایت نمی‌کنند این اعضا باید بهسازی شوند و اگر تصمیم به جایگزین کردن عضو گرفته شود، عضو جدید با توجه به نتایج تحلیلی این دستورالعمل باید مطابق با مبحث ۱۰ مقررات ملی ایران طراحی شود.

۶-۴- قاب‌های خمشی فولادی

۶-۴-۱- کلیات

قاب‌های خمشی فولادی مورد بحث در این دستورالعمل‌شامل قاب‌های خمشی با اتصالات صلب و نیمه صلب مطابق مبحث۱۰ مقررات ملی ساختمانی ایران می‌باشند. قاب‌های خمشی در این بخش به قاب‌هایی اطلاق می‌شود که قادرند کل و یا سهمی از نیروی زلزله را از طریق تیرها و ستون‌ها و اتصالات (اعم از اتصالات صلب و نیمه صلب) تحمل نمایند.
قاب‌های خمشی براساس نوع اتصالات به قاب‌های صلب و قاب‌های نیمه صلب تفکیک می‌شوند. قاب‌های خمشی ممکن است به تنهایی برای مقاومت در برابر نیروهای زلزله طراحی شوند و یا ممکن است به همراه دیوارهای برشی یا مهاربندی های فولادی برای نیروهای زلزله طراحی شوند.

۶-۴-۲- قاب‌های خمشی با اتصالات صلب

۶-۴-۲-۱- کلیات

در این نوع قاب‌ها فرض می‌شود که اتصالات تیروستون به اندازه‌ی کافی صلب است به جهت قبول شرایط اتصال صلب باید:
۱- مقاومت اتصال حداقل برابر با مقاومت ضعیف‌ترین دو عضو متصل شونده (تیر یا ستون) باشد؛
۲- تغییر شکل اتصال (بدون احتساب تغییر شکل چشمه‌ی اتصال) نباید در کل تغییرمکان جانبی قاب بیش‌تر از ۱۰٪ دخالت نماید؛
۳- مقاومت و سختی (ضخامت) چشمه‌ی اتصال از ضوابط داده شده در استاندارد ۲۸۰۰ پیروی نماید.
عدم ارضای هر کدام از شرایط فوق نوع اتصال را تبدیل به اتصال نیمه صلب می‌نماید. قاب‌های صلب مورد بحث در این بخش می‌تواند شامل قاب‌های ویژه و یا قاب‌های معمولی تعریف شده در استاندارد ۲۸۰۰ ایران باشد.
چهار نوع مختلف اتصال که می‌تواند به عنوان اتصال صلب مورد استفاده قرار گیرد به شرح زیر می‌باشد:
الف) اتصال با جوش نفوذی کامل بین بال‌های تیر و ستون به همراه اتصال برشی جوشی بین جان تیر و بال ستون (اتصال مستقیم):
ب) اتصال با استفاده از ورق‌های بالا و پایین اتصال روی بال‌های تیر (اتصال با ورق‌های اتصال بال)؛
پ) اتصال با ورق انتهایی؛
ت) اتصال با بال جدا شده از جان که در آن جان تیر قبل از رسیدن به اتصال بریده شده و بال‌ها با جوش نفوذی به بال ستون متصل و جان نیز با ورق به بال ستون متصل می‌شود؛
هرگاه اتصال با ورق اتصال بال یا ورق انتهایی برای تأمین اتصال صلب بیش از حد ضعیف یا انعطاف‌پذیر باشد، در این حالت باید به عنوان اتصال نیمه صلب منظور شود. خواص سنتی و مقاومت این دو نوع اتصال برای اتصالات نیمه صلب در بند (۶-۴-۳) بحث شده است.

۶-۴-۲-۲- سختی

۶-۴-۲-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

۱- تیرها، ستون‌ها و چشمه‌های اتصال: سطح مقطع محوری، سطح برشی، لنگر اینرسی و سختی چشمه‌ی اتصال باید براساس ضوابط بند (۶-۳-۱-۱) تعیین شود.

۲- گره اتصال: مدل سازی گره اتصال برای قاب‌های صلب به استثنای مواردی که گره‌ها به منظور شکل‌گیری مفاصل خمیری به دور از بر ستون، صلب گردیده‌اند نیاز نمی‌باشد. برای چنین گره‌هایی المان صلبی بین ستون و تیر تعریف می‌شود تا دهانه‌ی موثر تیر مشخص شود.

۶-۴-۲-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی

هرگاه از روش استاتیکی غیرخطی بیان شده در فصل ۴استفاده شود می‌توان از معیارهای بیان شده در این بند در تحلیل استفاده نمود.

۱- خواص محدوده‌ی ارتجاعی اجزا باید مطابق بند (۶-۴-۲-۲-۱) مدل شود.

۲- برای بیان رفتار غیر ارتجاعی باید از رابطه‌ی غیرخطی لنگر – انحنا و همچنین رابطه‌ی تقابلی تیر و تیر – ستون‌ها استفاده نمود. برای این هدف می‌توان از نتایج آزمایش‌ها و یا تحلیل‌های انجام یافته استفاده کرد.

۳- رفتار خطی و غیرخطی چشمه‌ی اتصال باید در مدل‌سازی وارد شود به استثنای مواردی که در بند (۶-۳-۱-۱) بیان شده است.

در صورت نداشتن نتایج قابل قبول از رفتار غیرارتجاعی اجزا می‌توان از منحنی نیرو – تغییر شکل داده شده در شکل (۶-۱) با مقادیر a، b و c داده شده در جدول (۶-۲)و (۶-۳) براساس ضوابط بند (۶-۳-۱-۲) استفاده نمود.

۶-۴-۲-۳- مقاومت

۶-۴-۲-۳-۱- کلیات

مقاومت اجزا باید براساس ملزومات کلی بند (۶-۳-۲) و ملزومات مشخص شده در این بند محاسبه شود.

۶-۴-۲-۳-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

۱- تیرها: مقاومت اعضایی از سازه‌های فولادی که نیروی محوری در آن‌ها کمتر از ۱۰ درصد ظرفیت محوری عضو بوده و تحت تلاش خمشی قرار دارند براساس مقررات این بند محاسبه می‌شود. این تلاش با عملکرد رفتاری کنترل شونده توسط تغییر شکل در نظر گرفته می‌شود.

مقاومت مورد انتظار، Q_{CE}، تیرها و دیگر اعضا با رفتار کنترل شونده توسط تغییر شکل در خمش کوچک‌ترین مقدار حاصل از حالات حدی تسلیم، کمانش جانبی پیچشی، کمانش موضعی بال یا تسلیم برشی جان خواهد بود.

برای تیرها که تحت خمش حول محور قوی خود قرار دارند و شرایط فشردگی مقطع و کفایت مهار جانبی برآورده میگردد (تیرهای مشمول مورد الف ماده‌های ۱۰-۱-۲-۱ و ۱۰-۱-۲-۲ و ۱۰-۱-۲-۳ مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران) و همچنین در تیرهای مدفون در بتن مشروط بر آن که تسلیح لازم جهت جدا نشدن بتن در هنگام وقوع زلزله فراهم باشد، مقدار Q_{CE} براساس حالت حدی تسلیم و از رابطه (۶-۶) محاسبه می‌شود.

$$Q_{CE} = M_{CE} = M_{PCE} = ZF_{ye} \qquad (۶-۶)$$

در رابطه‌ی فوق M_{PCE} ظرفیت خمشی خمیری مورد انتظار مقطع می‌باشد.

در تیرهایی که تحت خمش خول محور قوی خود قرار دارندو شرایط فشردگی مقطع و یا کفایت مهار جانبی ارضا نمی شود، مقدار Q_{CE} براساس حالات حدی کمانش موضعی بال و یا کمانش جانبی پیچشی و از رابطه (۶-۷) محاسبه می شود.

$$Q_{CE} = M_n \qquad (۶-۷)$$

در رابطه‌ی فوق M_n ظرفیت خمشی اسمی بر اساس بند (۱۰-۲-۵) مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران بوده و برای محاسبه‌ی آن باید از F_{ye} به جای F_y و ضریب Φ برابر یک استفاده نمود.

برای تیرهایی که تحت خمش حول محور ضعیف خود قرار گرفته اند، مقدار Q_{CE} براساس حالات حدی تسلیم و کمانش موضعی بال طبق بند (۱۰-۲-۵) مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران بوده و برای محاسبه‌ی آن باید از F_{ye} به جای F_y و ضریب Φ برابر یک استفاده نمود.

هرگاه مقاومت برشی جان بدون سخت کننده حاکم بر مقاومت تیر شود، مقدار Q_{CE} براساس حالت حدی تسلیم برشی جان و از رابطه (۶-۸) محاسبه می‌شود.

$$Q_{CE} = \begin{cases} V_{CE} = 0.6 \times F_v A_W & \dfrac{h}{t_w} \le 2.2\sqrt{\dfrac{E}{F_{ye}}} \\ V_n & \dfrac{h}{t_w} > 2.2\sqrt{\dfrac{E}{F_{ye}}} \end{cases} \qquad (۶-۸)$$

که در رابطه‌ی فوق A_w و V_n به ترتیب سطح مقطع اسمی جان تیرو ظرفیت برشی اسمی مطابق بخش (۱۰-۲-۶) مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران میباشد. برای محاسبه V_n میبایست لز F_{ye} به جای F_y و ضریب Φ برابر یک استفاده نمود.

۲- ستون‌ها: این بند مربوط به ارزیابی مقاومت در اعضایی است که نیروی محوری در آن‌ها بیشتر از ۱۰ درصد ظرفیت محوری باشد. رفتار ستون‌ها در فشار کنترل شونده توسط نیرو و در کشش کنترل شونده توسط تغییر شکل در نظر گرفته میشود.

کرانه‌ی پایین مقاومت، Q_{CL}، ستون‌های فولادی تحت اثر نیروی محوری فشاری کوچکترین مقدار حاصل ناشی از حالت حدی کمانش ستون، کمانش موضعی بال و یا جان خواهد بود. کرانه‌ی پایین مقاومت فشاری ستون‌ها ناشی از حالات حدی ذکر شده برای مقاطعی که دارای شرایط فشرده یا غیرفشرده می‌باشند براساس معادله (۶-۹) محاسبه می‌شود.

$$Q_{CL} = P_{CL} = P_n \qquad (۹-۶)$$

که در این رابطه P_n ظرفیت فشاری اسمی مطابق بخش (۱۰-۲-۴) مبحث ۱۰ مقرارت ملی ساختمان بوده که با قرار دادن F_{yLB} کرانه‌ی پایین تنش حد تسلیم به جای F_y ضریب Φ برابر یک محاسبه می‌باشد.

مقاومت مورد انتظار اعضا تحت کشش، Q_{CE}، براساس رابطه(۶-۱۰) قابل محاسبه می‌باشد.

$$Q_{CE} = T_{CE} = AF_{ye} \qquad (۱۰-۶)$$

۳- چشمه‌ی اتصال: مقاومت چشمه‌ی اتصال براساس رابطه (۶-۵) محاسبه می‌شود.

۴- اتصال تیر به ستون: مقاومت اتصالات باید بر پایه‌ی کنترل مکانیزم حاکم بر پایه‌ی کلیه مودهای شکست ممکن محاسبه شود.

۵- اتصال بین صفحه‌ی کف ستون و پی‌بتنی: مقاومت اتصال، بین ستون و پی باید برمبنای کوچک‌ترین مقدار حاصل از حالات حدی مقاومت ستون، مقاومت صفحه‌ی کف ستون و مقاومت پیچ‌های مهاری محاسبه شود. مقاومت صفحه کف ستون نیز برمبنای کوچکترین مقدار حاصل از حالات حدی مقاومت مورد انتظار پیچ یا جوش، تنش لهیدگی مورد انتظار بتن زیر کف ستون و تنش حد تسلیم مورد انتظار، F_{ye} صفحه‌ی کف ستون محاسبه می‌شود.

۶-۴-۲-۳-۳- روش‌های غیر خطی

در این روشها رابطه‌ی نیرو – تغییر شکل مطابق شکل (۶-۱) باید برای هر جزء براساس بند (۶-۳-۱-۲) مشخص شود. مقادیر مقاومت مورد انتظار، Q_{CE} و کرانه‌ی پایین مقاومت، Q_{CL} ، برای اجزای سازه‌ای فولادی مطابق با روش‌های خطی بیان شده در بند (۶-۴-۲-۳-۲) قابل محاسبه می‌باشد.

۶-۴-۲-۴- معیارهای پذیرش

۶-۴-۲-۴-۱- کلیات

معیارهای پذیرش اجزا براساس ملزومات کلی بند (۶-۳-۲) و ملاحظات مشخص شده در این بند محاسبه می‌شود.

۶-۴-۲-۴-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

۱- تیرها: معیارهای پذیرش مشخص شده در این بند مربوط به اعضای خمشی است که نیروی محوری در آن‌ها کمتر از ۱۰ درصد ظرفیت محوری عضو می‌باشد. مقادیر ضریب m که در رابطه (۴-۲۳) استفاده می‌شود مطابق زیر تعیین می‌شود:

الف- برای تیرهایی که تحت خمش حول محور قوی قرار گرفته در صورتیکه $L_b \le L_c = \frac{635\, b_f}{\sqrt{F_{ye}}}$ باشد، یا تیرهایی که مقاومت برشی جان بدون سخت کننده حاکم بر مقاومت آن باشد، مقادیر m را باید براساس جدول (۶-۱) تعیین نمود.

همچنین در تیرهای مدفون در داخل بتن مشروط بر آنکه در هنگام وقوع زلزله بتن جدا نشود، از مقادیر m ردیف الف تیرها در جدول (۶-۱) میتوان استفاده نمود.

ب- برای تیرهای با خمش حول محور قوی در صورتیکه $L_c < L_b \le L_r = \frac{14\times10^5}{[d/A_f]F_{ye}}$ باشد، در این صورت به جای استفاده از مقدار m داخل جدول بایداز مقدار m_c که از رابطه (۶-۱۱) حاصل می‌شود استفاده نمود.

$$1 \le m_e = \left[m - [m-1]\frac{M_P - M_c}{M_P - M_r} \right] \le m \qquad (۶-۱۱)$$

M_r: حداکثر لنگر خمشی که در آن حالت حدی کمانش جانبی-پیچشی غیر ارتجاعی حاکم طبق بخش (۱۰-۲-۵) مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان است؛

M_p: ظرفیت خمشی پلاستیک طبق بخش (۱۰-۲-۵) مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان است ؛

M_n: ظرفیت خمشی عضو بر اساس بند (۶-۴-۲-۳-۲)

و m بر اساس جدول (۶-۱) تعیین میشود.

پ- برای تیرها با خمش حول محور قوی در صورتی که مقدار $L_b > L_r$ شود، مقدار m برابر یک انتخاب می‌شود.

ت- در قطعات متشکل از دو یا چند نیم‌رخ که به وسیله‌ی بست افقی به یکدیگر متصل می‌شوند، به هنگامی که مقاومت ورق‌های بست که برش را تحمل می‌نمایند حاکم شود مقادیر m داده شده در جدول باید نصف شود. در صورتی می‌توان مقادیر بزرگ‌تری را برای m انتخاب نمود که نتیجه‌ی تحلیل یا آزمایش مقادیر بزرگ‌تری را نشان دهد در هر حال نیاز به انتخاب m کمتر از یک نمی‌باشد. در قطعات مرکب تیرها یا ستون‌ها که به صورت مختلط با بتن کاملاً درگیر می‌باشند، در صورتی که در هنگام وقوع زلزله بتن جدا نشود نیاز به کنترل کمانش ورق‌های بست نمی‌باشد.

۲- ستون‌ها: ستون‌های فولادی که تحت اثر توام نیروی محوری و لنگر خمشی قرار دارند تا زمانی که نیروی محوری وارد شده بیش از ۵۰٪ کرانه پایین مقاومت فشاری ستون، P_{CL}، نمی‌باشد، رفتار ستون از نظر خمشی کنترل شونده توسط تغییر شکل بوده و از نظر نیروی محوری کنترل شونده توسط نیرو می‌باشد، لذا در ترکیب تنش‌ها معادله‌ی اندرکنش به صورت زیر خواهد شد.

هرگاه $\frac{P_{UF}}{P_{CL}} \le 0.2$

$$\frac{P_{UF}}{2kP_{CL}} + \frac{M_{UDx}}{m_x kM_{CEx}} + \frac{M_{UDy}}{M_y kM_{CEy}} \le 1.0 \qquad (۶-۱۲)$$

و اگر $0.2 < \frac{P_{UF}}{P_{CL}} \le 0.5$

$$\frac{P_{UF}}{kP_{CL}} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{UDx}}{m_x kM_{CEx}} + \frac{M_{UPy}}{m_y kM_{CEy}}\right) \le 1 \qquad (۱۳-۶)$$

در معادلات (۶-۱۲) و (۶-۱۳):

P_{UF}: نیروی محوری ستون محاسبه شده براساس مورد ۲ بند (۴-۴-۱-۱)؛

P_{CL}: کرانه پایین مقاومت فشاری ستون که براساس معادله (۶-۹) محاسبه می‌شود؛

M_{UDx}: لنگر خمشی حول محور x عضو،محاسبه شده براساس مورد ۱ بند (۴-۴-۱-۱)؛

M_{UDy}: لنگر خمشی حول محور y عضو،محاسبه شده بر اساس مورد ۱ بند (۴-۴-۱-۱)؛

M_{CEx}: مقاومت خمشی مورد انتظار عضور حول محور x که براساس معادله (۶-۶) یا (۶-۷) محاسبه شود؛

M_{CEy}: مقاومت خمشی مورد انتظار عضو حول محور y که براساس معادله (۶-۶) یا (۶-۷) محاسبه می‌شود؛

k: ضریب آگاهی؛

m_x: مقدار ضریب m برای ستون‌ها جهت خمش حول محور x با توجه به جدول (۶-۱)؛

m_y: مقدار ضریب m برای ستون‌ها جهت خمش حول محور y باتوجه به جدول (۶-۱)؛

در ستون‌های فولادی که نیروی محوری وارد شده بیش از ۵۰٪ مقدار کرانه‌ی پایین مقاومت فشاری ستون، P_{CL} می‌باشد رفتار ستون چه از نظر خمشی و چه از نظر نیروی محوری کنترل شونده توسط نیرو بوده و لذا در ترکیب تنش‌ها معادله‌ی اندرکنش به صورت زیر خواهد شد.

هرگاه $\frac{P_{UF}}{P_{CL}} > 0.5$

$$\frac{P_{UF}}{kP_{CL}} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{UFx}}{kM_{CLx}} + \frac{M_{UFy}}{kM_{CLy}}\right) \le 1 \qquad (۱۴-۶)$$

که در آن:

M_{UF}: لنگر خمشی حول محور x یا y محاسبه شده براساس مورد ۲ بند (۴-۴-۱-۱)

M_{CL}: کرانه‌ی پایین مقاومت خمشی عضو حول محور x یا y که براساس رابطه‌ی (۶-۶) یا (۶-۷) با جایگزینی F_{yLB} کرانه‌ی پایین‌تنش حد تسلیم به جای F_{ye} و ضریب Φ برابر یک محاسبه می‌شود.

اعضای فولادی تحت اثر نیروی محوری کششی با رفتار کنترل شونده توسط تغییر شکل می‌باشند و لذا براساس معادله (۴-۲۳) ارزیابی می‌شوند.

ستون‌های فولادی که تحت اثر نیروی محوری کششی و لنگر خمشی قرار دارند، اعضای با رفتار کنترل شونده توسط تغییر شکل محسوب شده و در این حالت معادله‌ی ترکیب تنش به صورت معادله (۶-۱۵) خواهد شد.

$$\frac{T_{UD}}{m_t k T_{CE}} + \frac{M_{UDx}}{m_x k M_{CEx}} + \frac{M_{UDy}}{m_y k m_{CEy}} \le 1.0 \qquad (۱۵-۶)$$

در معادله (۶-۱۵):

مقادیر $M_{CEy}, M_{CEx}, M_{UDy}, M_{UDx}$ همان تعاریف پارامترهای معادله (۶-۱۲) را دارند.

m_t: مقدار m برابر تیر یا ستون تحت کشش بوده که براساس جدول (۶-۱) تعیین می‌شود؛

m_x, m_y: مقادیر m تعریف شده در معادله (۶-۱۲)؛

T_{UD}: نیروی محوری کششی ستون محاسبه شده براساس مورد ۱ بند (۴-۴-۱-۱)؛

T_{CE}: مقاومت کششی مورد انتظار که براساس معادله (۶-۱۰) محاسبه می‌شود.

۳- چشمه‌ی اتصال در اتصالات صلب: رفتار برشی چشمه‌ی اتصال کنترل شونده توسط تغییر شکل بوده و براساس معادله (۴-۲۳) ارزیابی می‌شود. مقاومت برشی مورد انتظار چشمه‌ی اتصال، Q_{CE}، براساس معادله (۶-۵) محاسبه شده و مقدار ضریب m نیز از جدول (۶-۱) تعیین می‌شود.

۴- اتصالات صلب تیر – ستون: اتصالات صلب مشخص شده در بند (۶-۴-۲-۱) با رفتار کنترل شونده توسط تغییر شکل بوده و براساس معادله (۴-۲۳) با مقادیر Q_{UD} و Q_{CE} محاسبه شده برای اجزای بحرانی اتصال و با مقدار m حاصل از جدول (۶-۱) که در صورت لزوم مطابق این بند تغییر می‌نماید ارزیابی می‌شوند.

در یک اتصال، جزییات ورق‌های پیوستگی، مقاومت چشمه‌ی اتصال، نسبت دهانه به عمق تیر و بالاخره لاغری بال و جان تیر در معیارهای پذیرش و نهایتاً در مقدار m موثر می‌باشد. لذا مقادیر m داده شده در جدول (۶-۱) در صورت عدم ارضای چهار شرطی که متعاقباً بیان می‌شود تغییر و کاهش داده خواهد شد. در هر حال لازم نیست مقدار آن کمتر از یک انتخاب شود.

شرط اول (اثرات ورق پیوستگی): در اثر عدم ارضای شرایط بیان شده در زیر مقدار m باید در ضریب ۰/۸ ضرب شود.

$t_{cf} \ge \frac{b_{bf}}{5.2}$ با و یا بدون وجود ورق پیوستگی

یا

$\frac{b_{bf}}{7} \le t_{cf} < \frac{b_{bf}}{5.2}$ و با ورق پیوستگی به ضخامت $t \ge \frac{t_{bf}}{2}$

یا

$t_{cf} < \frac{b_{bf}}{7}$ و با ورق پیوستگی به ضخامت $t \ge t_{bf}$

در روابط فوق t_{cf} ضخامت بال ستون، t_{bf} ضخامت بال تیر و b_{bf} عرض بال تیر می‌باشد.

شرط دوم (اثرات چشمه‌ی اتصال): در صورت عدم ارضای شرایط زیر مقدار m بایددر ضریب ۰/۸ ضرب شود.

$$0.6 \le \frac{V_{pz}}{V_y} \le 0.9$$

که در آن $V_y = 0.55F_{ye(col)}d_c t_{cw}$ و V_{PZ} برش محاسبه شده در چشمه‌ی اتصال در مرحله‌ی شکل‌گیری مفصل خمیری در ناحیه‌ی بحرانی در اتصال می‌باشد. مقدار V_{PZ} در صورتی که M_{ye} تیر (برش متناظر با تنش حد تسلیم در بال) در وجه ستون شکل‌گیرد برابر است با:

$$V_{PZ} = \frac{\Sigma M_{y(beam)}}{d_b}\left[\frac{L}{L-d_c}\right]\left[\frac{h-d_b}{h}\right]$$

$$M_{y(beam)} = S \times F_y$$

که در آن S اساس مقطع الاستیک، L طول دهانه، h ارتفاع طبقه و مقادیر d_b و d_c به ترتیب ارتفاع نیم رخ تیر و ستون می‌باشند.

شرط سوم (اثرات نسبت دهانه به عمق تیر): هرگاه نسبت دهانه‌ی خالص به عمق تیر، L/d بزرگ‌تر از ۱۰ شود، مقادیر m در جدول (۶-۱) باید در ضریب $1.4-0.04\frac{L}{d}$ ضرب شوند.

شرط چهارم (اثرات لاغری بال و جان تیر): هرگاه نسبت ابعادی اجزای بال و جان تیر شرایط بیان شده در زیر را داشته باشند نیاز به تغییر مقدار m نمی‌باشد.

$$\frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}, \frac{h}{t_w} \le 2.2\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$$

در صورتی که هر کدام از نسبتهای ابعادی اجزای بال یا جان تیراز مقادیر زیر تجاوز نمایند مقدار ضریب m باید در ۰/۵ ضرب گردد.

$$\frac{b_f}{2t_f} \ge 0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}, \frac{h}{t_w} \ge 3.7\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$$

برای مقادیر دیگر از نسبت ابعادی بال و یا جان تیر بین مقادیر داده شده در بالا مقدار ضریب اصلاح با استفاده از درون یابی خطی و براساس کوچک‌ترین مقدار ضریب اصلاح حاصل تعیین می‌شود.

اتصالات صلبی که براساس شکل‌گیری مفصل خمیری در تیر و به دور از وجه ستون طراحی می‌شوند باید با رفتار کنترل شونده توسط نیرو با توجه به معادله (۶-۱۸) طراحی شوند.

$$Q_{CLc} \ge Q_{CEb}$$

که در آن Q_{CLc} کرانه‌ی پایین مقاومت اتصال بوده و Q_{CEb} مقاومت خمشی مورد انتظار تیر می‌باشد.

۵- اتصال بین صفحه‌ی کف ستون و پی بتنی: برای تسلیم صفحه‌ی کف ستون، تسلیم پیچ و شکست جوش می‌توان از مقادیر m داده شده در جدول (۶-۱) برای اتصال نیمه صلب با ورق انتهایی بسته به حالت حدی مربوط استفاده نمود. در صورتی که حالت حد اتصال صفحه‌ی کف ستون و پی بتنی به وسیله‌ی مدهای شکست میل مهار حاکم به وسیله‌ی بتن کنترل شود رفتار اتصال کنترل شونده توسط نیرو باید منظور شود.

۶-۴-۲-۴-۳- روش تحلیل مکانیزم خرابی

ضریب شکل پذیری کل سازه میبایست ملزومات مورد بحث در بند (۴-۴-۲) را ارضا نماید. برای محاسبه ظرفیت شکل پذیری سازه بر اساس مکانیزم فروریزش محتمل، می‌توان از مقادیر حداکثر تغییر مکانهای غیر الاستیک مجاز اعضای اصلی بر اساس جدول (۶-۲) استفاده نمود.

۶-۴-۲-۴-۴- روش استاتیکی غیرخطی

تلاش‌های محاسبه شده در اجزای سازه باید ملزومات مورد بحث در بند (۴-۴-۳) را ارضا نماید. مقادیر حداکثر تغییر مکان‌های غیرالاستیک مجاز باید براساس جدول(۶-۲) تعیین شوند.

۱- تیرها: عملکرد خمشی تیرها برمبنای رفتار کنترل شونده توسط تغییر شکل می‌باشد. مقدار تغییر شکل دورانی خمیری مجاز این نوع اعضا در جدول (۶-۲) داده شده است. در این جداول θ_y براساس بند (۶-۳-۱-۲) محاسبه می‌شود.

۲- ستون‌ها: نیروی محوری فشاری در ستون‌ها کنترل شونده توسط نیرو محسوب شده و مقدار P_{CL} براساس بند (۶-۴-۲-۳-۲) محاسبه می‌شود.

تلاش خمشی در ستون‌های همراه با نیروی محوری که در تغییرمکان هدف، مقدار نیروی محوری کم‌تر از $0.5P_{CL}$ دارند کنترل شونده توسط تغییر شکل محسوب شده و مقدار حداکثر مجاز دوران خمیری این اعضا بسته به فشردگی مقطع و مقدار نیروی محوری از جدول (۶-۲) تعیین می‌شود. در این جداول θ_y براساس بند (۶-۳-۱-۲) محاسبه می‌شود. تلاش خمشی در ستون‌هایی که نیروی محوری در تغییر مکان هدف برابر و یا بیش از $0.5P_{CL}$ می‌باشد کنترل شونده توسط نیرو محسوب شده و باید توسط معادلات (۶-۱۵) و (۶-۱۶) ارزیابی شوند.

۳- چشمه‌ی اتصال در اتصالات صلب: چرخش خمیری مورد انتظار در چشمه‌ی اتصال نیز با توجه به معیارهای پذیرش داده شده در جدول (۶-۲) تعیین می‌شود.

۴- اتصالات صلب تیر – ستون: اتصالات صلب مشخص شده در بند (۶-۴-۲-۱) با رفتار کنترل شونده توسط تغیر شکل بوده و مقدار چرخش خمیری حاصل از تحلیل باید با مقدار داده شده در جدول (۶-۲) که بسته به مورد مطابق شرایط زیر تغییر می‌نماید مقایسه شود. در یک اتصال، جزییات ورق‌های پیوستگی، مقاومت چشمه‌ی اتصال، نسبت دهانه‌به عمق تیر و بالاخره لاغری بال و جان تیر در معیارهای پذیرش موثر می‌باشد. لذا مقادیر مجاز چرخش خمیری در صورت عدم ارضای چهار شرط زیر تغییر و کاهش می‌یابد.

شرط اول (اثرات ورق پیوستگی): در صورت عدم ارضای شرایط زیر مقدار چرخش خمیری داده شده در جدول (۶-۲) باید در ضریب ۰/۸ ضرب شود.

$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{5.2}$ با و یا بدون وجود ورق پیوستگی

یا

$\frac{b_{bf}}{7} \le t_{cf} < \frac{b_{bf}}{5.2}$ و با ورق پیوستگی به ضخامت $t \ge \frac{t_{bf}}{2}$

یا

$t_{cf} < \frac{b_{bf}}{7}$ وبا ورق پیوستگی به ضخامت $t \ge t_{bf}$

در روابط فوق t_{cf} ضخامت بال ستون و b_{bf} عرض بال تیر می‌باشد.

شرط دوم (اثرات چشمه‌ی اتصال): در صورت عدم ارضای شرایط زیر مقدار چرخش خمیری داده شده در جدول (۶-۲) باید در ضریب ۰/۸ ضرب شود.

$$0.6 \le \frac{V_{PZ}}{V_y} \le 0.9$$

که در آن $V_y = 0.55F_{ye(col)}d_c t_{cw}$ و V_{PZ} برش محاسبه شده در چشمه‌ی اتصال در مرحله‌ی شکل‌گیری مفصل خمیری در ناحیه‌ی بحرانی در اتصال می‌باشد. مقدار V_{PZ} در صورتی که مفصل خمیری در وجه ستون شکل گیرد برابر است با:

$$V_{PZ} = \frac{\Sigma M_y[beam]}{d_b}\left[\frac{L}{L-d_c}\right]\left[\frac{h-d_b}{h}\right]$$

که در آن L طول دهانه و h ارتفاع طبقه و مقادیر d_b و d_c به ترتیب ارتفاع نیم‌رخ و ستون می‌باشند.

شرط سوم (نسبت دهانه به عمق تیر): هرگاه نسبت دهانه‌ی خالص به عمق تیر، $\frac{L}{d}$، کم‌تر از ۸ باشد، مقدار چرخش خمیری در جدول (۶-۲) باید در ضریب $\frac{L/d-2}{6}$ ضرب شود.

شرط چهارم (اثرات لاغری بال و جان تیر): هرگاه نسبت ابعادی اجزای بال و جان تیر شرایط زیر را ارضا نماید نیاز به تغییر مقدار چرخش خمیری در جدول (۶-۲) نمی‌باشد.

$$\frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}, \frac{h}{t_w} \le 2.2\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$$

در صورتی که هر کدام از نسبت‌های ابعادی اجزای بال یا جان تیر از مقادیر زیر تجاوز نماید مقدار چرخش خمیری داده شده در جدول (۶-۱) باید در ضریب ۰/۵ ضرب شود.

$$\frac{b_f}{2t_f} \ge 0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}, \frac{h}{t_w} \ge 3.7\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$$

برای مقادیر دیگر از نسبت‌های ابعادی بال و یا جان تیر مقادیر داده شده در بالا مقدار ضریب اصلاح چرخش خمیری با استفاده از درون‌یابی خطی و براساس کوچکترین مقدار حاصل تعیین می‌شود.

اتصالات صلبی که براساس شکل‌گیری مفصل خمیری در تیر و به دور از وجه ستون طراحی می‌شوند باید با رفتار کنترل شونده توسط نیرو و با بررسی آن که کرانه‌ی پایین مقاومت اتصال بیش‌تر از مقاومت خمشی مورد انتظار تیر در محل اتصال باشد ارزیابی شوند.

۶-۴-۲-۵- معیارهای بهسازی

اجزای سازه فولادی که معیارهای پذیرش مشخص شده در بندهای قبل را برای سطح عملکرد ایمنی جانی تأمین ننمایند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۶-۳-۳) و سایر ضوابط این دستورالعمل باشد.

۶-۴-۳- قاب‌های خمشی با اتصالات نیمه صلب

۶-۴-۳-۱- کلیات

در صورتی که اتصالات شرایط ذیل را اقناع نمایند به عنوان اتصالات نیمه صلب در نظر گرفته میشوند:

۱- مقاومت اتصال حداقل کمتر از مقاومت ضعیف ترین دو عضو متصل شونده (تیر یا ستون) باشد؛

۲- تغییر شکل اتصال (بدون احتساب تغییر شکل چشمه اتصال) باید در کل تغییر مکان جانبی قلب کنتر از ۱۰٪ دخالت نماید.

در یک اتصال نیمه صلب ضعیف‌ترین مکانیزم شکست، حاکم بر رفتار گره اتصال خواهد بود.

۶-۴-۳-۲- سختی

۶-۴-۳-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

۱- تیرها، ستون‌ها و چشمه‌های اتصال: سطح مقطع محوری، سطح برشی و لنگر اینرسی و سختی تیرها، ستون‌ها و چشمه‌های اتصال باید براساس ضوابط بند (۶-۳-۱-۱) تعیین شوند.

۲- گره اتصال: مقدار سختی k_θ برای هر اتصال نیمه صلب جهت تحلیل قاب‌های بااین نوع اتصال می‌تواند براساس آزمایش و یا یک تحلیل مناسب تعیین شود. در محاسبه‌ی تغییر مکان قاب، تغییر شکل اتصال نیز باید منظور شود، سختی k_θ را می‌توان به روش تقریبی از رابطه (۶-۱۶ الف) برآورد نمود.

$$k_\theta = \frac{M_{CE}}{0.005} \qquad \text{(۶-۱۶ الف)}$$

در رابطه‌ی فوق M_{CE} لنگر مقاوم مورد انتظار می‌باشد.

رابطه‌ی فوق برای قاب‌های نیمه صلب زیر مورد قبول می‌باشد.

۲-۱- اتصال نیمه صلب لخت و اتصالات نیمه صلبی که در مصالح بنایی محصور شده‌اند. در اینجا از اثر مختلط نمی‌توان جهت تعیین M_{CE} استفاده نمود؛

۲-۲- اتصال نیمه صلبی که در بتن محصور شده‌اند، که در آن مقاومت اسمی M_{CE} برای اتصال فوق باید با توجه به اثر مختلط فولاد و بتن در برگیرنده محاسبه شود؛

برای دیگر اتصالات نیمه صلب ذکر نشده در بندهای قبل مقدار سختی دورانی با توجه به رابطه (۶-۱۶ ب) برآورد می‌شود.

$$K_\theta = \frac{M_{CE}}{0.003} \qquad (۶-۱۶\ ب)$$

مقاومت اتصال M_{CE} در بند (۶-۴-۳-۳) محاسبه شده است.

به جای استفاده از مدل تحلیلی دقیق قاب با اتصالات نیمه صلب، به عنوان یک روش تقریبی می‌توان در مدل‌سازی، قاب را صلب منظور نمود مشروط بر آن که، سختی تیرهای اتصال به وسیله‌ی رابطه (۶-۱۷) اصلاح شود.

$$EI_b(\text{اصلاح شده}) = \frac{1}{\frac{6}{L_b k_\theta} + \frac{1}{E I_b}} \qquad (۶-۱۷)$$

که در آن:

K_θ: سختی فنر چرخشی معادل اتصال که براساس رابطه (۶-۱۶ الف) یا (۶-۱۶ب) محاسبه می‌شود؛

E: ضریب ارتجاعی؛

I_b: لنگر اینرسی تیر؛

L_b: طول دهانه‌ی تیر از مرکز تا مرکز؛

با تحلیل قاب بدین روش مقدار چرخش اتصال، همان چرخش حاصل در تیر در گره اتصال خواهد بود.

۶-۴-۳-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی

هرگاه از روش استاتیکی غیرخطی بیان شده در فصل ۴ استفاده شود، می‌توان از معیارهای بیان شده در این بند در تحلیل استفاده نمود.

۱- خواص محدوده‌ی ارتجاعی اجزا باید مطابق بند (۶-۴-۳-۲-۱) مدل شود.

۲- برای تیرها، تیر- ستون‌ها و چشمه‌های اتصال باید از رفتار غیر خطی لنگر – انحنا و یا بار – تغییر مکان داده در بند (۶-۳-۱-۲) استفاده نمود.

جهت رفتار لنگر- دوران اتصال نیمه صلب می‌توان از نتایج آزمایش‌ها بهره گرفت. اما در صورت نداشتن نتایج قابل قبول می‌توان از دیاگرام لنگر – دوران داده شده در شکل (۶-۱) با مقادیر a و b و c داده شده در جدول (۶-۲) استفاده نمود. در اتصالات نیمه صلبی که رابطه‌ی (۶-۱۶ الف) در مورد آن‌ها صادق است، مقدار θ_y برابر با ۰/۰۰۵ انتخاب می‌شود، برای دیگر اتصالات مقدار θ_y برابر ۰/۰۰۳ انتخاب می‌شود.

۶-۴-۳-۳- مقاومت

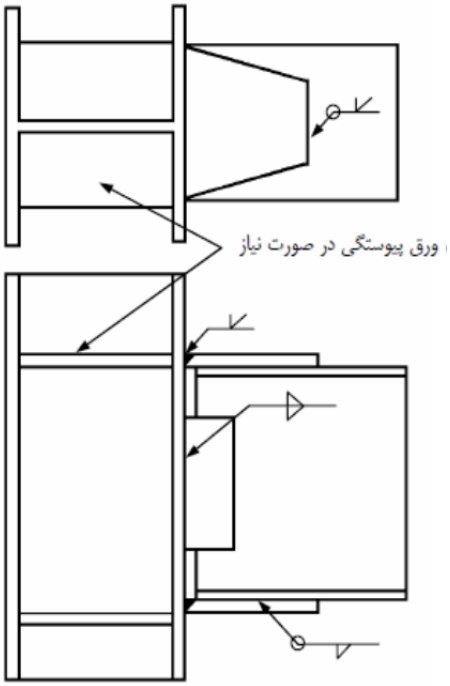
۶-۴-۳-۳-۱- کلیات

مقاومت اجزا باید براساس ملزومات کلی بند (۶-۳-۲) و ملزومات مشخص شده در این بند محاسبه شود.

۶-۴-۳-۳-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

مقاومت تیرها و ستون‌های فولادی که براساس روش‌های خطی تحلیل می‌شوند براساس بند (۶-۴-۲-۳-۲) در قاب‌های صلب محاسبه می‌شود. مقاومت مورد انتظار، Q_{CE}، برای اتصالات در قاب‌های نیمه صلب براساس نتایج آزمایش و یا روش‌های بیان شده در این بند محاسبه می‌شود.

۱- اتصال با ورق بال: در این اتصال ورق با استفاده از جوش نفوذی کامل به بال ستون متصل شده است.نمونه‌ی این اتصال در شکل (۶-۳) نشان داده شده است.



شکل ۶-۳- اتصال ورق به بال تیر با جوش

این اتصال در صورتی می‌تواند به عنوان اتصال صلب منظور شود که مقاومت اتصال از مقاومت تیر متصل شونده بیش‌تر باشد. مقاومت مورد انتظار اتصال Q_{CE} در این حالت کوچکترین مقدار حاصل از سه حالت حدی زیر خواهد بود.

۱-۱- حالت حدی ۱: هرگاه برش وسایل اتصال بین بال تیر و ورق اتصال، مقاومت اتصال را کنترل نماید، Q_{CE}از رابطه زیر بدست می آید:

$$Q_{CE} = M_{CE} = d_b[R_w L_w] \qquad (۱۸-۶)$$

که در آن R_w ارزش جوش گوشه در برش براساس بخش (۱۰-۲-۱۰) مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران و L_w حداقل طول جوش گوشه اتصال دهنده بال بالا یا پائین تیر به جان می‌باشد.

۱-۲- حالت حدی ۲: هرگاه ظرفیت کششی ورق اتصال کنترل کننده‌ی ظرفیت اتصال شود، در این حالت Q_{CE} از رابطه‌ی (۶-۱۹) محاسبه می‌شود.

$$Q_{CE} = M_{CE} \le P_{CE}\left[d_b + t_b\right] \qquad (۱۹-۶)$$

در رابطه‌ی فوق t_b ضخامت ورق اتصال بوده و مقدار P_{CE} کوچک‌ترین مقدار محاسبه شده از دو رابطه‌ی زیر خواهد بود.

$$P_{CE} = F_t A_g \qquad \text{بر روی سطح مقطع کل} \qquad (۲۰-۵)$$

$$P_{CE} = F_t A_c \qquad \text{بر روی سطح مقطع موثر} \qquad (۲۱-۵)$$

که در آن:

F_t: تنش کششی نهایی بر روی سطح مقطع کل و یا سطح مقطع موثر بر اساس بخش (۱۰-۲-۳) مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان و با استفاده از مقادیر تنش حد تسلیم و یا تنش حد نهایی مورد انتظار مصالح؛

A_g: سطح مقطع ورق فوقانی؛

A_e: سطح مقطع موثر ورق فوقانی بر اساس مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان.

۱-۳- حالت حدی ۳: هرگاه جوش اتصال ورق به بال ستون کنترل‌کننده‌ی ظرفیت اتصال شود، در این حالت Q_{CE} از رابطه‌ی (۶-۲۲) که در آن R_w ارزش جوش نفوذی کامل در برش (محاسبه شده براساس مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران) با فرض $\Phi = 1$ می‌باشد، محاسبه می‌شود.

$$Q_{CE} = M_{CE} = \left(d_b + t_p\right)\left(2R_w L_w\right) \qquad (۲۲-۶)$$

۶-۴-۳-۳-۳- روشهای غیر خطی

در این روشها رابطه‌ی نیرو – تغییر شکل مطابق شکل (۶-۱) باید برای هر جزء و براساس بند (۶-۳-۱-۲) مشخص می شود. مقادیر مقاومت مورد انتظار، Q_{CE}، اتصالات نیمه صلب همان مقادیر محاسبه شده در روش‌های خطی در بند (۶-۳-۳-۲) خواهد بود.

۶-۴-۳-۴- معیارهای پذیرش

۶-۴-۳-۴-۱- کلیات

معیارهای پذیرش اجزا براساس ملزومات کلی بند (۶-۳-۲) و ملاحظات مشخص شده در این بند محاسبه می‌شود.

۶-۴-۳-۴-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

مطابق بند (۴-۴-۱) تلاش‌های وارد شده بر هر عضو باید با ظرفیت آن عضو مقایسه شود. مقدار ضریب m برای اجزا و اتصالات قاب‌های نیمه صلب باید براساس جدول (۶-۱) تعیین شود.

حالات حدی که در جدول (۶-۱) ذکر نشده‌اند باید با رفتار کنترل شونده تحت اثر نیرو بررسی شوند.

۶-۴-۳-۴-۳- روش تحلیل مکانیزم خرابی

ضریب شکل پذیری کل سازه میبایست ملزومات مورد بحث در بند (۴-۴-۲) را ارضا نماید. برای محاسبه ظرفیت شکل‌پذیری سازه بر اساس مکانیزم فروریزش محتمل، می‌توان از مقادیر حداکثر تغییر مکانهای غیر الاستیک مجاز براساس جدول (۶-۲) استفاده نمود.

۶-۴-۳-۴-۴- روش استاتیکی غیر خطی

تلاش‌های محاسبه شده در اجزای سازه باید ملزومات مورد بحث در بند (۴-۴-۳) را ارضا نماید. مقادیر حداکثر تغییر مکان‌های غیرالاستیک مجاز باید براساس جدول (۶-۲) تعیین شوند.

۶-۴-۳-۵- معیارهای بهسازی

اجزای سازه‌ای فولادی نیمه صلبی که معیارهای پذیرش مشخص شده در بندهای قبل را برای سطح عملکرد ایمنی جانی تأمین ننمایند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۶-۳-۳) و سایر ضوابط این دستورالعمل باشد.

۶-۵- قاب‌های فولادی مهاربندی شده

۶-۵-۱- کلیات

قاب‌های فولادی مهاربندی شده به قاب‌هایی گفته می‌شود که باربری لرزه‌ای آن‌ها عمدتاً توسط نیروهای محوری اعضای دهانه مهاربندی شده تامین شود.

روش‌های مدل‌سازی و معیارهای بهسازی قاب‌های با مهاربندی همگرا و واگرا به ترتیب در بندهای (۶-۵-۲) و (۶-۵-۳) ذکر شده است. اجزای قاب‌های با مهاربندی همگرا و واگرا شامل ستون‌ها، تیرها، مهاربندها و اتصالات آن‌ها می‌باشد. علاوه بر این، در قاب‌ها با مهاربندی واگرا عضو تیر پیوند نیز موجود است.

۶-۵-۲- قاب‌های با مهاربندی همگرا

۶-۵-۲-۱- کلیات

قاب‌ها با مهاربندی همگرا (CBF) عبارتند از سیستم‌های قابی مهاربندی شده که در آن‌ها محورهای اعضا در هر گره در یک نقطه یکدیگر را قطع می‌کنند، یا اگر در چند نقطه قطع می‌کنند، فاصله‌ی بین دورترین نقطه‌ی تقاطع از مرکز گره (محل تلاقی محورهای تیر و ستون) کوچک‌تر یا مساوی عرض مقطع کوچک‌ترین عضو متصل شونده در گره باشد. اثرات ناشی از برون محوری‌های موضعی فوق باید در طراحی اعضای متصل شونده در نظر گرفته شود.

۶-۵-۲-۲- سختی

۶-۵-۲-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

سطح مقطع محوری، سطح برش و لنگر اینرسی اعضا باید مطابق با ضوابط بیان شده در بند (۶-۳-۱-۱) محاسبه شود.
گره اتصال مطابق آنچه که در بندهای (۶-۴-۲-۲-۱) و (۶-۴-۳-۲-۱) آمده است مدل می‌شود.
مهاربندها را باید به عنوان ستون آن گونه که در بند (۶-۳-۱-۱) مشخص شده مدل نمود.

۶-۵-۲-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی

اگر از روش استاتیکی غیرخطی گفته شود در فصل ۴ استفاده شود، معیارهای زیر حاکم خواهند بود:
۱- در مورد خواص محدوده‌ی ارتجاعی اعضا از ضوابط بند (۶-۵-۲-۲-۱) استفاده شود.
۲- منحنی‌های غیرخطی لنگر- انحنا یا نیرو- تغییر مکان که نمایانگر جاری شدن و کمانش می‌باشند باید مطابق با بند (۶-۳-۱-۲) برای تیرها و ستون‌ها و بند (۶-۴-۳-۲-۲) برای اتصالات نیمه صلب باشند.
به جای استفاده از روابطی که مبتنی بر آزمایش یا تحلیل می‌باشند، منحنی غیرخطی نیرو – تغییر مکان مهاربندها را می‌توان آن گونه که در شکل (۶-۱) نشان داده شده و با استفاده از مقادیر داده شده برای پارامترهای مربوط در جدول های (۶-۲) و (۶-۳) مدل نمود. برای مهاربندهای تحت فشار، پارامترΔ در شکل (۶-۱) باید به عنوان تغییر شکل محوری در نظر گرفته شود.
کاهش مقاومت مهاربند پس از کمانش باید در مدل منظور شود. مدل سازی مهاربند فشاری با فرض رفتار ارتجاعی – خمیری در صورتی مجاز است که نیروی حد جاری شدن مساوی مقاومت پس ماند پس از کمانش فرض شود که در شکل (۶-۱) و جدول‌های (۶-۲) و (۶-۳) توسط پارامتر c نشان داده شده است. آثار وجود نیروهای بزرگ‌تر از این کرانه‌ی پایینی نیرو باید با در نظر گرفتن سایر اعضایی که مهاربند به آن‌ها متصل است ارزیابی شود.

۶-۵-۲-۳- مقاومت

۶-۵-۲-۳-۱- کلیات

مقاومت اعضا باید با استفاده از ضوابط کلی داده شده در بند (۶-۲-۴) و ضوابط تصریح شده در این بند محاسبه شود.

۶-۵-۲-۳-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

مقاومت مورد انتظار، Q_{CE}، مهاربندهای فولادی تحت فشار محوری باید مساوی کم‌ترین مقدار بین حالات حدی کمانش کلی یا موضعی باشد. مقاومت مورد انتظار مهاربند در فشار، P_{CE}، باید بر اساس بخش (۱۰-۲-۴) مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان با در نظرگرفتن F_{ye} به جای F_y و ضریب تقلیل ظرفیت، Φ، برابر یک تعیین شود. در حالت معمول مهاربندهای ضربدری که در آن هر دو مهاربند در وسط طول یکدیگررا قطع می‌نمایند و در آنجا به هم متصلند،

طول موثر هر دو مهاربند باید برابر نصف طول کل مهاربند شامل ورق‌های اتصال انتهایی در کمانش درون صفحه‌ای و ۰/۶۷ طول کل مهاربند به شرح فوق در کمانش خارج از صفحه در نظر گرفته شود. برای دیگر حالات هندسی مهاربندی (۷، ۸، مهاربندی قطری)، طول مهاربند برابر است با طول کل آن شامل ورق‌های اتصال انتهایی و طول موثر برابر ۰/۸ طول کل مهاربند برای کمانش درون صفحه و برابر کل مهاربند برای کمانش خارج از صفحه خواهد بود.

مقاومت مورد انتظار، Q_{CE}، مهاربند فولادی در کشش بایستی مشابه با ستون‌ها محاسبه شود که در بند (۶-۴-۲-۳-۲) داده شده است.

مقاومت مورد انتظار، Q_{CE}، و کرانه‌ی پایینی مقاومت، Q_{CL}، تیرها و ستون‌های قاب مهاربندی شده باید مشابه با ضوابط مربوط به تیرها و ستون‌های قاب صلب در بند (۶-۴-۲-۳) محاسبه شود. مقاومت تیرهایی که تحت بار محوری بیش از ۱۰ درصد ظرفیت می‌باشند باید مشابه با ستون‌های قاب‌های صلب محاسبه شود.

۶-۵-۲-۳-۳- روشهای غیر خطی

به جای استفاده از روابط مبتنی بر آزمایش یا تحلیل، منحنی نیرو – تغییر مکان هر عضو آن گونه که در شکل (۶-۱) نشان داده شده است باید مطابق با بند (۶-۳-۱-۲) تعریف شود.

مقادیر مقاومت مورد انتظار، Q_{CE} مساوی است با همان مقادیری که‌دربند (۶-۵-۲-۳-۲) برای روش‌های خطی داده شده است.

۶-۵-۲-۴- معیارهای پذیرش

۶-۵-۲-۴-۱- کلیات

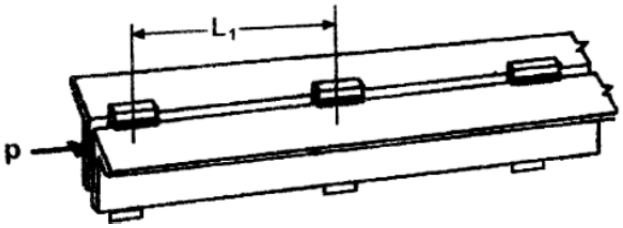
معیارهای پذیرش اعضا مطابق با ضوابط کلی داده شده در بند (۶-۳-۲) و ضوابط تصریح شده در این بند می‌باشد. کشش و فشار محوری در مهاربندها باید با رفتار کنترل شونده توسط تغییر شکل در نظر گرفته شود. رفتار تیرها و ستون‌های تحت بار محوری قابل ملاحظه باید کنترل شونده توسط نیرو یا تغییر شکل مطابق با ضوابط ستون‌های قاب‌های صلب در بند (۶-۴-۲-۴) در نظر گرفته شود. آثار ناشی از فشار، کشش، برش و خمش در اجزای اتصالات مهاربند شامل ورق‌های اتصال، پیچ‌ها، جوش‌ها و سایر وسایل اتصال باید کنترل شونده توسط نیرو فرض شود.

۶-۵-۲-۴-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

نیروهای طراحی باید با مقاومت‌های طراحی طبق بند (۳-۴-۱-۲) مقایسه شوند. در این مقایسه، ضرایب m برای اعضای فولادی باید از جدول (۶-۱) بر گرفته شوند.

بست‌های اتصال اعضای ساخته شده باید در فاصله‌ای از یکدیگر قرار داشته باشند که بزرگترین نسبت لاغری اجزای مهاربند، مطابق شکل (۶-۴)، از $\frac{2}{3}$ برابر نسبت لاغری حاکم در کل مهاربند به عنوان یک عضو یکپارچه تجاوز ننماید.

بست‌های اتصال دوخت اعضای فشاری باید قادر به انتقال حداکثر نیروی موجود در یک جزء به اجزای مجاور آن باشند. در غیر این صورت یا باید بست‌های اتصال را اضافه نمود و یا مقادیر ضریب m در جدول (۶-۱) را به نصف تقلیل داد که البته لازم نیست کوچکتر از یک در نظر گرفته شود.



شکل ۶-۴- اعضای مرکب

۶-۵-۲-۴-۳- روش تحلیل مکانیزم خرابی

ضریب شکل پذیری کل سازه میبایست ملزومات مورد بحث در بند (۴-۴-۲) را ارضا نماید. برای محاسبه ظرفیت شکل پذیری سازه بر اساس مکانیزم فروریزش محتمل، میتوان از مقادیر حداکثر تغییر مکانهای غیر الاستیک مجاز بر اساس جدول‌های (۶-۲) و (۶-۳) استفاده نمود.

۶-۵-۲-۴-۴- روش استاتیکی و دینامیکی غیرخطی

نیروها و تغییر شکل‌های محاسباتی اعضا باید ضوابط بند (۴-۴-۳) را برآورده نمایند. حد تغییر شکل‌ها باید از جدول‌های (۶-۳) برگرفته شود.

۶-۵-۲-۵- معیارهای بهسازی

اعضای قاب مهاربندی شده با محورهای متقارب که معیارهای پذیرش مشخص شده در بندهای قبل را برای سطح عملکرد ایمنی جانی برآورده نسازند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۶-۳-۳) و سایر ضوابط این دستورالعمل باشد.

۶-۵-۳- قاب‌های با مهاربند واگرا

۶-۵-۳-۱- کلیات

قابها با مهاربند واگرا (EBF) عبارتند از قاب‌های مهاربندی شده‌ای که در آن‌ها مهاربندهای مختلف در نقاط متفاوتی تیر طبقه را قطع می‌کنند و فاصله‌ی بین نقاط تقاطع که به برون محوری، e، موسوم است، از عرض مقطع کوچک‌ترین عضو متصل شده در این نقاط تجاوز می‌نماید. قطعه عضوی که بین این نقاط قرار می‌گیرد به عضو یا تیر پیوند موسوم بوده و دهانه‌ی آن برابر با مقدار برون محوری می‌باشد.

۶-۵-۳-۲- سختی

در قاب‌های با مهاربندی واگرا، تنها تلاشهای برشی و خمشی تیر پیوند بای کنترل شونده توسط تغییر شکل در نظر گرفته شوند و سایر تلاشها باید کنترل شونده توسط نیرو فرض شوند.

۶-۵-۳-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

سختی ارتجاعی تیرها، مهاربندها و اتصالات آن‌ها به همان طریقی تعیین می‌شود که در مورد قاب‌های خمشی صلب و نیمه صلب و قاب‌های مهاربندی شده‌ی با محورهای متقارب بیان شد. مدل رفتاری نیرو – تغییر مکان یک تیر پیوند باید هم شامل تغییر شکل برشی و هم تغییر شکل خمشی باشد. سختی ارتجاعی تیر پیوند نیز باید از رابطه‌ی (۶-۲۳) محاسبه شود.

$$K_e = \frac{K_s K_b}{K_s + K_b} \quad (۶-۲۳)$$

$$K_s = \frac{GA_w}{e} \quad (۶-۲۴)$$

که در آن:

$$K_b = \frac{12EI_b}{e^3} \quad (۶-۲۵)$$

A_w: $(d_b - 2t_f)\ t_w$؛

e: طول تیر پیوند؛

G: مدول برشی؛

K_e: سختی تیر پیوند؛

K_b: سختی خمشی؛

d_b: ارتفاع مقطع تیر؛

t_f: ضخامت بال؛

t_w: ضخامت جان.

۶-۵-۳-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی

به جای استفاده از روابط مبتنی بر آزمایش یا تحلیل، رفتار غیرخطی نیرو- تغییر مکان هر عضو در قاب با مهاربند واگرا باید با استفاده از شکل (۶-۱) و آنچه در بند (۶-۳-۱-۲) گفته شد، مدل شود.

مدل‌های غیرخطی برای تیرها، ستون‌ها و اتصالات در قاب‌های خمشی با اتصالات صلب و نیمه صلب و قاب‌های مهاربندی با مهاربند همگرا در اینجا نیز قابل استفاده‌اند.

زاویه‌ی چرخش تیر پیوند در حد جاری شدن باید از رابطه‌ی (۶-۲۶) محاسبه شود:

$$\theta_y = \frac{Q_{CE}}{K_e e} \qquad (۲۶-۶)$$

در رابطه‌ی فوق K_e، سختی ارتجاعی تیر پیوند است که از رابطه‌ی (۶-۲۳) به دست می‌آید.

۶-۵-۳-۳- مقاومت

۶-۵-۳-۳-۱- کلیات

مقاومت اعضا باید بر مبنای ضوابط کلی بند (۶-۳-۲) و ضوابط تصریح شده در این بند محاسبه شود.

۶-۵-۳-۳-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

کرانه‌ی پایین مقاومت فشاری، P_{CL}، مهاربندها در قاب‌های مهاربندی شده با محورهای غیرمتقارب باید مانند ستون‌ها طبق بند (۶-۴-۲-۳-۲) محاسبه شود به جز آن که از کرانه‌ی پایینی مقاومت جاری شدن F_{yLB} به عنوان مقاومت جاری‌شدن استفاده شود.

مقاومت مورد انتظار، Q_{CE}، و کرانه‌ی پایینی آن، Q_{CL}، در مورد تیرها و ستون‌ها باید مطابق آنچه در مورد تیرها و ستون‌های قاب‌های خمشی با اتصالات صلب در بند (۶-۴-۲-۳) ذکر شد محاسبه شود. مقاومت تیرهایی که تحت بار محوری قابل ملاحظه قرار دارند باید مانند ستون‌های قاب‌های صلب محاسبه شود.

کرانه‌ی پایین مقاومت اتصالات مهاربندها بایستی با استفاده از رابطه‌ی (۶-۱۰) و عیناً مشابه با آنچه در بند (۶-۵-۲-۳-۲) در مورد اتصالات مهاربندها در قابها با مهاربند همگرا گفته شد محاسبه شود. مقاومت تیر پیوند توسط برش، خمش یا ترکیبی از این دو تعیین می‌شود.

اگر $e \le \frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}}$ باشد، از رابطه‌ی (۶-۲۷) برای محاسبه‌ی مقاومت مورد انتظار تیر پیوند استفاده می‌شود؛

$$Q_{CE} = V_{CE} = 0.6F_{ye}A_w \qquad (۲۷-۶)$$

اگر $e > \frac{2.6M_{CE}}{C_{CE}}$، رابطه‌ی (۶-۲۸) برای محاسبه‌ی مقاومت مورد انتظار تیر پیوند به کار می‌رود.

$$Q_{CE} = V_{CE} = 2\frac{M_{CE}}{e} \qquad (۲۸-۶)$$

در روابط فوق M_{CE} ظرفیت خمشی مورد انتظار و V_{CE} ظرفیت برشی مورد انتظار تیر پیوند می‌باشد.

از درون‌یابی خطی بین معادله (۶-۲۷) و (۶-۲۸) در مورد مقادیر بینابینی e استفاده شود.

۶-۵-۳-۳-۳- روشهای غیرخطی

مقاومت قابها با مهاربند واگرا مشابه آنچه در ارتباط با قابها با مهاربند همگرا در بند (۶-۵-۲-۳-۳) ذکر گردید، محاسبه میشود. به جای استفاده از روابط مبتنی بر آزمایش یا تحلیل، مدل نیرو – تغییر مکان هر عضو طبق شکل (۶-۱) در ارتباط با بند (۶-۵-۳-۲-۲) تعیین می‌شود.

۶-۵-۳-۴- معیارهای پذیرش

۶-۵-۳-۴-۱- کلیات

معیارهای پذیرش اعضا براساس ملزومات کلی بند (۶-۳-۲) و ضوابط تصریح شده در این بند محاسبه می‌شوند. برش و خمش در تیر پیوند باید کنترل شونده توسط تغییر شکل در نظر گرفته شوند. در سایر موارد و در مورد دیگر اعضای قابها با مهاربند واگرا، همه‌ی رفتارها باید کنترل شونده توسط نیرو فرض شود. تلاش‌های فشاری، کششی، برشی و خمشی در اتصالات مهاربندها که شامل ورق، پیچ، جوش و یا سایر اجزا می‌باشند باید کنترل شوند توسط نیرو در نظر گرفته شوند.

۶-۵-۳-۴-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

تلاش‌های طراحی باید با مقاومت‌های طراحی طبق بند (۳-۴-۱) مقایسه شوند. ضرایب m، برای اعضای فولادی باید از جدول (۶-۱) برگرفته شوند.

برای جزییات تیرهای پیوند باید از ضوابط بند (۱۰-۳-۱۰) مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان استفاده نمود. مقاومت مهاربند و ستون متصل شونده به تیر پیوند باید ۲۵٪ بیش‌تر از برش نظیر مقاومت تیر پیوند باشد تا جاری شدن تیر پیوند بدون کمانش مهاربند و ستون رخ دهد. در جایی که تیر پیوند توسط جوش نفوذی کامل به بال ستون متصل است، ضوابط این اتصالات عینا ضوابط مربوط به اتصال جوش نفوذی کامل در قاب‌های خمشی با اتصالات صلب خواهد بود. ضرایب m در مورد خمش و برش تیر پیوند باید از جدول (۶-۱) برگرفته شود.

۶-۵-۳-۴-۳- روش تحلیل مکانیزم خرابی

ضریب شکل پذیری کل سازه میبایست ملزومات مورد بحث در بند (۴-۴-۲) را ارضا نماید. برای محاسبه ظرفیت شکل پذیری سازه بر اساس مکانیزم فروریزش محتمل، میتوان از مقادیر حداکثر تغییر مکانهای غیر الاستیک مجاز اعضای اصلی بر اساس جدول‌های (۶-۲) و (۶-۳) استفاده نمود

۶-۵-۳-۴-۴- روش استاتیکی غیرخطی

تلاش‌های محاسباتی اعضا باید ضوابط بند (۳-۴-۲) را برآورد نمایند. حد تغییر شکل‌ها باید از جدول‌های (۶-۲) و (۶-۳) برگرفته شود.

۶-۵-۳-۵- معیارهای بهسازی

اعضایی از قاب‌های مهاربندی شده با محورهای غیرمتقارب که معیارهای پذیرش مربوط به سطح عملکرد مورد نظر را برآورده نمی‌سازند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۵-۳-۳) و سایر ضوابط این دستورالعمل باشد.

جدول ۶-۱- معیار پذیرش در روش‌های خطی- اجزای سازه‌ی فولادی

جزء/ تلاش	ضریب m در روش‌های خطی [۱]	
	اعضای اصلی	اعضای غیر اصلی
تیرها[۱۵]- در خمش		
الف: $\frac{h}{t_w} \le 2.2\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۶	۱۰
ب: $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{b_f}{2t_f} \le 0.75\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ *or* $3.7\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{h}{t_w} \le 5.6\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۲	۳
پ: مقادیر $\frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w}$ بین مقادیر ارائه شده در ردیف الف یا ب باشد	با استفاده از درون یابی خطی مقادیر ردیف الف و ب	
ت: $\frac{h}{t_w} \ge 5.6\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \ge 0.75\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	رفتار کنترل شونده توسط نیرو است	
ستونها در خمش [۲]		
برای $\frac{P_{UF}}{P_{CL}} \le 0.2$		
الف: $\frac{h}{t_w} \le 1.73\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۶	۱۰
ب: $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{b_f}{2t_f} \le 0.75\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ *or* $2.66\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{h}{t_w} \le 4.4\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۱/۲۵	۲
پ: مقادیر $\frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w}$ بین مقادیر ارائه شده در ردیف الف یا ب باشد	با استفاده از درون یابی خطی مقادیر ردیف الف و ب	
ت: $\frac{h}{t_w} \ge 4.4\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \ge 0.75\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	رفتار کنترل شونده توسط نیرو است	
برای $0.2 < \frac{P_{UF}}{P_{CL}} \le 0.5$		
الف: $\frac{h}{t_w} \le 1.5\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$9\left(1-1.7\frac{P_{UF}}{P_{CL}}\right)$	$15\left(1-1.7\frac{P_{UF}}{P_{CL}}\right)$
ب: $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{b_f}{2t_f} \le 0.75\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ *or* $2.2 \le \frac{h}{t_w} \le 3.8\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۱/۲۵	۲
پ: مقادیر $\frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w}$ بین مقادیر ارائه شده در ردیف الف یا ب باشد	با استفاده از درون یابی خطی مقادیر ردیف الف و ب	
ت: $\frac{h}{t_w} \ge 3.8\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \ge 0.75\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	رفتار کنترل شونده توسط نیرو است	
برای $\frac{P_{UF}}{P_{CL}} \ge 0.5$	رفتار کنترل شونده توسط نیرو است	
تیرها و ستون‌ها در کشش (با استثنای تیرها و ستون‌ها در قابها با مهاربند واگرا)	۳	۶
چشمه‌ی اتصال – برش	۸	۱۲

ادامه جدول (۶-۱): معیار پذیرش در روش‌های خطی – اجزای سازه‌ی فولادی

جزء/ تلاش	ضریب m در روش‌های خطی[۱]	
	اعضای اصلی	اعضای غیراصلی
اتصالات صلب[۳]		
اتصاب با جوش نفوذی کامل بین بال‌های تیر و ستون[۴] (اتصال مستقیم)	۴/۳-۰/۰۳۳d	۴/۳-۰/۰۲d
ماهیچه‌ی جوش شده اضافه شده به اتصال مستقیم با دال مختلط[۱۱]	۲/۷	۳/۸
ماهیچه‌ی جوش شده اضافه شده به اتصال مستقیم بدون دال مختلط	۲/۱	۲/۸
ورق جوش شده اضافه شده به اتصال مستقیم[۴]	۴/۳ -۰/۰۲۶d	۵/۴-۰/۰۳۵d
بال جدا شده از جان[۴]	۶/۳-۰/۰۳۹d	۸/۴-۰/۰۵۱d
اتصال با ورق بال تحتانی و فوقانی جوش شده		
الف: در مقاطع خالص ورق	۳/۳	۵/۷
ب: سایر اجزای اتصال (شامل اتصال ورق‌های زیر سری و روسری به ستون و اتصالات برشی)	اجزا باید برای تلاشس معادل $1.15M_{pe}$ کنترل گردند.	
اتصال ترمیم شده ماهیچه ای بال بالا و پائین با جوش نفوذی کامل	۳/۱	۴/۶
اتصال ترمیم شده با ورق و بال تیر جوش شده به بال ستون	۳/۱	۴/۷
اتصالات نیمه صلب		
نبشی بالا و پائین[۵]		
الف- شکست برشی در پیچ یا پرچ (حالت حدی ۱)[۶]	۴	۶
ب- شکست کششی بال افقی نبشی (حالت حدی ۲)	۱/۵	۱/۵
پ - شکست کششی پیچ یا پرچ (حالت حدی ۳)[۶]	۱/۵	۴
ت - شکست خمشی نبشی (حالت حدی ۴)	۵	۷
اتصال با سپری[۵]		
الف- شکست برشی در وسایل اتصال (حالت حدی۱)		
۱. شکست برشی در پیچ یا پرچ[۶]	۴	۶
۲. شکست در جوش	۱/۵	۱/۵
ب- شکست کششی پیچ یا پرچ (حالت حدی۲)[۶]	۱/۵	۴
پ - شکست کششی در جان سپری(حالت حدی ۳)	۱/۵	۱/۵
ت- شکست خمشی بالهای سپری (حالت حدی ۴)	۵	۷
ورق اتصال بال پیچ شده[۵]		
الف- شکست در سطح مقطع موثر و یا برش در پیچ یا پرچ[۶]	۴	۴
ب - شکست در جوش اتصال ورق به بال تیر و یا بال ستون و همچنین شکست کششی در سطح مقطع کل ورق	۱/۵	۱/۵
ورق انتهایی پیچ شده		
الف - تسلیم ورق انتهایی	۵/۵	۷
ب- تسلیم پیچها	۲	۴

جزء/ تلاش	ضریب m در روش‌های خطی[۱]	
	اعضای اصلی	اعضای غیراصلی
پ - تسلیم جوش	۱/۵	۳
تیر مختلط در بالا و نبشی در پایین[۵]		
الف - شکست دال مسطح	۲	۴
ب - تسلیم موضعی بال و لهیدگی جان ستون	۴	۵
پ - تسلیم بال نبشی پایین	۴	۶
ت - تسلیم کششی پیچها یا پرچها در بال ستون	۱/۵	۲/۵
ث - تسلیم برشی اتصالات بال تیر	۲/۵	۳/۵
اتصال برشی با دال [۴و ۱۱]	---	$۱۳/۰-۰/۱۱۴d_{bg}$
اتصال برشی بدون دال[۴]	---	$۱۳/۰-۰/۱۱۴d_{bg}$
تیر پیوند در قاب مهاربندی واگرا[۷و۸]		
الف: $e \le \frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}}$	۹	۱۳
ب: $e \ge \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$	مشابه مقادیر m در تیرها	
پ: $\frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}} < e < \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$	با استفاده از درون یابی خطی استفاده شود.	
مهاربند فشاری (به استثنای مهاربندهای واگرا)		
$k\frac{L}{r} \ge 4.2\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$		
الف: زوج نبشی کمانش داخل صفحه [۱۲]	۶	۷
ب: زواج نبشی کمانش خارج صفحه [۱۲]	۵	۶
پ: مقطع Z یا I	۶	۷
ت: مقاطع قوطی و لوله ای شکل	۵	۶
$k\frac{L}{r} \le 2.1\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ [۱۳و ۱۴]		
الف: زوج نبشی کمانش داخل صفحه [۱۲]	۵	۶
ب: زواج نبشی کمانش خارج صفحه [۱۲]	۴	۵
پ: مقطع Z یا I	۵	۶
ت: مقاطع قوطی و لوله ای شکل	۴	۵
$2.1\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le k\frac{L}{r} \le 4.2\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	با استفاده از درون یابی خطی برای مهاربندهای لاغر و قوی محاسبه شود.	
مهاربندی کششی (به استثنای مهاربندی‌های EBF)[۹]	۶	۸
اجزای دیافراگم		
تسلیم برشی دیافراگم، ناپل یا کمانش ورق	۲	۲

جزء/ تلاش	ضریب m در روش‌های خطی[۱]	
	اعضای اصلی	اعضای غیراصلی
تیرهای لبه و برشگیرها در دیافراگم با تکیه‌گاه جانبی کافی	۶	۶
تیرهای لبه و برشگیرها در دیافراگم با تکیه گاه جانبی نبشی	۲	۲
دیوارهای برشی فولادی[۱۰]	۸	۱۲

۱- در مقاطع مرکب در صورتی که بست‌ها ملزومات بند ۶-۴-۲-۴-۲ را ارضا ننمایند، مقدار m باید نصف شود. حداقل مقدار m برابر یک می‌باشد، همچنین در خمش حول محور ضعیف نیازی به کنترل $\frac{h}{t_w}$ نمی‌باشد و تیر، ستون و مهاربند قاب‌های برون محوری کنترل شونده توسط نیرو می‌باشند.

۲- ستون‌های در قاب‌های خمشی یا مهار شده می‌توانند براساس حداکثر نیروی متحمل در اعضای متل شده به ستون طراحی شوند. در ستون‌ها با مقاطع مستطیل یا مربع شکل نسبت $\frac{b_f}{2t_f}$ با نسبت $\frac{b}{t}$ و عدد ۰/۳ با عدد ۰/۶۵ ، عدد ۰/۳۸ با عدد ۱/۱ و همچنین عدد ۰/۷۵ با عدد ۱/۳۶جایگزین شده و علاوه بر آن نسبت $\frac{h}{t_w}$ نیز حذف شود.

۳- مقدار مندرج در جدول باید براساس ردیف ۴ بند ۶-۴-۲-۴-۲ تغییر نمایند.

۴- -d عمق تیر بر حسب سانتی‌متر برای ورق برش گیر جوشی و d_{bg} عمق گروه پیچ‌ها بر حسب سانتی متر برای ورق برش گیر پیچی

۵- ورق جان یا تکیه گاه با سخت کننده جهت تحمل برش بررسی میشوند. بدون اتصال برشی تلاشها نباید غیراصلی منظور شوند و باید مقادیر m در اعضای اصلی را برای آنها بکار برد. هرگاه عمق تیر، d_b، بیش از ۴۵ سانتی متر باشد، مقادیر ضریب m باید در عدد $\frac{45}{d_b}$ ضرب شوند. اما انتخاب کمتر از یک برای m نیاز نمی باشد.

۶- برای پیچ با مقاومت بالا مقادیر m نصف شوند اما انتخاب کمتر از ۱/۲۵ برای m نیاز نمیباشد.

۷- مقادیر داده شده برای تیرهای پیوندی است که حداقل دارای سه سخت‌کننده‌ی قایم در جان تیر پیوند می‌باشند. هرگاه سخت‌کننده‌ی قایمی به کار نرفته باشد، مقادیر داده شده باید نصف شوند. ولی انتخاب کم‌تر از ۱/۲۵ نیاز نمی‌باشد. برای جان‌های با یک یا دو سخت‌کننده‌ی قایم مقادیر m با استفاده از درون‌یابی خطی بین مقادیر داده شده برای سه سخت‌کننده و بدون سخت‌کننده قابل محاسبه می‌باشند.

۸- تغییر شکل برابر اختلاف تیر پیوند با تیر خارج پیوند یا ستون میباشد.

۹- برای مهاربندهایی که فقط به کشش طراحی می‌شوند، مقادیر داخل جدول نصف شوند ولی نیاز به انتخاب m کم‌تر از یک نمی‌باشد.

۱۰- در صورت وجود سخت کننده‌های ممانعت کننده از کمانش کاربرد دارند.

۱۱- دال مختلط باید کلیه ضوابط تیرهای مختلط در بخش (۱۰-۲-۹) مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان را برآورده نماید و نیروی کششی بال با آرماتورهای فوقانی تامین گردد.

۱۲- در صورتیکه لقمه‌ها در مقاطع مرکب ضوابط مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان را برآورده ننمایند، باید معیارهای پذیرش در ضریب ۰/۵ ضرب گردند.

۱۳- مقادیر m معیارهای پذیرش جدول برای مقطعی که شرایط مقطع فشرده لرزه ای را برآورده مینمایند ارائه شده است. مقدار m برای مقاطع غیر فشرده باید نصف گردد و برای مقاطع فشرده میانی از میانیابی خطی استفاده کرد.

۱۴- در صورتیکه اتصال مهاربند ضوابط مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان را برآورده ننماید، باید معیارهای پذیرش در ۰/۵ ضرب گردد.

۱۵- مقدار m برای برش تیرها با توجه به بند (۶-۴-۲-۴)، برابر مقدار آن برای تیرها در خمش میباشد.

جدول ۶-۲- پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی- اجزای سازه‌ی فولادی

جزء / تلاش	پارامترهای مدل سازی			معیارهای پذیرش	
	زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان		نسبت تنش پسماند	زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان	
				اعضای اصلی[۱۴]	اعضای غیراصلی
	a	b	c	LS	LS
تیرها- در خمش					
الف: $\frac{h}{t_w} \le 2.2\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۹ θ_y	۱۱ θ_y	۰/۶	۶ θ_y	۹ θ_y
ب: $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{b_f}{2t_f} \le 0.75\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ or $3.7\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{h}{t_w} \le 5.6\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۴ θ_y	۶ θ_y	۰/۲	۲ θ_y	۳ θ_y
پ: مقادیر $\frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w}$ بین مقادیر ارائه شده در ردیف الف یا ب باشد	با استفاده از درون یابی خطی و کوچکترین مقدار حاصله				
ت: $\frac{h}{t_w} \ge 5.6\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \ge 0.75\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	رفتار کنترل شونده توسط نیرو				
ستونها در خمش [۱و۲]					
برای $\frac{P_{UF}}{P_{CL}} \le 0.2$					
الف: $\frac{h}{t_w} \le 1.73\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۹ θ_y	۱۱ θ_y	۰/۶	۶ θ_y	۹ θ_y
ب: $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{b_f}{2t_f} \le 0.75\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ or $2.66\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{h}{t_w} \le 4.4\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	۴ θ_y	۶ θ_y	۰/۲	۲ θ_y	۳ θ_y
پ: مقادیر $\frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w}$ بین مقادیر ارائه شده در ردیف الف یا ب باشد	با استفاده از درون یابی خطی و کوچکترین مقدار حاصله				
ت: $\frac{h}{t_w} \ge 4.4\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \ge 0.75\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	رفتار کنترل شونده توسط نیرو				
برای $0.2 < \frac{P_{UF}}{P_{CL}} \le 0.5$					
الف: $\frac{h}{t_w} \le 1.5\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \le 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	[۳]----	[۴]----	۰/۲	[۵]----	[۶]----
ب: $0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \le \frac{b_f}{2t_f} \le 0.75\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ or $2.2 \le \frac{h}{t_w} \le 3.8\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	θ_y	۱/۵ θ_y	۰/۲	۰/۵ θ_y	۱/۲ θ_y
پ: مقادیر $\frac{b_f}{2t_f}$ یا $\frac{h}{t_w}$ بین مقادیر ارائه شده در ردیف الف یا ب باشد	با استفاده از درون یابی خطی و کوچکترین مقدار حاصله				
ت: $\frac{h}{t_w} \ge 3.8\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \ge 0.75\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	رفتار کنترل شونده توسط نیرو				
برای $\frac{P_{UF}}{P_{CL}} \ge 0.5$	رفتار کنترل شونده توسط نیرو				

جزء / تلاش	پارامترهای مدل سازی			معیارهای پذیرش	
	زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان		نسبت تنش پسماند	زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان	
	a	b	c	اعضای اصلی[۱۴]	اعضای غیراصلی
				LS	LS
چشمه‌ی اتصال	$۱۲\theta_y$	$۱۲\theta_y$	۱/۰	$۸\theta_y$	$۱۲\theta_y$
اتصالات صلب[۷]					
اتصاب با جوش نفوذی کامل بین بال‌های تیر و ستون[۸] (اتصال مستقیم)	-۰/۰۵۱ d۰/۰۰۰۵۱	-۰/۰۴۳ ۰/۰۰۰۲۴ d	۰/۲	-/۰۳۳۷ ۰/۰۰۰۳۳۸ d	۰/۰۳۲۳ d۰/۰۰۰۲۴
ماهیچه‌ی جوش شده اضافه شده به اتصال مستقیم با دال مختلط	۰/۰۲۶	۰/۰۳۶	۰/۲	۰/۰۱۷۲	۰/۰۲۷۰
ماهیچه‌ی جوش شده اضافه شده به اتصال مستقیم بدون دال مختلط	۰/۰۱۸	۰/۰۲۳	۰/۲	۰/۰۱۱۹	۰/۰۱۸۰
ورق جوش شده اضافه شده به اتصال مستقیم[۸]	-۰/۰۵۶ d۰/۰۰۰۴۳	-۰/۰۵۶ ۰/۰۰۰۴۳ d	۰/۲	۰/۰۳۱۹ d۰/۰۰۰۳۵	۰/۰۴۲ d۰/۰۰۰۳۳
بال جدا شده از جان[۸]	-۰/۰۶۷ d۰/۰۰۰۴۷	-۰/۰۹۴ ۰/۰۰۰۶۳ d	۰/۲	۰/۰۳۸ d۰/۰۰۰۰۹	۰/۰۵۲۵ d۰/۰۰۰۰۹
اتصال با ورق بال تحتانی و فوقانی جوش شده					
الف: در مقاطع خالص ورق	۰/۰۳	۰/۰۶	۰/۲	۰/۰۲۲۸	۰/۰۴۵۰
ب: سایر اجزای اتصال (شامل اتصال ورق‌های زیر سری و روسری به ستون و اتصالات برشی)	اجزا باید برای تلاشی معادل $1.15M_{pe}$ کنترل گردند.				
اتصال ترمیم شده ماهیچه ای بال بالا و پائین با جوش نفوذی کامل	۰/۰۲۷	۰/۰۴۷	۰/۲	۰/۰۲۰۵	۰/۰۳۵۳
اتصال ترمیم شده با ورق و بال تیر جوش شده به بال ستون	۰/۰۲۸	۰/۰۴۸	۰/۲	۰/۰۲۱۳	۰/۰۳۶۰
اتصالات نیمه صلب					
نبشی بالا و پائین[۹]					
الف- شکست برشی در پیچ یا پرچ (حالت حدی ۱)[۱۰]	۰/۰۳۶	۰/۰۴۸	۰/۲	۰/۰۲۰	۰/۰۳۰
ب- شکست کششی بال افقی نبشی (حالت حدی ۲)	۰/۰۱۲	۰/۰۱۸	۰/۸	۰/۰۰۸	۰/۰۱۰
پ - شکست کششی پیچ یا پرچ (حالت حدی ۳) [۱۰]	۰/۰۱۶	۰/۰۲۵	۱	۰/۰۰۸	۰/۰۲۰
ت - شکست خمشی نبشی (حالت حدی ۴)	۰/۰۴۲	۰/۰۸۴	۰/۲	۰/۰۲۵	۰/۰۳۵
اتصال با سپری[۹]					
الف- شکست برشی در وسایل اتصال (حالت حدی۱)					
۳. شکست برشی در پیچ یا پرچ [۱۰]	۰/۰۳۶	۰/۰۴۸	۰/۲	۰/۰۲۰	۰/۰۳۰
۴. شکست در جوش	۰/۰۱۲	۰/۰۱۸	۰/۸	۰/۰۰۸	۰/۰۱۰
ب- شکست کششی پیچ یا پرچ (حالت حدی۲) [۱۰]	۰/۰۱۶	۰/۰۲۴	۰/۸	۰/۰۰۸	۰/۰۲۰
پ - شکست کششی در جان سپری(حالت حدی ۳)	۰/۰۱۲	۰/۰۱۸	۰/۸	۰/۰۰۸	۰/۰۱۰

جزء / تلاش	پارامترهای مدل سازی			معیارهای پذیرش	
	زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان		نسبت تنش پسماند	زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان	
	a	b	c	اعضای اصلی[14]	اعضای غیراصلی
				LS	LS
ت- شکست خمشی بالهای سپری (حالت حدی ۴)	۰/۰۴۲	۰/۰۸۴	۰/۲	۰/۰۲۵	۰/۰۳۵
ورق اتصال بال پیچ شده[9]					
الف- شکست در سطح مقطع موثر و یا برش در پیچ یا پرچ [10]	۰/۰۳۰	۰/۰۳۰	۰/۸	۰/۰۲۰	۰/۰۲۰
ب - شکست در جوش اتصال ورق به بال تیر و یا بال ستون و همچنین شکست کششی در سطح مقطع کل ورق	۰/۰۱۲	۰/۰۱۸	۰/۸	۰/۰۰۸	۰/۰۱۰
ورق انتهایی پیچ شده					
الف - تسلیم ورق انتهایی	۰/۰۴۲	۰/۰۴۲	۰/۸	۰/۰۲۸	۰/۰۳۵
ب- تسلیم پیچها	۰/۰۱۸	۰/۰۲۴	۰/۸	۰/۰۱۰	۰/۰۲۰
پ - تسلیم جوش	۰/۰۱۲	۰/۰۱۸	۰/۸	۰/۰۰۸	۰/۰۱۵
تیر مختلط در بالا و نبشی در پایین[9]					
الف - شکست دال مسطح	۰/۰۱۸	۰/۰۳۵	۰/۸	۰/۰۱۰	۰/۰۲۰
ب - تسلیم موضعی بال و لهیدگی جان ستون	۰/۰۳۶	۰/۰۴۲	۰/۴	۰/۰۲۰	۰/۰۲۵
پ - تسلیم بال نبشی پایین	۰/۰۳۶	۰/۰۴۲	۰/۲	۰/۰۲۰	۰/۰۲۵
ت - تسلیم کششی پیچها یا پرچها در بال ستون	۰/۰۱۵	۰/۰۲۲	۰/۸	۰/۰۰۸	۰/۰۱۳
ث - تسلیم برشی اتصالات بال تیر	۰/۰۲۲	۰/۰۲۷	۰/۲	۰/۰۱۳	۰/۰۱۸
اتصال برشی با دال [8]	$-$ ۰/۰۲۹ ۰/۰۰۰۰۸ d_{bg}	$-$ ۰/۱۵ d_{bg} ۰/۰۰۱۴	۰/۴	---	$-$ ۰/۱۱۲۵ ۰/۰۰۱۱ d_{bg}
اتصال برشی بدون دال[8]	$-$ ۰/۰۱۵ ۰/۰۰۰۱۴ d_{bg}	$-$ ۰/۱۵ d_{bg} ۰/۰۰۱۴	۰/۴	---	$-$ ۰/۱۱۲۵ ۰/۰۰۱۱ d_{bg}
تیر پیوند در قاب مهاربندی واگرا[10و11]					
الف: $e \le \frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}}$	۰/۱۵	۰/۱۷	۰/۸	۰/۱۱	۰/۱۴
ب: $e \ge \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$	مشابه با مقادیر در تیرها				
پ: $\frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}} < e < \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$	با استفاده از درون یابی خطی محاسبه شود.				
دیوار برشی فولادی[13]	$14\theta_y$	$16\theta_y$	۰/۷	$10\theta_y$	$13\theta_y$

۱- ستون‌ها در قاب‌های خمشی یا مهارشده می‌توانند براساس ماکزیمم نیروی متحمل در اعضای متصل شده به ستون طراحی شوند. در ستون‌ها با مقاطع مستطیل یا مربع شکل نسبت $b_f/2t_f$ با نسبت b/t و عدد ۰/۳ با عدد ۰/۶۵، عدد ۰/۳۸ با عدد ۱/۱ و همچنین عدد ۰/۷۵ با عدد ۱/۳۶جایگزین شده و علاوه بر آن نسبت h/t_w نیز حذف شود.

۲- ستون‌های با نسبت $P/P_{CL} > 0.5$ کنترل شونده توسط نیرو محسوب می‌شوند.

۳- چرخش خمیری $= 11(1 - 1.7P / P_{CL})\theta_y$

۴- چرخش خمیری $= 17(1 - 1.7P / P_{CL})\theta_y$

۵- چرخش خمیری $= 8(1 - 1.7P / P_{CL})\theta_y$

۶- چرخش خمیری $= 14(1 - 1.7P / P_{CL})\theta_y$

۷- مقدار مندرج در جدول باید براساس ردیف ۴ بند ۶-۴-۲-۴-۲ تغییر نمایند.

۸-d عمق تیر بر حسب سانتی‌متر برای ورق برش گیر جوشی و d_{bg} عمق گروه پیچ‌ها بر حسب سانتی متر برای ورق برش گیر پیچی

۹-ورق جان یا تکیه گاه با سخت کننده جهت تحمل برش بررسی میشوند. بدون اتصال برشی تلاشها نباید غیراصلی منظور شوند و باید مقادیر جدول در اعضای اصلی را برای آنها بکار برد. هرگاه عمق تیر، d_b، بیش از ۴۵ سانتی متر باشد، مقادیر ارائه شده در جدول باید در عدد $\frac{45}{d_b}$ ضرب شوند.

۱۰- برای پیچ با مقاومت بالا اعداد داده شده در جدول باید نصف شوند.

۱۱- مقادیر داده شده برای تیرهای پیوندی است که حداقل دارای سه سخت کننده‌ی قایم در جان تیر پیوند می‌باشند. هرگاه سخت‌کننده‌ی قایمی که کار نرفته باشد، مقادیر داده شده باید نصف شوند. برای جان‌های با یک یا دو سخت‌کننده‌ی قایم مقادیر m با استفاده از دورن‌یابی خطی بین مقادیر داده شده برای سه سخت کننده و بدون سخت کننده قابل محاسبه می‌باشند.

۱۲- تغییر شکل عبارت از زاویه‌ی دوران بین تیر پیوند و تیر خارج از پیوند یا ستون.

۱۳- مقادیر داده شده برای دیوارهای برشی با سخت کننده است که در آن کمانش جلوگیری شده باشد.

۱۴- اعداد این دو ستون برای حالتی است که از روش استاتیکی غیرخطی ساده شده مطابق بند ۳-۳-۳-۱-۱ برای تحلیل سازه استفاده شود. در غیر این صورت معیار پذیرش اعضای اصلی مشابه اعضای غیراصلی خواهد بود.

جدول ۶-۳- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی- اجزای سازه‌ی فولادی

جزء / تلاش	پارامترهای مدل سازی [۱و۲]			معیارهای پذیرش [۱و۲]	
	تغییر شکل خمیری، رادیان		نسبت تنش پس ماند	تغییر شکل خمیری، رادیان	
	a	b	c	اعضای اصلی [۱۴]	اعضای غیراصلی
				LS	LS
تیرها و ستون‌های در کشش (به استثنای تیر و ستون‌های EBF)	$۵\,\Delta_T$	$۷\,\Delta_T$	۱/۰	$۳\,\Delta_T$	$۶\,\Delta_T$
مهاربند فشاری (به استثنای مهاربندی EBF)					
$k\frac{L}{r} \geq 4.2\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$					
الف: زوج نبشی کمانس داخل صفحه [۳]	$۰/۵\,\Delta_C$	$۱۰\,\Delta_C$	۰/۳	$۶/۰\,\Delta_C$	$۸/۰\,\Delta_C$
ب: زوج نبشی کمانش خارج صفحه [۳]	$۰/۵\,\Delta_C$	$۹\,\Delta_C$	۰/۳	$۵/۰\,\Delta_C$	$۷/۰\,\Delta_C$
پ: مقاطع Z یا I	$۰/۵\,\Delta_C$	$۱۰\,\Delta_C$	۰/۳	$۶/۰\,\Delta_C$	$۸/۰\,\Delta_C$
ت: مقاطع قوطی و لوله ای شکل	$۰/۵\,\Delta_C$	$۹\,\Delta_C$	۰/۳	$۵/۰\,\Delta_C$	$۷/۰\,\Delta_C$
$k\frac{L}{r} \leq 2.1\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$					
الف: زوج نبشی کمانس داخل صفحه [۳]	$۱/۰\,\Delta_C$	$۸\,\Delta_C$	۰/۵	$۵/۰\,\Delta_C$	$۷/۰\,\Delta_C$
ب: زوج نبشی کمانش خارج صفحه [۳]	$۱/۰\,\Delta_C$	$۷\,\Delta_C$	۰/۵	$۴/۰\,\Delta_C$	$۶/۰\,\Delta_C$
پ: مقاطع Z یا I	$۱/۰\,\Delta_C$	$۸\,\Delta_C$	۰/۵	$۵/۰\,\Delta_C$	$۷/۰\,\Delta_C$
ت: مقاطع قوطی و لوله ای شکل	$۱/۰\,\Delta_C$	$۷\,\Delta_C$	۰/۵	$۴/۰\,\Delta_C$	$۶/۰\,\Delta_C$
$2.1\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}} \leq k\frac{L}{r} \leq 4.2\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	با استفاده از درون یابی خطی برای مقادیر داده شده برای مهاربندهای لاغر و قوی محاسبه شود.				
مهاربند کششی باستثنای مهاربند واگرا	$۱۱\,\Delta_C$	$۱۴\,\Delta_C$	۰/۸	$۷/۰\,\Delta_C$	$۱۱/۰\,\Delta_C$

۱- Δ_C تغییر شکل محوری در بار کمانشی مورد انتظار می‌باشد.

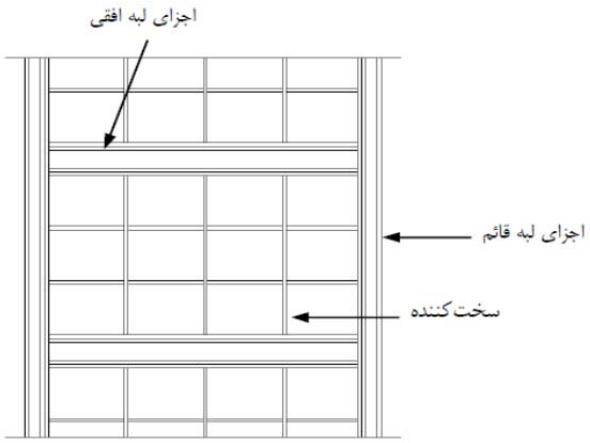
۲- Δ_T تغییر شکل محوری در بار نظیر کششی حد تسلیم (بار لهیدگی مورد انتظار) می‌باشد.

۳- در صورتیکه لقمه‌ها در مقاطع مرکب ضوابط مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان را برآورده ننماید، باید معیارهای پذیرش در ۰/۵ ضرب شوند.

۶-۶- دیوارهای برشی فولادی

۶-۶-۱- کلیات

دیوار برشی، عضو باربر جانبی است که اجزای آن شامل لبه افقی (تیر)، اجزای قائم (ستون)، ورق جان و سخت کننده‌ها می‌باشد.



شکل ۶-۵- نمای دیوار برشی فولادی سخت شده

یک دیوار برشی فولادی سوراخ دار یا بدون سوراخ حتما باید در چهار طرف خود دارای عناصر لبه ای (تیرها و ستون‌ها) بوده و به آنها جوش شده باشد. دیوارهای برشی فولادی باید به تنهایی یا به همراه سایر اعضای سیستم مقاوم لرزه ای قادر به تحمل بارهای جانبی باشند .عناصر لبه‌ای باید همانند تیرها و ستونها مورد ارزیابی قرار گیرند.

دیوارهای برشی به دو نوع سخت شده و سخت نشده تفکیک می‌شوند .درصورتی دیوار برشی سخت شده محسوب میگردد که ورق دیوار یکی از شروط زیر را برآورده نماید:

الف -اگر در دو راستای افقی و قائم سخت کننده استفاده گردد؛

$$\frac{s}{t_w} \le 3.82\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad (۲۹-۶)$$

s: فاصله سخت کننده‌ها؛

t_w: ضخامت ورق دیوار برشی.

ب- اگر در یک راستا سخت کننده استفاده گردد؛

$$\frac{s}{t_w} \le 2.88\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad (۳۰-۶)$$

پ -دیوار فولادی در بتن مدفون گردد.

در ضوابط ارائه شده برای این بخش فرض براینست که دیوار برشی سخت شده میباشد و کمانش برشی در آن رخ نمیدهد.

۶-۶-۲- سختی

۶-۶-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

استفاده از روش اجزای محدود در حالت تنش صفحه‌ای به همراه تیرها و ستونها به عنوان عناصر لبهای به منظور تحلیل دیوار برشی فولادی مجاز است .سختی کلی دیوار، K_w، را میتوان از رابطه (۶-۳۱) یا از یک روش مبتنی بر اصول مقاومت مصالح محاسبه نمود:

$$K_W = \frac{Gat_w}{h} \qquad (۳۱-۶)$$

که در آن:

G: مدول برشی فولاد؛

a: عرض خالص دیوار بین ستونها؛

h: ارتفاع خالص دیوار بین تیرها؛

t_w: ضخامت ورق دیوار.

۶-۶-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی

سختی ناحیه ارتجاعی رابطه نیرو- تغییر مکان دیوار باید طبق بند (۶-۶-۲-۱) محاسبه شود. رابطه کامل غیر خطی نیرو- تغییر مکان باید بر اساس آزمایش یا یک روش تحلیلی مورد تائید باشد. به جای آن، استفاده از رابطه کلی نیرو – تغییر مکان داده شده در شکل (۶-۱) که در بند (۶-۳-۱-۲) معرفی شده، مجاز می‌باشد.

۶-۶-۳- مقاومت

۶-۶-۳-۱- کلیات

مقاومت‌های اعضا باید ضوابط کلی بند (۶-۳-۲) و ضوابط تصریح شده در این بند محاسبه شوند.

۶-۶-۳-۲- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

مقاومت اجزای دیوار برشی باید مطابق زیر تعیین گردد:

۱- **ورق دیوار**: مقاومت برشی مورد انتظار دیوار، Q_{CE}، باید بر اساس بخش (۶-۲-۱۰) مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان بسته به نسبت a/t_w با در نظر گرفتن F_{ye} به جای F_y و ضریب تقلیل ظرفیت، Φ، برابر یک تعیین گردد. در این حالت دیوار فولادی میتواند به صورت جان یک تیر ورق مدل گردد.

اگر از سخت کننده‌هایی با فواصل مناسب برای جلوگیری از کمانش قطری دیوار استفاده شود، مقاومت مورد انتظار دیوار از رابطه (۶-۳۲) بدست خواهد آمد:

$$Q_{CE} = V_{CE} = 0.6F_{ye}at_w \quad (۳۲-۶)$$

که در آن a عرض خالص دیوار بین ستون‌های طرفین آن می‌باشد.

۲- **سخت کننده‌ها**: مقاومت برشی سخت کننده‌ها می‌تواند مطابق بخش (۱۰-۲-۶) مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان با ، Φ، برابر یک و F_{ye} به جای F_y محاسبه شود.

۳- **اتصالات**: مقاومت اتصالا باید طبق بخش (۱۰-۲-۱۰) مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان با Φ، برابر یک محاسبه شود.

۶-۶-۳-۳- روش استاتیکی غیر خطی

منحنی کلی نیرو- تغییر مکان نشان داده شده در شکل (۶-۱) که در بند (۶-۳-۱-۲) توصیف شده یا رابطه نیرو- تغییر مکان دیگری بر اساس آزمایش یا یک مدل تحلیل منطقی مورد تائید مبتنی بر آزمایش، باید برای رفتار کامل نیرو- تغییر مکانی دیوار برشی فولادی تا هنگام انهدام به کار گرفته شود. مقاومت مورد انتظار، QCE، باید بر اساس بند (۶-۶-۳-۲) محاسبه شود. تغییر مکان حد تسلیم از رابطه (۶-۳۳) تعیین می‌شود:

$$\Delta_y = \frac{Q_{CE}}{K_W} \quad (۳۳-۶)$$

۶-۶-۴- معیارهای پذیرش

۶-۶-۴-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

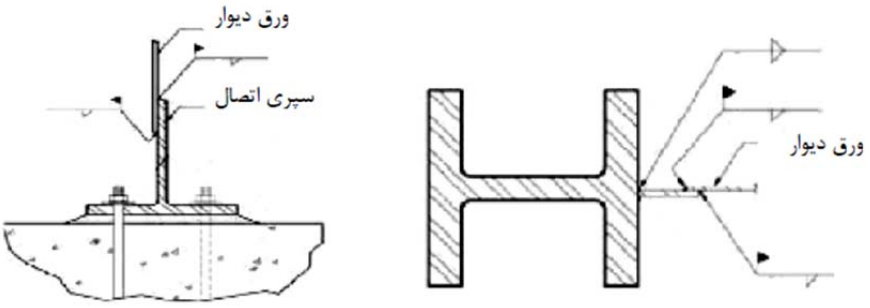
تلاشهای محاسباتی باید با مقاومت طراحی طبق بند (۴-۴-۱) مقایسه شود. ضرایب m برای اعضای فولادی از جدول (۶-۱) برگرفته میشوند. معیار پذیرش اجزای دیوار برشی مطابق زیر می باشد:

۱- **محدودیت نسبت طول به ارتفاع**: در دیوارهای برشی نسبت طول به ارتفاع باید $0.8 \prec \frac{L}{h} \leq 2.5$ محدود گردد.

۲- **ورق دیوار**: رفتار برشی در دیوار برشی فولادی سخت شده یک رفتار مقید به تغییر مکان در نظر گرفته میشود که معیارهای پذیرش آن در جدول (۶-۲)داده شده است.

۳- **اتصالات**: اتصالات ورق دیوار به اجزای لبه باید بعنوان عضو کنترل شونده توسط نیرو در نظر گرفته شود.

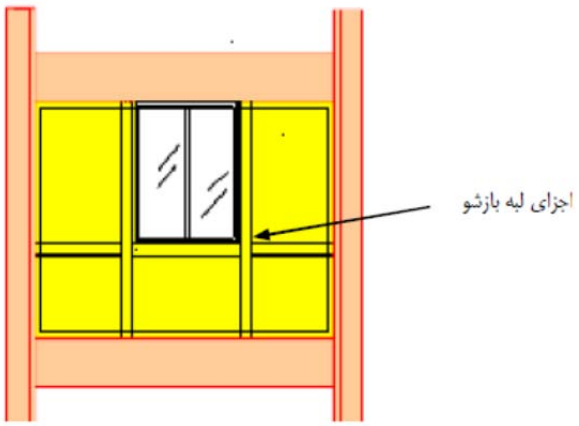
۴- **سخت کننده‌ها**: سخت کننده‌ها باید ضوابط مربوط به سخت کننده‌ها را برای جلوگیری از کمانش قطری دیوار طبق بخش (۱۰-۲-۶) مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان با ، Φ، برابر یک و F_{ye} به جای F_y محاسبه شود.



الف-اتصال ورق دیوار به اجزای لبه ب- اتصال ورق دیوار به فونداسیون

شکل ۶-۶- نمونه ای از اتصالات ورق دیوار

۵- **بازشوها**: در اطراف بازشوهای ورق باید از اجزای لبه افقی و قائم استفاده گردد .اجزای لبه اطراف بازشو باید مطابق شکل (۶-۷) در تمام ارتفاع یا طول ورق ادامه یابد.



شکل ۶-۷- اجزای لبه بازشو

این اجزا باید ضوابط زیر را برآورده نمایند:

الف- مقاومت مورد نیاز اجزای لبه قائم باید بر اساس نیروهای متناظر با مقاومت تسلیم مورد انتظار در کشش با زاویه α تغییین گردد.

α زاویه تسلیم ورق نسبت به قائم از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\tan^4 \alpha = \frac{\frac{2}{t_w L} + \frac{1}{A_c}}{\frac{2}{t_w L} + \frac{2h}{A_b L} + \frac{h^4}{180 I_c L^2}} \qquad (۳۴-۶)$$

A_b: سطح مقطع تیر لبه؛

A_c و I_c : سطح مقطع و لنگر اینرسی ستونهای لبه.

ب- سختی اجزای لبه بازشو باید شرایط زیر را برآورده نماید.

$$I_c \geq \frac{0.00307\, t_w h}{L}, I_b \leq 0.003 t_w h^4 / L \qquad (۳۵-۶)$$

I_c: لنگر اینرسی جز لبه قائم حول محور عمود به صفحه دیوار

I_b : لنگر اینرسی جز لبه افقی حول محور عمود به صفحه دیوار.

درصورت اثبات عدم نیاز به اجزای لبه بازشو، بر اساس انجام آزمایش، میتواند از اجزای لبه استفاده نگردد.

۶-۶-۴-۲- روش استاتیکی غیر خطی

تلاشهای محاسباتی اعضا باید ضوابط بند (۴-۴-۲) را برآورد سازد .حدتغییر شکل‌ها باید از جدولهای (۶-۲) و (۶-۳) گرفته شود.

۶-۷- قاب‌های فولادی با میان قاب

قاب‌های فولادی که در آن‌ها میان قاب‌های بتنی مسلح موجود است باید با در نظر گرفتن سختی مرکب قاب فولادی و دیوار میان مقاب ارزیابی شوند.

دیوارهای میان قاب به همراه قاب‌های مربوط در ترکیب با همدیگر با در نظر گرفتن سختی نسبی هر عضو نیروی زلزله را تحمل می‌کنند.

۶-۸- دیافراگم‌ها

۶-۸-۱- دیافراگم‌های کف فلزی بدون پوشش

۶-۸-۱-۱- کلیات

دیافراگم‌های کف فلزی، ورقهای صاف یا موجدار فلزی هستند که به یکدیگر و به اسکلت فولادی تکیه گاه خود با جوش یا سایر وسایل اتصال متصل میشوند. این دیافراگمها به تنهایی یا با کمک مهاربندی‌های قطری اضافی بار جانبی را تحمل میکنند.

اعضای قاب فولادی متصل به دیافراگم را به عنوان اجزای لبه و جمع کننده‌ها در نظر گرفت. انتقال بار از دیافراگم به این اعضا باید با استفاده از اتصالات برشی، جوش و یا پیچ صورت گیرد.

۶-۸-۱-۲- سختی

۶-۸-۱-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

دیافراگمهای کف فلزی را باید با توجه به ضوابط بند (۴-۲-۴) به انواع صلب، نیمه‌صلب و یا نرم دسته‌بندی کرد. میزان سختی این دیافراگمها را باید با استفاده از روشهای معتبر تعیین کرد و در تحلیل آنها بکار برد.

۶-۸-۱-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی

در تحلیل غیرارتجاعی سازه‌ها اگر اتصال دیافراگم ضعیف باشد، دیافراگم به صورت غیرارتجاعی مدل نمی‌شود. سختی بعد از مرحله‌ی ارتجاعی را می‌توان ۳٪ سختی اولیه در نظر گرفت.

۶-۸-۱-۳- مقاومت

مقاومت دیافراگم‌های کف فلزی را باید با توجه به ضوابط بند(۶-۲-۲) و توصیه‌های کلی این بند تعیین نمود. مقاومت مورد انتظار، Q_{CE}، اینگونه دیافراگمها را باید دو برابر مقدار مجاز داده شده در آیین نامه‌ها و استانداردهای مربوطه در نظر گرفت. مقاومت‌های کرانه پایین، Q_{CL}، اتصال دهنده‌های جوشی را باید طبق ضوابط آیین نامه‌های جوش تعیین نمود.

۶-۸-۱-۴- معیارهای پذیرش

برای پذیرش این دیافراگمها، معیارهای زیر باید مورد توجه قرار گیرند:

رفتار اتصالات این نوع دیافراگمها را باید نیرو کنترل در نظر گرفت .ظرفیت اتصال باید به اندازه‌ای باشد که بتواند تمام نیروی عکس العمل دیافراگم را به قاب منتقل نماید .در مواردی که ظرفیت دیافراگم توسط ظرفیت اتصالش به قاب کنترل میشود، دیافراگم را باید عضو با رفتار نیرو کنترل در نظر گرفت.

در مواردی که دیافراگم توسط ظرفیت اتصالش به قاب کنترل نمیشود، دیافراگم باید عضو با رفتار تغییر شکل کنترل در نظر گرفته شود .ضرایب m برای جاری شدن برشی یا کمانش ورق را میتوان از جدول (۶-۲) بدست آورد.

دیافراگم نباید سطح اتکا یا مهار خود را از دست بدهد .

میزان تغییر شکلهای ایجاد شده در دیافراگم نباید از حدی که در سایر اعضای سازه‌ای یا غیر سازه‌ای تغییر مکانهای غیر قابل قبولی برای سطح عملکرد ایمنی جانی ایجاد کند، تجاوز نماید.

۶-۸-۲- دیافراگم‌های کف فلزی با پوشش بتن سازه‌ای

۶-۸-۲-۱- کلیات

کف فلزی در دیافراگم‌های فلزی با بتن رویه می‌تواند مختلط یا غیر مختلط باشد .در هر دو مورد دیافراگم فولادی و دال بتنی با مشارکت هم نیروهای واردشده بر دیافراگم را تحمل می کنند .بتن رویه می‌تواند بتن معمولی یا بتن سبک باشد و مسلح شدن بتن می‌تواند با شبکه سیمی یا با آرماتورهای با قطر کم انجام گیرد.

در این گونه دیافراگم‌ها معمولا دیافراگم فلزی از ورق‌های فولادی مو ج دار به شکل‌های گوناگون درست شده است. ورق‌های فولادی به یکدیگر و به تکیه گاه‌ها توسط جوش یا اتصالات مکانیکی متصل می‌شوند.

تیر لبه و برشگیرها در اینگونه دیافراگم‌ها همان اعضای قاب فولادی متصل به دیافراگم می‌باشند.

۶-۸-۲-۲- سختی

۶-۸-۲-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

اگر نسبت ابعاد دیافراگم بزرگتر از ۵ نباشد، در مورد دیافراگم‌های موجود می‌توان فرض دیافراگم صلب را برای محاسبه توزیع نیروها به کار برد. در مورد نسبت‌های ابعاد بزرگتر یا نامنظمی پلان اثر انعطاف‌پذیری دیافراگم باید مطابق بند (۴-۲-۴) در نظرگرفته شود. برای محاسبه سختی دیافراگم می‌توان از روش‌های معتبر با درنظرگرفتن اثر بتن رویه استفاده کرد.

۶-۸-۲-۲-۲- روش استاتیکی غیرخطی

در آنالیزهای غیرارتجاعی سازه‌ها معمولا اگر ضعیف ترین قسمت در دیافراگم اتصالات آن باشد، رفتار دیافراگم ارتجاعی فرض می‌شود

۶-۸-۲-۳- مقاومت

مقاومت این گونه دیافراگم‌ها را باید از روش‌های معتبر تعیین نمود . به عنوان روشی دیگر، می‌توان مقاومت مورد انتظار، Q_{CE}، برای این گونه دیافراگم‌ها، دو برابر مقدار مجازی که در آیین نامه‌ها و استانداردهای مربوط داده شده، فرض نمو د . مقاومت‌های کرانه پایین،Q_{CL}، را برای اتصال دهنده‌های جوشی باید طبق ضوابط آیین نامه‌های جوش تعیین نمود.

۶-۸-۲-۴- معیارهای پذیرش

رفتار اتصالات این نوع دیافراگم کنترل شونده توسط نیرو فرض می‌شود .ظرفیت اتصال باید به قدری باشد که بتواند تمام نیروی عکس العمل دیافراگم را به قاب منتقل نماید.

در صورتی که ظرفیت دیافراگم توسط ظرفیت اتصالش به قاب کنترل شود . در این حالت دیافراگم به عنوان عضوی که رفتارش با نیرو کنترل می‌شود ملحوظ می‌شود .دیافراگم‌هایی که ظرفیت آن‌ها توسط ظرفیت اتصال کنترل نمی‌شود، کنترل شونده توسط تغییرشکل فرض میشوند .ضرایب m برای مود جاری شدن برشی را می‌توان از جدول (۶-۱) استخراج نمود.

نباید دیافراگم سطح اتکا یا مهارش را از دست دهد. میزان تغییرشکل‌ها نباید از حد مشخص شده برای سایر اعضا (سازه‌ای یا غیره سازه‌ای) بیشتر باشد. معیارهای پذیرش برای برش گیرها در بند (۶-۸-۶) ارایه شده است.

برشگیرهایی که برای تا مین عملکرد مختلط بین تیرهای فولادی و دال قرار داده شده اند باید ظرفیت لازم را جهت انتقال هر دو برش ناشی از عملکرد دیافراگم و عملکرد مختلط با تیر ر ا داشته باشند .

۶-۸-۲-۵- معیارهای بهسازی

دیافراگم‌هایی که معیارهای پذیرش را برای سطح عملکرد ایمنی جانی تامین ننمایند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۶-۳-۳) و سایر ضوابط این دستورالعمل باشد.

۶-۸-۳- دیافراگم‌های کف فلزی با پوشش بتن غیرسازه‌ای

دیافراگم‌های کف فلزی با پوشش بتن غیرسازه‌ای را باید به عنوان دیافراگم‌های کف فلزی بدون پوشش ارزیابی نمود، مگر اینکه اثر بتن رویه روی سختی و مقاومت دیافراگم توسط آزمایش تایید شده باشد.

روشهای تعیین سختی و مقاومت این دیافراگم‌ها عیناً نظیر دیافراگم‌های کف فلزی بدون پوشش است و معیارهای پذیرش و معیارهای بهسازی آنها نیز نظیر این دیافراگم‌هاست.

در تعیین سختی این دیافراگمها باید احتمال عملکرد مرکب را بین عرشه فولادی و بتن رویه را مورد بررسی قرار داد . همچنین در مواردی که بر روی بتن موجود بتن جدیدی برای بهسازی ریخته میشود، باید چگونگی عملکرد آنرا با بتن موجود با دقت بررسی کرد.

۶-۸-۴- دیافراگم‌های طاق ضربی

۶-۸-۴-۱- کلیات

دیافراگم‌های طاق ضربی در ساختمان‌های فولادی دیافراگم‌هایی هستند که از قوس‌های آجری بین تیرهای فولادی به نحوی تشکیل شده اند که تیرها، مقاومت در برابر رانش قوس را تامین می‌نمایند.

۶-۸-۴-۲- سختی

۶-۸-۴-۲-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی

دیافراگم‌های طاق ضربی موجود باید به صورت دیافراگمی افقی با ضخامتی معادل برای قوس آجری و بتن رویه، مدل سازی شود. می‌توان این نوع دیافراگم‌ها را به صورت خرپایی متشکل از تیرهای فولادی به عنوان کششی و قوس‌های آجری به عنوان اعضای فشاری مدل نمود. در محاسبه نحوه‌ی توزیع بار جانبی بین اعضای قایم باید اثر انعطاف پذیری دیافراگم‌های طاق ضربی ملحوظ شود، نتایج تحلیل‌ها باید ارزیابی شوند تا از ارتجاعی بودن پاسخ دیافراگم اطمینان حاصل شود.

در صورتی که برای بهسازی دیافراگم طاق ضربی به آن مهاربندی افقی فولادی اضافه شود، باید اندرکنش بین اعضای جدید و موجود دیافراگم از طریق بررسی سازگاری سختی آن‌ها مطالعه شود. نحوه انتقال بار بین اعضای موجود و جدید دیافراگم، در هنگام بررسی انعطاف پذیر دیافراگم بهسازی شده باید در نظر گرفته شود.

۶-۸-۴-۲-۲- روش استاتیکی غیر خطی

دیافراگم‌های طاق ضربی باید همواره در محدوده ارتجاعی باقی بمانند مگر این که امکان رفتار غیر ارتجاعی آن‌ها مورد تایید قرار گیرد.

۶-۸-۴-۳- مقاومت

در تعیین ظرفیت‌های اجزای دیافراگم طاق ضربی می‌توان فرض نمود که هیچ عضویی به جز تیرهای فولادی قادر به تحمل کشش نمی‌باشد. اثرات بارهای ثقلی باید برای اجزای دیافراگم در نظر گرفته شوند. نحوه انتقال بار بین اعضای مختلف و بین اعضای قاب باید بررسی شود تا از وجود مسیر بار کاملاً اطمینان حاصل شود.

۶-۸-۴-۴- معیارهای پذیرش

رفتار دیافراگم‌های طاق ضربی به صورت کنترل شوند توسط نیرو فرض می‌شود. برای سطح عملکرد سازه‌ای ایمنی جانی، نباید تغییر شکل‌ها و تغییر مکان‌های دیافراگم باعث از دست رفتن سطح اتکا برای اعضای قوس آجری شود. برای سطوح عملکرد بالاتر، تغییر شکل ناشی از کشش قطری نباید منجر به حذف امکان انتقال بار شود. تغییر شکل‌ها باید به مقادیری کم تر از خیزهایی که باعث صدمه به اعضای سازه‌ای یا غیر سازه‌ای دیگر در سطح عملکرد مورد نظر شوند، محدوده شوند. در کنار تعیین این مقادیر برای طاق ضربی باید مقادیر متناظر برای قاب‌های فولادی نیز مشخص شوند.

۶-۸-۴-۵- معیارهای بهسازی

دیاگرام‌های طاق ضربی که معیارهای پذیرش را برای سطوح عملکرد مورد نظر تامین ننماید، باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید بر اساس ضوابط بند (۶-۳-۳) و سایر ضوابط این دستورالعمل باشد.

۶-۸-۵- دیافراگم‌های بتنی درجا

۶-۸-۵-۱- اجزای تشکیل دهنده دیافراگم‌های بتنی

دیافراگم‌های بتنی درجا نیروهای اینرسی کف و برش منتقل شده از اجز ا قایم منقطع را از سازه به اجزای قایم مقاوم در برابر نیروهای جانبی منتقل می‌سازند.
دیافراگم‌های بتنی متشکلند از دا لها، اجزای جمع کننده و اجزای لبه که تعاریف آنها در بندهای بعدی آمده است.

۶-۸-۵-۱-۱- دال‌ها

هر دال جزیی از یک سیستم پوشش (کف یا سقف) است، که علاوه بر تحمل بارهای ثقلی باید نیروهای اینرسی ایجاد شده در سازه را از یک دستگاه قایم مقاو م جانبی به دستگاه دیگر منتقل کرده و نیز به عنوان مهاربندی در جهت خارج از صفحه برای سایر قسمت‌های ساختمان نیز عمل نماید.

۶-۸-۵-۱-۲- مهارها و اجزای جمع کننده (جمع کننده)

اجزای جمع کننده عبارتند از اعضایی که نیروهای اینرسی را از داخل دیافراگم به اعضای سیستم مقاوم جانبی انتقال می‌دهند .
مهارها عبارتند از اجزایی از یک دیافراگم سازه‌ای که برای فراهم نمودن پیوستگی در اطراف بازشوهای دیافراگم تعبیه می‌شوند .
مهارها و جمع کننده‌ها باید با دال یکپارچه بوده و میتوانند در داخل ضخامت آن قرار گیرند یا از دال ضخامت بیشتری داشته باشند.

۶-۸-۵-۱-۳- اجزای لبه

اجزای لبهٔ دیافراگم با تعبیهٔ آرماتور اضافی طولی و عرضی در لبه‌های دیافراگم‌های افقی برای مقاومت در برابر نیروهای کششی و فشاری ایجاد شده توسط خمش دیافراگم، قرار داده می‌شود. دیوارهای خارجی سازه‌ای را نیز می‌توان برای تامین همین عملکرد به کار برد به شرط اینکه ظرفیت برشی افقی کافی بین دال و دیوار موجود باشد.

۶-۸-۵-۲- مدل‌سازی، تحلیل و معیارهای پذیرش

۶-۸-۵-۲-۱- ملاحظات کلی

مدل تحلیلی یک دیافراگم باید نماینده‌ای از مقاومت، سختی و ظرفیت تغییرشکلی هر جزء و نیز خود دیافراگم در کل باشد. گسیختگی بالقوه در خمش، برش، کمانش و طول مهاری آرماتورها در هر نقطه از دیافراگم باید مورد توجه قرار گیرد.

مدل تحلیلی یک دیافراگم را عموماً می‌توان به صورت یک تیر افقی پیوسته یا ساده که بر اجزای با سختی متفاوت تکیه کرده است درنظرگرفت.

۶-۸-۵-۲-۲- سختی

سختی دیافراگم باید با استفاده از یک مدل خطی ارتجاعی با به کاربردن مشخصات مقطع تر ک نخورده با ضریب ارتجاعی بتن که در آیین نامه آبا تعریف شده، محاسبه شو د . در مواردی که براساس ضوابط بند ۴-۲-۴-۱ بتوان نشان داد که دیافراگم به صورت صلب عمل نماید، می‌توان این فرض را در محاسبات به کار گرفت و از مدل کردن دیافراگم صرفنظر کرد.

۶-۸-۵-۲-۳- مقاومت

مقاومت اجزا باید مطابق با ضوا بط کلی بند (۶-۳-۲) ولی به ترتیبی که اینجا ذکر می‌شود باشد . مقاومت حداکثر جزء باید با درنظرگرفتن گسیختگی بالقوه تحت خمش، نیروی محوری، برش، پیچش، طول مهاری آرماتورها و سایر عملکردها در کلیه نقاط جزء محاسبه شود. این آثار نیرویی باید تحت ترکیبات بارگذاری طراحی جانبی و ثقلی محاسبه شوند . مقاومت اعضا باید به صورت ذکرشده در فصل بیستم آیین نامه بتن ایران (آبا) تعیین شود.

۶-۸-۵-۲-۴- معیارهای پذیرش

برش و خمش دیافراگم، کنترل شونده توسط تغییرشکل درنظرگرفته می شوند . معیارهای پذیرش برای نیروهای داخلی اجزای دال بر اساس ضوابط دستورالعمل ارزیابی و بهسازی سازه‌های بتن مسلح متداول موجود تعیین می‌گردد.

۶-۸-۵-۲-۵- معیارهای بهسازی

دیافراگم‌های بتنی که معیارهای پذیرش مربوط به هدف بهسازی موردنظر را تا مین نمی‌کنند باید بهسازی شوند.

۶-۸-۶- اعضای تیر لبه و برش گیرها

۶-۸-۶-۱- کلیات

تیرریزی فولادی که دیافراگم بر آن اتکا دارد. را می‌توان به عنوان اعضای تیر لبه یا برشگیر در نظر گرفت. در صورت وجود بتن سازه‌ای، آرماتورهای دال به عنوان تیر لبه یا برش گیری که نیروهای کششی را تحمل می کنند عمل می‌نمایند و نیروهای فشاری تیر لبه یا برش گیر توسط دال حمل می‌شود. در صورتی که تیرریزی فولادی به عنوان تیر لبه یا برش گیر عمل نماید باید از اتصال مطمئن تیرریزی به دال از طریق جوش مناسب و یا وسایل اتصال مکانیکی اطمینان حاصل کرد.

۶-۸-۶-۲- سختی

برای مدل سازی اعضای تیر لبه و یا برش گیر می‌توان فرضیات مدل سازی ارایه شده در این فصل را برای اعضای قاب فولادی معدل به کار گرفت.

۶-۸-۶-۳- مقاومت

در تعیین مقاومت‌های تیرهای لبه و برش گیرها می‌توان از ضوابط بند (۶-۴-۲-۳-۱) مربوط به تیرها و ستون‌ها در قاب های صلب استفاده نمود. تعیین مقاومت‌های میلگردهای موجود در دال‌های بتنی که به عنوان تیر لبه یا برش گیر عمل نمایند باید مطابق ضوابط فصل ۷ انجام گیرد.

۶-۸-۶-۴- معیارهای پذیرش

در صورتی که در دیافراگم، رفتار غیر ارتجاعی پذیرفته شده باشد می‌توان رفتار غیر ارتجاعی در تیرهای لبه و برش گیرها را نیز پذیرفته دانست. در این صورت رفتار تیرهای لبه و برش گیرها کنترل شونده توسط شکل محسوب می‌شوند. ضرایب m از جدول (۶-۱) و معیارهای پذیرش غیر ارتجاعی باید از ضوابط اجزای تیر و ستون قاب‌های صلب در بخش (۶-۴) استفاده شوند. در صورتی که رفتار غیر ارتجاعی پذیرفته نباشد، رفتار تیرهای لبه و برش گیرها به صورت کنترل شونده توسط نیرو فرض می‌شود. در این صورت مقدار Q_{UD} لازم نیست از کل نیرویی که با در نظر گرفتن مقاومت مورد انتظار برای دیافراگم یا اعضای سیستم باربر جانبی قابل انتقال به برش گیر یا تیر لبه مورد نظر است، بیشتر باشد، برای سطح عملکرد سازه‌ای ایمنی جانی، تغییر شکل‌ها و تغییر مکان‌های اجزای تیر لبه و برش گیرها نباید منجر به از دست رفتن اتکا قایم شود. رفتار جوش‌ها و اتصال دهنده‌هایی که دیافراگم را به تیرهای لبه و یا برش گیرها متصل می‌نمایند، به صورت کنترل شونده توسط نیرو فرض می‌شوند، اگر تمام اتصالات شرایط پذیرش را تامین نمایند. می‌توان فرض کرد که دیافراگم از کمانش اعضای تیر لبه در صفحه دیافراگم ممانعت می‌کند. در صورتی که تیرهای لبه و یا برش

گیرها علاوه بر بارهای زلزله، بار ثقلی نیز تحمل نمایند، رفتار آن‌ها باید با ضوابط بند (۶-۴-۲-۳-۱) برای اعضای تحت ترکیب بار محوری و خمش کنترل شود.

۶-۸-۶-۵- معیارهای بهسازی

اعضای تیر لبه و برش گیرها که معیارهای پذیرش را برای سطح عملکرد مورد نظر تامین ننماید، باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید بر اساس ضوابط بند (۶-۳-۳) و سایر ضوابط این دستورالعمل باشد.

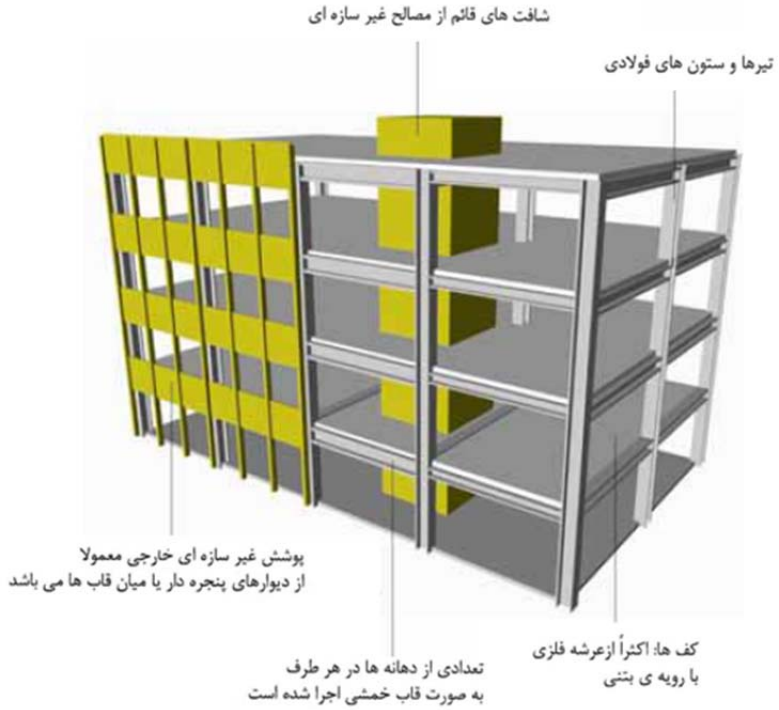
فصل هفتم

راهکارهای بهسازی قاب‌های خمشی فولادی

۷-۱- خصوصیات کلی سازه

۷-۱-۱- کلیات

سازه فولادی با قابهای خمشی، شامل یک قاب کامل اصلی متشکل از تیرها و ستون‌های فولادی میباشند. نیروهای جانبی را قابهای خمشی تحمل می‌کنند که سختی آنها از طریق اتصالات تیرها و ستون‌ها و با استفاده از نبشی‌ها، صفحات، پیچ‌ها و یا جوش تأمین می‌شود. قابهای خمشی در کلیه‌ی دهانه‌ها و یا در دهانه‌های خاصی به کار گرفته می شوند. مهم این است که هیچ گونه دیوار سازه‌ای و یا مهاربند فولادی در این نوع قابها وجود ندارد و کف‌ها از دال‌های بتنی درجا یا عرشه‌ی فلزی با رویه‌ی بتنی تشکیل شده اند. شکل ۷-۱ نمونه‌ای از این نوع سازه را نشان می‌دهد.



شکل ۷-۱- نمونه ای از قابهای خمشی فولادی

۷-۱-۲- دیافراگم‌های کف و سقف

دیافراگم‌های مورد استفاده در این نوع سازه صلب و یا انعطاف‌پذیر هستند. دیافراگم‌های صلب معمول که در ساختمان های جدید می‌توان دید، متشکل از عرشه‌ی فلزی با رویه‌ی بتنی است. انتقال نیروهای دیافراگم به قاب‌های سازه از طریق گل میخ‌های برشی جوش شده به تیرها انجام می‌گیرد. ساختمان‌های فولادی قدیمی‌تر که پیش از معمول شدن ورق‌های فولادی اجرا می‌شد، به وسیله‌ی دال‌های بتنی، سقفهای تیرچه بلوک و یا قوس‌های با مصالح بنایی که در دهانه بین دو تیر اجرا می‌گردد (طاق ضربی) پوشش داده می‌شد.

۷-۱-۳- پی

پی ممکن است از هر نوع شامل منفرد، گسترده و شمع باشد که بستگی به خصوصیات ساختمان، نیروهای جانبی و خاک محل دارد.

۷-۲- خصوصیات پاسخ لرزه‌ای

ساختمان‌های با قاب خمشی فولادی عموماً انعطاف‌پذیر هستند و تحت تأثیر تغییر مکانهای بین طبقه‌ای بزرگ قرار دارند. شکل‌پذیری این ساختمان‌ها طی تسلیم و تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها و یا تسلیم برشی نواحی ستونی در اتصالات تیر به ستون تامین میگردد. این ظرفیت رفتار غیرالاستیک به قاب‌های خمشی اجازه می‌دهد تا در برابر بارگذاری و باربرداری‌های مداوم مقاومت نمایند.

۷-۳- کمبودهای لرزه‌ای متداول و روش‌های بهسازی کاربردی

جدول ۷-۱ کمبودها و روش‌های بهسازی را که مخصوص این سیستم سازه ای است ، نشان می‌دهد که برخی از آنها ذیلا توضیح داده شده است.

۷-۳-۱- مقاومت کلی

کمبود مقاومت عمومی که ناشی از مقاومت ناکافی در قاب است، منجر به تقاضاهای اضافی در قاب‌های موجود می‌شود. تسلیم یا شکست در تیرها، ستون‌ها و یا اتصالات ممکن است به تغییر مکانهای بیشتر و در نتیجه غیرقابل مرمت شدن ساختمان پس از زلزله منتهی شود.

۷-۳-۲- سختی کلی

قاب‌های خمشی نسبت به دیگر انواع سیستم‌های باربر جانبی انعطاف‌پذیری بیشتری دارند. این موضوع ممکن است سبب آسیب‌سازه‌ای به اتصالات، آسیب غیرسازه‌ای به تیغه‌ها و پوشش آنها، تشدید اثرات $P-\Delta$ و ضربه‌های وارده از ساختمان‌های مجاور گردد. اقدامات بهسازی معمول شامل مقاوم‌سازی قاب‌های موجود یا ایجاد اجزای قائم باربر جانبی است.

۷-۳-۳- پیکربندی

شرایط طبقه‌ی نرم هنگامی رخ می‌دهد که سختی از یک طبقه به طبقه دیگر به طور ناگهانی تغییر کند. این موضوع در مورد طبقه‌ی همکف ساختمانهای اداری و تجاری که ارتفاع آن معمولا زیاد است، معمول می باشد. این شرایط همچنین ممکن است در طبقه‌ی میانی ساختمانها پنج تا پانزده طبقه که برای تأثیرات مدهای بالا و تکانهای لرزه‌ای حوزه نزدیک (نزدیک گسل) طراحی نگردیده‌اند اتفاق بیفتد.

۷-۳-۴- مسیر هدایت بار

نارسایی در مسیر هدایت بار ساختمان‌های با قاب خمشی فولادی عموما بدلیل جمع کننده‌های ناکافی و عدم مهار مهار قاب در پی است. در این سازه‌ها نیروهای لرزه‌ای از دیافراگم به قاب از طریق اتصالات برشی جوش شده به جمع کننده‌ها یا مستقیم به تیرهای قاب،منتقل می‌شود. جمع کننده‌ها یا اتصالات موجود به قابها ممکن است بسیار ضعیف باشد و برای انتقال این بارها کافی نباشد. اتصالات بین ستون‌ها و صفحه‌ی پای ستونها یا کلاهک شمع باید تحمل برش، خمش و نیروهای بلند شدگی را داشته باشد. اتصالاتی که تحمل این نیروهای وارده از قابها را نداشته باشد سبب ظرفیت قاب میگردند.

۷-۳-۵- جزئیات اجزا

کمبود عمده‌ی قابل مشاهده در جزئیات خمشی فولادی به اتصالات تیر به ستون مرتبط می‌شود. اتصالات خمشی جوش شده در قاب‌های قدیمی استفاده از جوش‌های نفوذی کامل در بال و نیز لچکی‌های برشی جوش شده یا پیچی رواج داشته است. یکی از روشهای بهسازی این اتصالات هدایت نقاط تسلیم و ایجاد مفصل پلاستیک به محلی دور از گره‌ها و کاهش تنش‌های وارد بر جوشها میباشد. برای این منظور میتوان از مقاطع تیرکاهش یافته (RBS) یا مقاوم سازی مقطع یک تیر در مجاورت اتصال تیر به ستون استفاده نمود. این روشها در بخش ۷-۴-۶ ارائه شده است.

وصله‌های ستون جوش شده هنگامی که تحت بارهای کششی بزرگ قرار می‌گیرد در مقابل شکست آسیب‌پذیر می‌شود، زیرا در این وصله‌ها عموماً از جوش‌های شیاری نفوذی جزئی استفاده شده و بنابراین برای ظرفیت کامل ستون‌های کوچکتر طراحی نشده‌اند.

جدول ۷-۱- کمبودهای لرزه‌ای متداول و روش‌های بهسازی کاربردی برای قابهای خمشی فولادی

کمبودها		روش بهسازی				
گروه	کمبودها	افزودن اعضای جدید	ارتقای اعضای موجود	بهسازی اتصالات بین اعضا	کاهش تقاضا	برداشتن اعضای گزینش شده
مقاومت کلی	مقاومت ناکافی قاب	قاب خمشی قاب مهاربندی شده دیوار برشی بتنی دیوار برشی فولادی	مقاوم‌سازی تیرها ستون‌ها و یا اتصالات		جداسازی لرزه ای تعبیه‌ی میراگر	
سختی کلی	تغییر مکان نسبی زیاد	قاب خمشی قاب مهاربندی شده دیوار برشی بتنی دیوار برشی فولادی	مقاوم سازی تیرها ستون‌ها و یا اتصالات		تعبیه‌ی میراگر	
پیکربندی	طبقه نرم	قاب خمشی قاب مهاربندی شده دیوار برشی بتنی دیوار برشی فولادی				
	فرورفتگی و پیش آمدگی در پلان	قاب خمشی قاب مهاربندی شده دیوار برشی بتنی جمع کننده	ارتقای جزئیات			
مسیر هدایت بار	عدم وجود جمع کننده	افزودن جمع کننده				
	عدم کفایت مهارهای برشی، خمشی، برکشش به پی		مدفون کردن ستون در پداستالی که به دیگر اعضای پی موجود بسته شده است.	تعبیه برشگیرها یا پیچ مهارهای فولادی از صفحه پای ستون به پی		
مسیر هدایت بار (ادامه)	عدم کفایت مهارهای برون صفحه‌ای در محل اتصال به دیوارهای متصل به دیافراگم			مهارهای کششی		
جزئیات اجزاء	ظرفیت ناکافی تیرها، ستون‌ها و یا اتصالات		ارتقای اتصالات تیر-ستون افزودن ورقهای پوششی یا اعضای قوطی تعبیه صفحات اتصال یا مهاربندهای زانویی مدفون کردن ستون در بتن			
	ظرفیت ناکافی چشمه‌های اتصال		تعبیه ورق‌های پیوستگی جوش شده تعبیه سخت کننده یا ورقهای مضاعف جوش شده			

کمبودها		روش بهسازی				
گروه	کمبودها	افزودن اعضای جدید	ارتقای اعضای موجود	بهسازی اتصالات بین اعضا	کاهش تقاضا	برداشتن اعضای گزینش شده
دیافراگم	عدم کفایت مقاومت و یا سختی درون صفحه ای	افزودن جمع کننده برای توزیع نیروها	اجرای رویه بتنی	میخ کوبی بیشتر در دیافراگم‌های انعطاف‌پذیر		
	عدم کفایت انتقال برش به قاب‌ها			افزایش گل میخ های برشی یا جوش‌ها		
	ظرفیت‌ناکافی اعضای مرزی	افزودن اعضای فولادی یا میلگرد				
	تنش‌های زیاد در بازشوها و نامنظمی‌ها	افزودن میلگرد، تعبیه‌ی جمع کننده در پیرامون دیافراگم				پر کردن بازشوها

۷-۳-۶- کمبودهای دیافراگم

مشکلات معمول در دیافراگم شامل مقاومتهای برشی درون صفحه‌ای ناکافی، اعضای مرزی ناکارآمد و تنش‌های اضافه در بازشوها می‌باشد. علت این مشکلات ممکن است به دلیل کمبودهای دال یا ضخامت مصالح پر کننده، کمبود آرماتورهای فولادی در دال‌ها، اتصالات ناکافی به اعضای مرزی، و جزئیات ضعیف در بازشوها باشد.

۷-۳-۷- کمبودهای پی

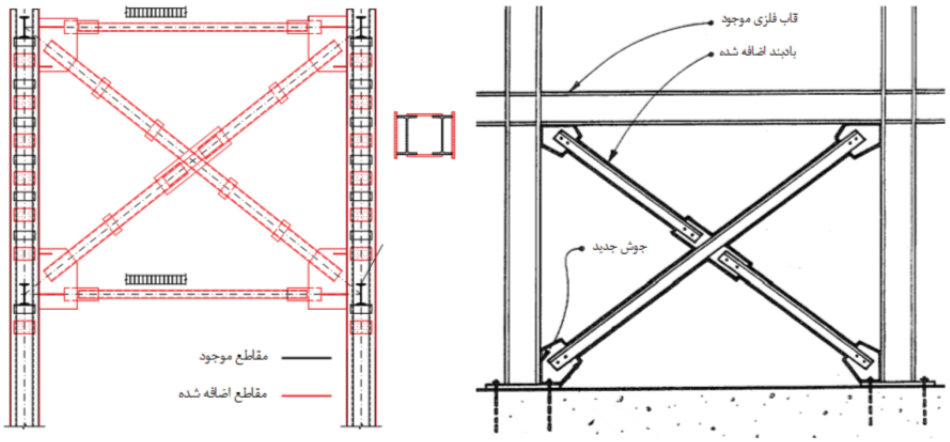
پی‌های ضعیف موجب می‌شوند که ظرفیت کامل سیستم باربر جانبی تأمین نشود. مشکلات این پی‌ها میتواند ناشی از کافی نبودن مقاومت پی و نیز اندازه‌ی پی‌ها، شناژها، کلاهک شمع و شمع‌ها باشد.

۷-۴- تشریح جزئیات روشهای بهسازی

۷-۴-۱- افزودن مهاربند یا قاب مهاربندی شده به سازه ساختمان

۷-۴-۱-۱- موارد کاربرد

ساختمانهای با قاب خمشی که برای تحمل نیروهای جانبی ضعیف می‌باشد یا برای کنترل تغییر مکان‌های نسبی ساختمان انعطاف‌پذیری زیادی دارند را می‌توان به ساختمان‌های با قاب مهاربندی شده تبدیل کرد (شکل ۷-۲).



شکل ۷-۲- بهسازی لرزه ای قابهای موجود بوسیله افزودن مهاربندهای همگرا

۷-۴-۱-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی

عملکرد لرزه‌ای یک ساختمان ممکن است با افزودن مهاربندهایی به قابهای خمشی فولادی پرچ، یا جوش شده‌ی موجود بهبود یابد. مهاربندها غالباً موجب افزایش قابل توجهی در جرم ساختمان نمی‌شوند. از آنجا که بعضی از آنها بسیار بهتر از انواع دیگر در زلزله عمل می‌کنند، پیکربندی‌های گوناگون قابهای مهاربندی شده‌ی هم محور (CBF) باید مورد توجه

قرار گیرد. علاوه بر این سیستم‌هایی که مقررات موجود برای قابهای مهاربندی شده‌ی هم محور ویژه (SCBF) در آنها لحاظ شده است، انتظار می‌رود که رفتار پایدار و شکل‌پذیری را در زلزله‌های بزرگ از خود نشان دهند. به دلیل پیچیدگی طراحی و جزئیات اجرای پیچیده، معمولاً از تبدیل قابهای خمشی به قابهای مهاربندی شده برون محور (EBF) پرهیز می‌شود. در مهاربندها می‌توان از مقاطع مختلفی از جمله مقاطع I– شکل، مقاطع سازه‌ای توخالی (HSS)، لوله‌های فولادی، نبشی‌های دوبل، ناودانی‌های دوبل، مقاطع سازه‌ای توخالی دوبل و مهاربندهای کمانش تاب استفاده کرد.

۷-۴-۱-۳- ملاحظات طراحی

افزودن قاب‌های مهاربندی شده به یک ساختمان با قاب خمشی سختی آن را به شدت افزایش می‌دهد. بنابراین سازه‌ی بهسازی شده باید برای نیروهای واژگونی و جانبی بالاتری ارزیابی شود. در این حالت رفتار کلی سیستم متاثر از رفتار قاب مهاربندی اضافه شده خواهد بود. درک کاملی از رفتار و مقاومت مصالح موجود، برای اطمینان از اندرکنش مناسب اعضای جدید با اعضای موجود الزامی است بطور مثال در صورت افزودن مهاربند به قاب خمشی موجود اثرات ناشی از اضافه نیروی محوری ایجاد شده در ستونهای مجاور باید مورد توجه قرار گیرد و در صورت لزوم ستونها برای اضافه نیروها تقویت شوند. دیگر موارد طراحی به شرح زیر است:

مکان مهاربند: جایگذاری مهاربند در دهانه‌های قاب خمشی موجود میبایست در اولویت قرار گیرد تا بتوان از مقاومت اعضا، اتصالات و پی‌استفاده کرد. اگر این موضوع ممکن نباشد و مهاربندها در جاهای دیگر اضافه شوند، قاب‌های خمشی موجود باید هنگامی که نیروها در سیستم‌باربر جانبی توزیع می‌شوند، مورد توجه قرار گیرند. در صورت بزرگی تغییر مکانهای ساختمان، رفع کمبودهای موجود در قاب‌های خمشی، چه قاب‌ها جزئی از سیستم باربر جانبی جدید بوده و چه خارج از آن باشند، نیازمند توجه ویژه‌ای است.

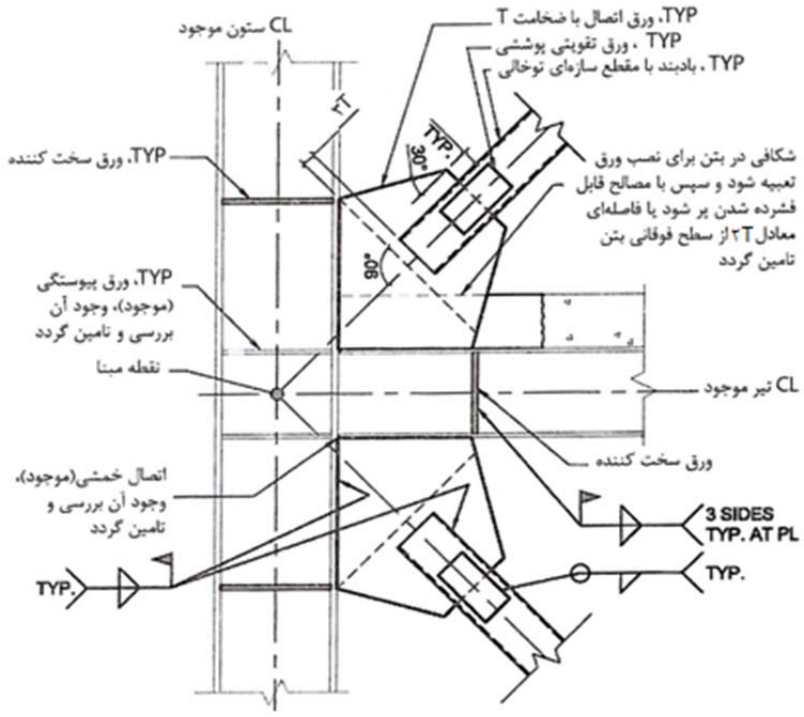
انتخاب مهاربند: باید از مقاطع فشرده غیرلاغر تا جایی که ممکن است برای جلوگیری از شکست یا کمانش زودهنگام مهاربندها طی رفتار پس از تسلیم استفاده گردد.

موارد غیرسازه‌ای: افزودن مهاربندها به یک سازه‌ی موجود خصوصیات معماری ساختمان را تغییر می‌دهد. مهاربندها در قابهای بیرونی در ساختمان‌های با شیشه‌های روشن قابل رؤیت خواهد بود. در دهانه‌های داخلی، مهاربندها باید چنان قرار گیرند که از ایجاد انسداد در راهروها، درگاه‌ها و دیگر سیستم‌های ساختمانی جلوگیری شود. مخفی کردن قابهای مهاربندی شده در دیوارهای جداکننده، منجر به افزایش ضخامت آنها شده و این امر میبایست از نظر ملاحظات معماری مورد نظر قرار گیرد. همچنین افزایش ابعاد تیرها میتواند با کاهش ارتفاع سقف تمام شده همراه بوده و این امر خود بر اجزای غیرسازه‌ای از جمله سقف‌های آویزان، لوله‌ها، کانال‌ها و داکت‌ها تاثیر گذار است.

۷-۴-۱-۴- بررسی جزئیات

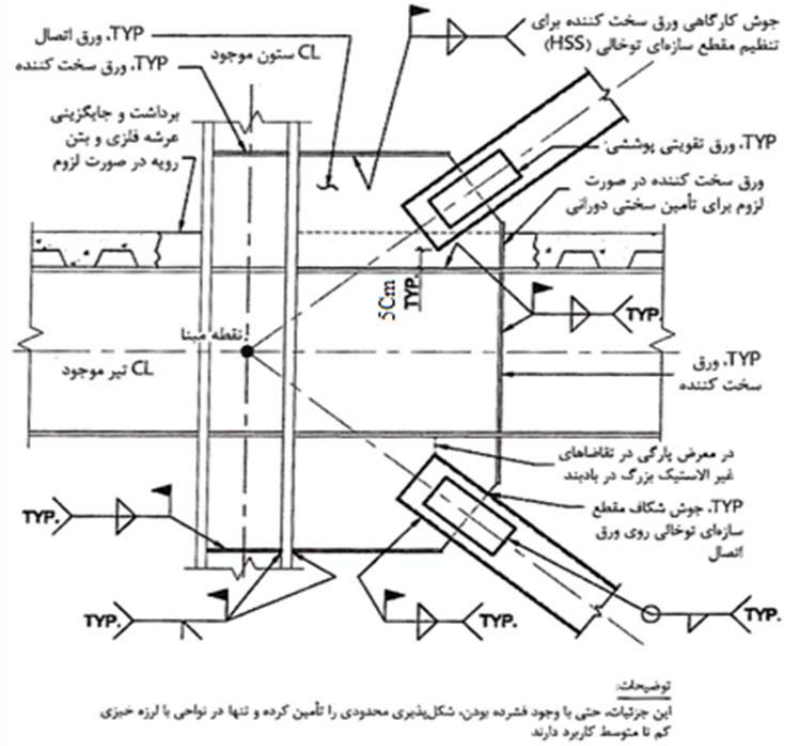
علاوه بر رسیدگی به نقشه‌های موجود ساختمان شامل نقشه‌های چون ساخت، چنانچه موجود باشد، و انجام بررسی‌های جامع در محل، موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد:

اتصالات: صفحات اتصال برای نصب مهاربندها تلورانس‌های بیشتری نسبت به اتصال مستقیم مهاربندها به اعضای قاب دارند. یک اتصال معمول و تمام جوش شده که برای استفاده در قاب مهاربندی شده‌ی هم محور ویژه مناسب می‌باشد، در تصویر (۷-۳) نشان داده شده است. اگر ظرفیت مهاربند تابع کمانش برون صفحه‌ای باشد، رفتار پایدار پس از کمانش با اجازه دادن به صفحه‌ی اتصال برای انجام دوران‌های پلاستیک، به دست می‌آید. بر این اساس فاصله انتهای مهاربند تا خط ترسیمی از نزدیکترین نقطه بر روی صفحه‌ی اتصال در تماس تیر یا ستون و عمود بر محور مهاربند، میبایست دو برابر ضخامت صفحه اتصال در نظر گرفته شود.



شکل ۷-۳- مهاربند ساخته شده از مقاطع سازه ای توخالی در اتصال تیر به ستون موجود در قابهای مهاربندی ویژه

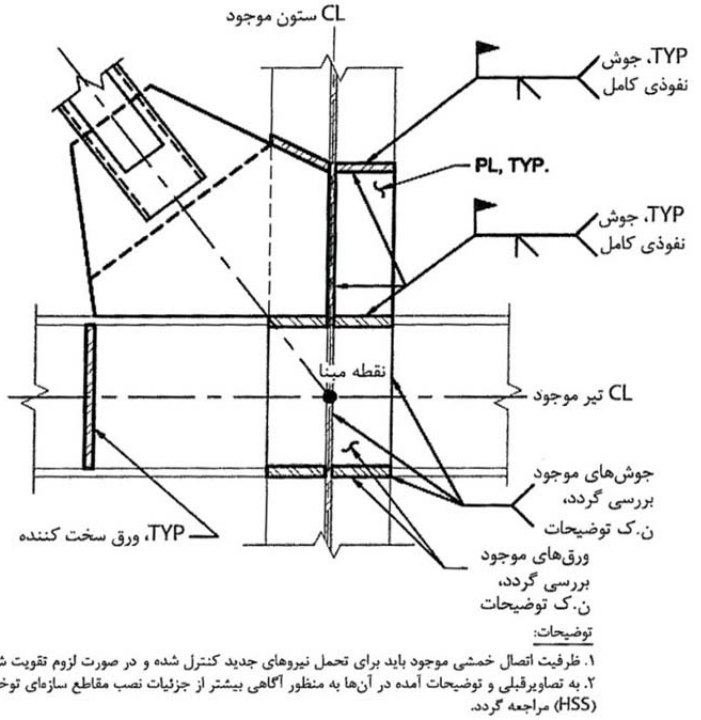
در مناطق با لرزه خیزی کم و متوسط، میتوان از اتصال مطابق شکل (۷-۴) استفاده نمود. نمونه ای دیگر از نحوه اتصال مستقیم مهاربندها به مقطع تیر و ستون در شکل (۷-۵) نمایش داده شده است. دو اتصال اخیر باید ترجیحاً در موقعیت هایی که کمانش درون صفحه‌ای مهاربندها حاکم بوده و یا تقاضای شکل‌پذیری کم است، استفاده شود. علاوه بر این اتصال نشان داده شده در تصویر(۷-۵) نیازمند جوشکاری وسیعتری در محل است و چنانچه مرحله به مرحله همگام با جوشکاری، ابعاد کنترل نشود ممکن است مشکلاتی را در تنظیم ایجاد کند.



شکل ۷-۴- مهاربند ساخته شده از مقاطع سازه ای توخالی در اتصال تیر به ستون موجود در قابهای مهاربندی معمولی

این موضوع که محل نقطه‌ی مبنا بر روی تقاطع خطوط محوری ستون و تیر باشد همیشه عملی و ممکن نیست، مانند تیرهای عمیق. این موضوع چنانچه در طراحی اتصال برون محوری در نظر گرفته شود، قابل قبول می‌باشد.

اعضای مهاربندی ساخته شده در محل: اگر چه نصب نبشی‌های دوبل، ناودانی‌های دوبل، و مقاطع سازه‌ای توخالی دوبل به عنوان مهاربند دارای نقاط قوتی است، هنگامی که از این اعضا در قاب مهاربندی شده‌ی هم محور ویژه استفاده می‌گردد، ضوابط سخت‌تری به کار گرفته می‌شود. این موارد شامل فاصله‌گذاری اجزای جوش غیر پیوسته، فشردگی اعضا و مقاومت اجزای جوش غیر پیوسته می‌شود.



شکل ۷-۵- مهاربند ساخته شده از مقاطع سازه ای توخالی در اتصال تیر به ستون موجود

۷-۴-۱-۵- ملاحظات اجرایی

موارد جوشکاری: یک محیط کاری که در آن جوشکار بتواند جوش‌های با کیفیت انجام دهد، لازم است. این امر شامل محیطی با فضای کافی برای عملکرد مناسب تجهیزات جوشکاری، نور کافی و یک سطح کاری پایدار برای جوش‌های سربالاست، که همه برای اطمینان از ایمنی و سلامتی کارگر الزامی است. ملاحظات دیگر شامل تخلیه‌ی مناسب گازهای جوش و حفاظت در برابر آتش الزامی است.

برداشتن عناصر غیرسازه‌ای موجود: پوشش خارجی و جداگرهای داخلی عموماً باید برای انتقال و نصب مهاربندها در محل نهایی‌شان برداشته شوند. اصلاح اتصالات در سطح بام ممکن است برداشتن پوشش بام و عناصر آب بندی را الزامی‌کند. نصب اتصالات به وجه تحتانی تیرها، صفحات پیوستگی و مضاعف ستون‌ها و سخت‌کننده‌های تیرها بر روی سقف‌ها، چراغ‌ها و دیگر اجزای لوله‌کشی، الکتریکی و مکانیکی تأثیر خواهد گذاشت.

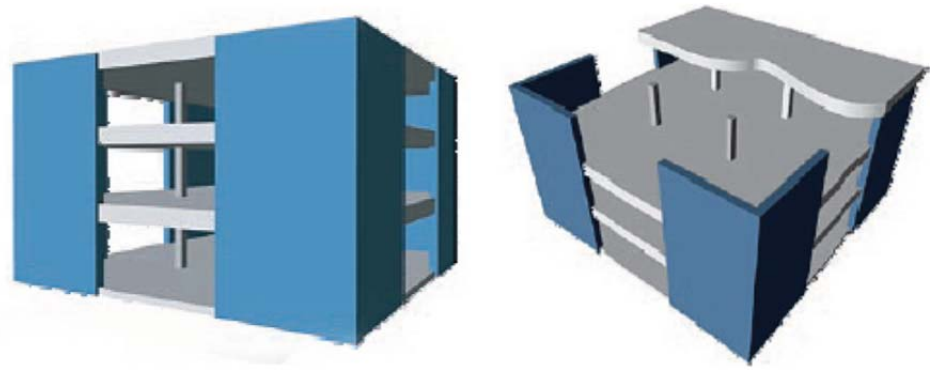
برداشتن اعضای سازه‌ای موجود: به منظور نصب اتصالات جدید، دال‌ها و عرشه‌های فلزی باید بریده و از محل برداشته شوند. دال‌هایی که عمود بر جهت تیرها قرار گرفته‌اند، نیاز به شمع زنی موقت دارند. بازشوهای موقت در دال‌ها نه تنها نیاز به شمع‌زنی دارند، بلکه به چگونگی بسته شدن این بازشوها هم باید توجه شود. تیرها به ندرت برداشته می‌شوند، اما اگر این کار اجتناب ناپذیر باشد، دال‌هایی که به تیرها تکیه داده‌اند نیاز به شمع‌گذاری دارند و همچنین ستون‌هایی که در زیر تیرها واقع شده‌اند ممکن است نیاز به مهار داشته باشند.

بارهای ضمن ساخت: بارهای ناشی از عملیات اجرایی متغیر بوده و ممکن است موقت یا همیشگی باشد. بارهای موقت شامل وزن تجهیزات اجرایی و الگوهای بارگذاری مختلف بر قابهای پیرامونی است، هنگامی که پوشش سنگین خارجی به طور موقت برداشته شده باشد. چنانچه سختی اتصالات تغییر یابد، مانند تبدیل تکیه‌گاه با لچکی برشی ساده به اتصال کاملاً گیردار و نیز هنگامی که اعضای سازه به طور موقت برداشته شده‌اند، بارهای دایمی تحت تأثیر قرار می‌گیرند و منجر به توزیع مجدد نیروها می‌شود.

۷-۴-۲- افزودن دیوارهای برشی بتنی

۷-۴-۲-۱- موارد کاربرد

ساختمانهای قاب‌خمشی که در تحمل بار جانبی ناتوان‌اند و یا برای کنترل تغییر مکانهای ساختمان بسیار انعطاف‌پذیرند را می‌توان با افزودن دیوارهای برشی مقاوم سازی و سخت کرد. دیوارهای برشی ممکن است به تنهایی به عنوان یک سیستم باربر جانبی و یا در ترکیب با قابهای خمشی به کار روند.



شکل ۷-۶- بهسازی لرزه‌ای قاب‌های موجود بوسیله افزودن دیوارهای برشی

۷-۴-۲-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی

دیوارهای برشی موجب افزایش مقاومت و سختی قابل توجهی در یک سازه می‌شود. افزودن این دیوارها به جای افزودن قابهای مهاربندی شده، به سازه چنانچه تیرها و ستونهای موجود همچنان توان تحمل نیروها در سیستم قاب مهاربندی شده پس از افزودن این قابها به سیستم را نداشته باشند، مورد توجه قرار می‌گیرد. دیوارهای برشی بتنی را می‌توان با کاربرد قالب‌بندی‌های مرسوم اجرا کرد و یا به جای آن از شاتکریت چنانچه عوامل ماهر برای اجرای دیوارهای شاتکریت در دسترس باشند، استفاده کرد.

۷-۴-۲-۳- ملاحظات طراحی

افزودن دیوار برشی به یک قاب فولادی موجب تشکیل یک سیستم دیوار برشی کامپوزیت می‌شود. نیروهای برشی افقی توسط اعضای دیوار تحمل شده و نیروهای واژگونی عمودی در ابتدا توسط ستون‌های فولادی که اعضای مرزی هستند تحمل می‌شود. این سیستم معمولاً همیشه با برش کنترل می‌شود، که به دلیل مقاومت خمشی قابل توجهی است که اعضای مرزی ستون‌های فولادی فراهم کرده است. اگر چه ترک‌خوردگی برشی و تسلیم یک دیوار به اندازه‌ی تشکیل مفصل خمشی در پای دیوار شکل‌پذیر نیست،محدود کردن دیوار به تغییر مکانهای کوچک از تحلیل رفتن مقاومت و کاهش سختی زودهنگام جلوگیری می‌کند. دیگر موارد طراحی به شرح زیر است:

نیروهای طراحی: به کارگیری این روش اصلاحی با توجه به افزایش سختی و جرم دیوارها موجب افزایش قابل توجهی در نیروهای وارد به سازه می‌شود. کل سازه باید مجدد تحلیل شود که شامل همه‌ی اعضایی است که ظرفیت آنها قبلاً برای تحمل نیروها بر روی سازه‌ی انعطاف‌پذیر قبلی، کافی تشخیص داده شده است. طراحی پی دیوارها به مقدار نیروها و خواص خاک بستگی دارد. اگر نیروهای واژگونی بزرگتر از عکس العمل ایجاد شده به وسیله‌ی جرم ساختمان باشد و یا خاک ضعیف باشد، پی شمعی لازم خواهد بود، وگرنه پی‌های نواری جوابگو خواهد بود.

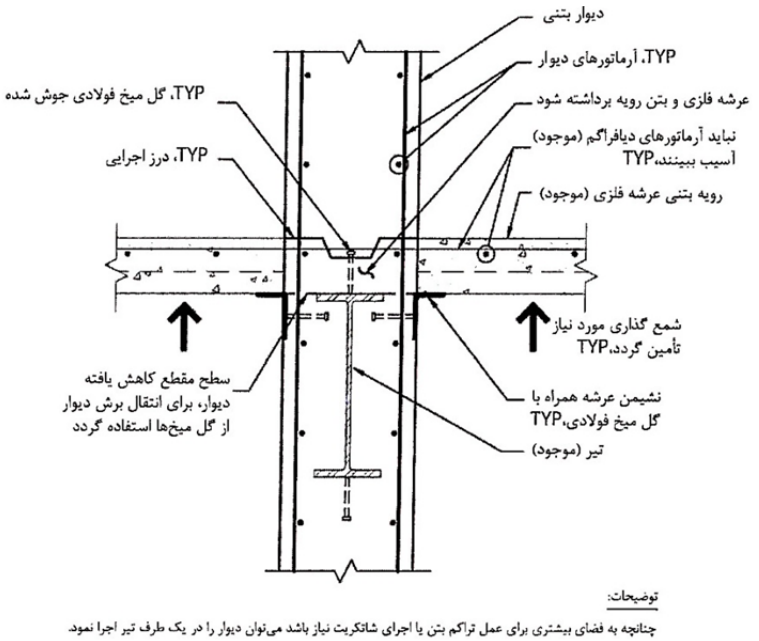
موقعیت دیوارها: قرار دادن دیوارهای برشی در دهانه‌هایی از قاب‌های خمشی که امکان انتقال نیروها از طریق دیافراگم های موجود را داشته و همچنین دارای مقاومت لازم اعضا و اتصالات باشد، اولویت دارد. چنانچه این موضوع ممکن نباشد و دیوارهای برشی در دیگر موقعیت‌ها قرار داده شود، قابهای خمشی موجود باید با توجه به توزیع نیروها در سیستم‌های باربر جانبی، مورد توجه قرار گیرند. کمبود قابهای خمشی ممکن است همچنان نیاز به اصلاح داشته باشند، چه آنها جزء سیستم باربر جانبی عمل نموده و یا خارج از آن باشند.

استفاده از دیوارهای پیوسته یا قابهای با میانقاب: دیوار پیوسته‌ای که ستونها و تیرهای قاب موجود را احاطه می‌کند، در اشکال (۷-۷) و (۷-۸) آمده است که به ترتیب بیشترین مقاومت و ساده‌ترین طرح را ارائه می‌کند. از فواید این سیستم آن است که با توجه به عدم نیاز به برداشتن عرشه فلزی نیازی به قالب‌بندی و شمع نخواهد بود، اگر چه همچنان برخی از دال‌های بتنی باید برداشته شود. مزیت دیگر آن است که تیرهایی که در اعضای دیگر نفوذ دارند و اعضایی که به تیرها نفوذ می‌کنند، تحت تأثیر قرار نخواهند گرفت. مانع اصلی آن است که این سیستم ممکن است محدود به استفاده در

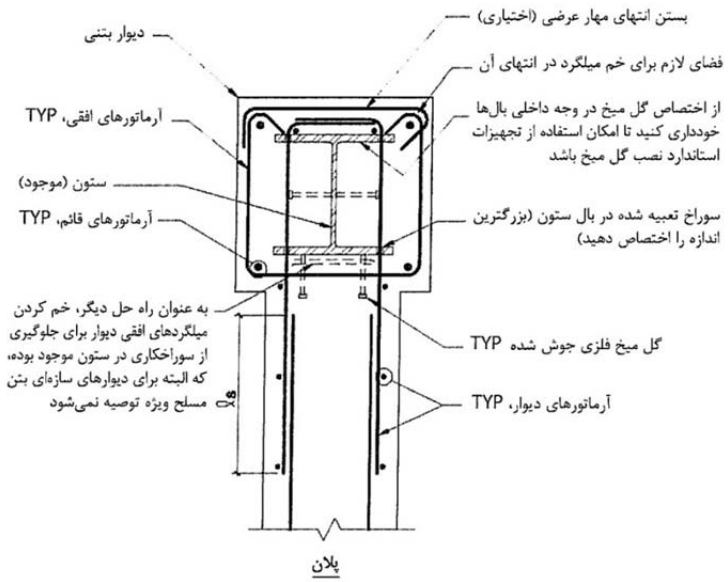
ساختمانهایی با نیروهای لرزه‌ای کمتر باشد. مقاومت دیوار با برشگیرهایی که می‌توانند نصب شوند و همچنین ظرفیت جان تیرها محدود می‌شود. راه دیگر مدفون کردن تیرها و مدفون نکردن ستون‌ها در بتن است.

دیوارهای کوپله: تیرها در دهانه‌های قابهای خمشی موجود که در بین دیوارهای جدید قرار گرفته‌اند، مانند تیرهای کوپله رفتار خواهند کرد، به خصوص اگر دهانه‌ها به نسبت کوچک باشد. این تیرها تحت لنگرها و برش‌های بالا قرار داشته و به جزئیات شکل‌پذیر نیاز دارند. میزان عملکرد کوپله دیوارها تابعی از سختی تیرها است که با ساخت یک مدل کامپیوتری از سیستم قابل بررسی و تشخیص است.

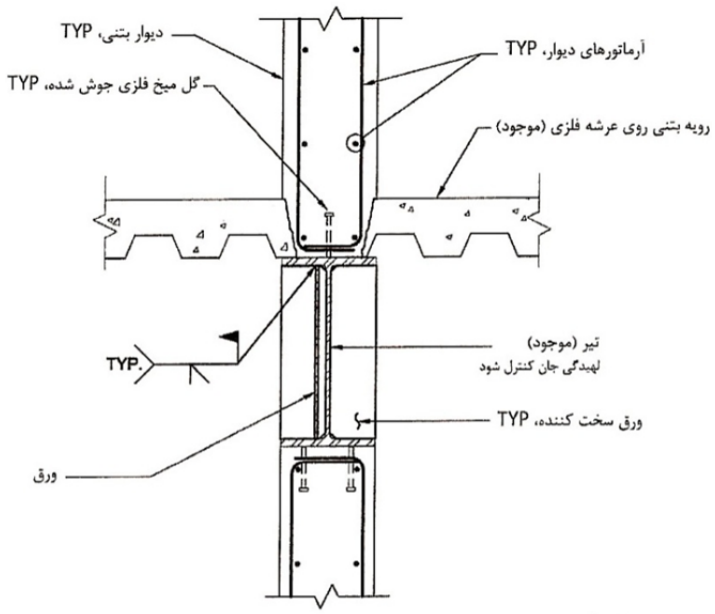
موارد غیر سازه‌ای: افزودن دیوار به یک سازه موجود خصوصیات معماری ساختمان را تغییر می‌دهد. دیوارهای بیرونی در ساختمان‌های شیشه‌ای قابل تشخیص و رویت است. در دهانه‌های داخلی، دیوارها باید چنان جایگیر شوند که از انسداد راهروها، درگاه‌ها و دیگر سیستم‌های ساختمانی جلوگیری به عمل آید. دیوارها را می‌توان در معرض دید و در ترکیب با معماری داخلی قرار داد و یا در دیوارهای جداکننده پنهان کرد. تیرهای مدفون شده و جمع کننده‌های جدید بر روی اجزای غیرسازه‌ای منجر به کاهش ارتفاع خالص طبقه می گردند، این اجزا عموماً شامل سقف‌های کاذب، لوله‌ها، کانال‌ها و داکت‌ها می‌باشد. ستون‌های مدفون شده فضای قابل استفاده‌ی طبقه را کاهش می‌دهند.



شکل ۷-۷- دیوار بتنی درجا در محل تیر موجود



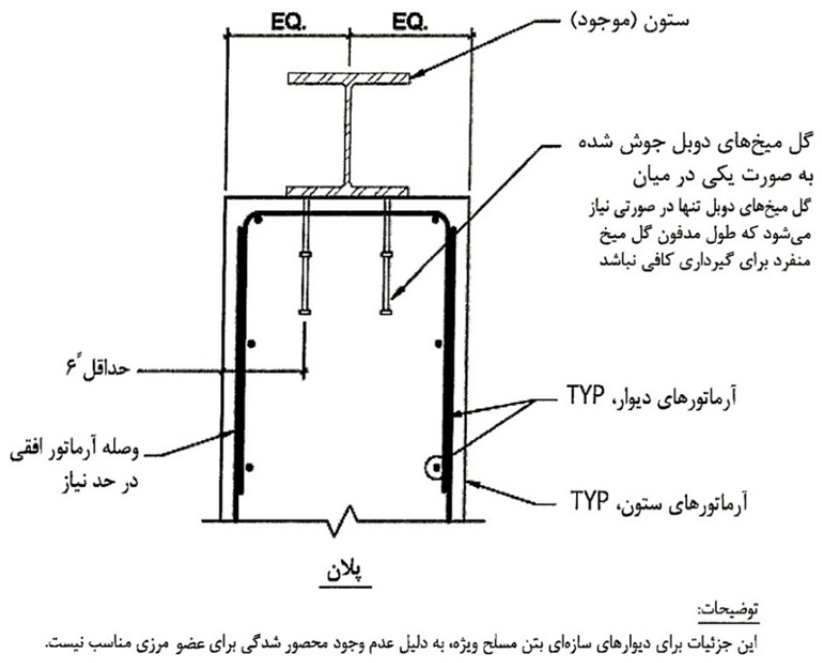
شکل ۷-۸- مدفون شدن ستون در دیوار بتنی درجا



توضیحات:

۱. این جزئیات بیشتر مناسب برای اجرای شاتکریت است و برای اجرای بتن درجا به علت مسائل ناشی از ریختن بتن و تراکم آن مشکل ساز است.
۲. برش دیوار به طور کامل توسط گل میخ‌ها انتقال می‌یابد.
۳. برای عرشه‌های عمود بر جهت تیر، تعداد گل میخ‌های فلزی متناسب با شیار عرشه فولادی محدود می‌شود.

شکل ۷-۹- دیوار ناپیوسته در محل تیر موجود



شکل ۷-۱۰- دیوار در محل ستون موجود

۷-۴-۲-۴- بررسی جزئیات

علاوه بر رسیدگی به آخرین نقشه‌های موجود ساختمان مورد نظر شامل نقشه‌های چون ساخت، در صورت موجود بودن، و انجام بررسی و برآورد جامع در محل، موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد:

اتصالات به قاب موجود: اتصالات کامل باید به قاب موجود فراهم شود تا بتواند بارهای لرزه‌ای را به دیوارها منتقل کرده و در مقابل واژگونی مقاومت کند، برای این منظور میتوان از گل میخ‌های برشی جوش شده یا آرماتورها استفاده نمود.

آرماتورهای دیوار: آرماتور موجود در دیوارها باید همه شرایط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان را برآورده سازد. ستونها با اتصالات کامل به دیوارها می‌توانند به عنوان آرماتورهای مرزی که به مقاومت اتصالات برشی محدود می‌شود، به شمار آید. ممکن است وجود ستونها و خاموت‌ها و لزوم مهارکردن آرماتورهای افقی در انتهای دیوار مشکلاتی را به همراه داشته باشد که ایجاد سوراخ‌هایی در ستون به منظور عبور میلگردهای افقی را لازم می‌سازد.

کوپلرهای مکانیکی: می‌توان از کوپلرهای آرماتورهای فولادی در نقاط پر تراکم استفاده کرد. توجه کنید که قطر کوپلرها می‌تواند به اندازه‌ی دو برابر میلگردها باشد.

ضخامت موثر دیوار: در نواحی بال تیرها، ضخامت دیوار به طور قابل توجهی کاهش میبابد که این امر خود موجب کاهش مقاومت برشی دیوار می‌شود. راه‌های گوناگونی برای جبران این کاهش مقاومت وجود دارد، که از آن جمله میتوان به تعبیه‌ی گل‌میخ‌های برشی روی تیرها به منظور انتقال مقداری از نیروها از طریق جان‌تیر، افزایش ضخامت دیوار و

افزودن تعداد بیشتری آرماتور فولادی برشی به شرط ارضای محدودیت‌های موجود در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان برای آرماتورهای دیوار اشاره نمود.

اتصالات دیوار به دال‌ها: برای دوری از آسیب دیدن آرماتورهای فولادی دال که برای انتقال نیروهای دیافراگم‌ها به دیوارهای برشی حیاتی است، دال بتنی باید بدون قطع آرماتورها خرد و برداشته شود. این کار همچنین اجازه‌ی اجرای دیوار بصورت یکپارچه را فراهم مینماید. اگر نیروهای برشی وارد بر دیوارها کم باشند، نیاز به تخریب دال نبوده و تنها مضرس نمودن آن کفایت میکند. در این صورت برای فراهم کردن امکان عبور آرماتورهای فولادی قائم می‌توان سوراخ هایی در دال تعبیه نمود.

میانقاب‌ها: از آنجا که هدف این روش ایجاد یک سیستم دیوار برشی است، جزئیات آن باید این هدف را با فراهم کردن امکان عبور پیوسته‌ی بار برای نیروی محرک جانبی و نیز واژگونی ارضا نماید. تامین گل میخ‌های برشی یا آرماتورهای جوش شده در تمام طول لبه‌های پانل دیوار برای نیل به این هدف الزامی است. نیروی برشی افقی از یک دیوار به دیگری از طریق گل میخ‌ها موجود بر روی بال‌فوقانی و تحتانی و جان تیرها در هر طبقه انتقال می‌یابد. برای کاهش تنش‌ها میتوان از صفحات تقویتی در جان تیر و مابین بال‌ها استفاده نمود. ستون‌ها به عنوان اعضای مرزی دیوارها محسوب می شود. مقاومت آنها در برابر واژگونی با تعداد گل میخ‌های برشی یا آرماتورهایی که امکان نصب داشته باشد، محدود می شود. از جوش دادن یک گل میخ بر روی گل میخ دیگری برای افزایش عمق طول مدفون به منظور جلوگیری از شکست ناشی از بیرون کشیدن آنها می‌توان استفاده کرد.

دیوارهای خارج از محور: مرکز دیوارها نباید لزوماً بر روی تیرها و ستون‌های موجود قرار گیرد. با پس نشینی یک دیوار و استفاده از جان‌تیر و ستون به عنوان مرز دیوار، تخریب و شمع بندی دال تنها از یک سمت صورت می گیرد. یک دیوار پس نشسته همچنین امکان اجرا به صورت شاتکریت را فراهم می‌آورد. دیوارهای با اعضای فولادی که مرکز آنها بر روی تیرها و ستون‌ها قرار گرفته، باید درجا بتن‌ریزی شوند، زیرا انجام شاتکریت در هر دو سوی یک عضو فولادی امکان‌پذیر نیست.

۷-۴-۲-۵- ملاحظات اجرایی

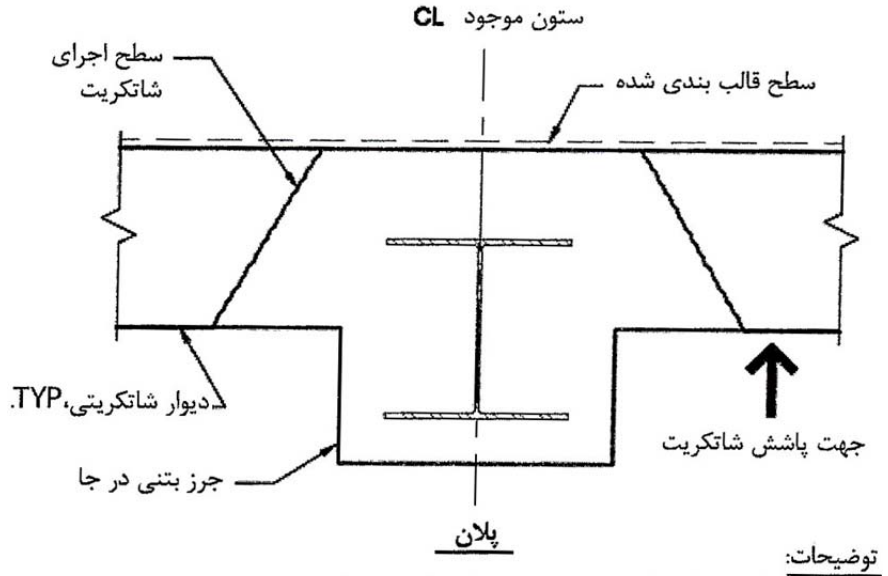
دیوارهای شاتکریتی: کیفیت یک دیوار شاتکریتی به شدت بستگی به مهارت مجری آن دارد. اجرا و آرماتورگذاری پانل های آزمایش پیش‌ساخته‌مشابه با دیوارهای واقعی برای کنترل کیفیت و تشخیص مقاومت نهایی دیوار الزامی است.

تراکم: ممکن است در انتهای دیوارها به دلیل وجود ستون‌ها، تراکم خاموت‌ها و مهار آرماتورهای افقی دیوار اتفاق بیفتد.استفاده از کوپلرهای مکانیکی در دیوارها و اعضای مرزی که آرماتورگذاری سنگینی دارد و امکان استفاده از وصله های پوششی بدلیل تراکم آرماتور در آنها وجود ندارد، الزامی است.

اجرای بتن درجا یا شاتکریت: به دلیل تفاوت موجود میان جزئیات اجرای شاتکریت و بتن درجا نوع روش اجرا باید در فاز طراحی پیش‌بینی شود. استفاده‌ی مطمئن از هر کدام از این دو روش اجرایی ممکن است، امکان‌پذیر نباشد، و

بنابراین از ارائه جزئیاتی که موجب چنین برداشتی می‌شود، باید پرهیز گردد. در هنگام اجرای بتن و یا شاتکریت پر شدن کامل بعضی از مواضع و محل‌های خالی از جمله بالای پانل‌های دیوار، ناحیه‌ی فرو رفته‌ی مقاطع فولادی و گره های اتصالات نیاز به توجه ویژه‌ای دارند. شکل (۷-۱۱) یک ستون فولادی مدفون در بتن را که به علت محدودیت‌های اجرای شاتکریت نیازمند استفاده از اجرای بتن درجا بوده، نشان می‌دهد. البته همچنان امکان اجرای شاتکریت دیوار قبل و بعد از ستون وجود دارد.

برداشتن اعضای غیر سازه‌ای موجود: پوشش خارجی و جداگرهای داخلی ممکن است برای انتقال قالبهای بتن و دیگر تجهیزات نیاز به تخریب داشته باشند. برای اجرای دیوارها که تیرهای سقف را در بر می‌گیرد، نیاز به برداشتن موقت سقف و لایه‌های آب‌بندی است. اجرای دیوارها بر سقف، نورپردازی‌ها ودیگر اجزای لوله‌کشی، الکتریکی و مکانیکی تأثیر خواهد گذاشت. اجزای غیرسازه‌ای که در میان دهانه‌های قاب‌های مقاوم سازی شده قرار دارند باید برای اجرای دیوارها جابه‌جا شوند. ممکن است محل‌های ثابت دیگری برای تعدادی از این اجزا در نظر گرفته شود تا تعبیه بازشوها در دیوارهای جدید به حداقل برسد.



شکل ۷-۱۱- استفاده ترکیبی از بتن درجا و شاتکریت

برداشتن اعضای سازه‌ای موجود: به منظور نصب اتصالات جدید، دال‌ها و عرشه‌های فلزی باید بریده و از محل برداشته شوند. دال‌هایی که عمود بر جهت تیرها قرار گرفته‌اند، نیاز به شمع زنی موقت دارند. بازشوهای موقت در دال‌ها نه تنها نیاز به شمع‌زنی دارند، بلکه به چگونگی بسته شدن این بازشوها هم باید توجه شود. تیرها به ندرت برداشته می شوند، اما اگر این کار اجتناب ناپذیر باشد، دال‌هایی که به تیرها تکیه داده‌اند نیاز به شمع‌گذاری دارند و همچنین ستون هایی که در زیر تیرها واقع شده‌اند ممکن است نیاز به مهار داشته باشند.

بارهای ضمن ساخت: بارهای ناشی از عملیات اجرایی متغیر بوده و ممکن است موقت یا همیشگی باشد. بارهای موقت شامل وزن تجهیزات اجرایی و الگوهای بارگذاری مختلف بر قابهای پیرامونی است، هنگامی که پوشش سنگین خارجی به طور موقت برداشته شده باشد. چنانچه سختی اتصالات تغییر یابد، مانند تبدیل تکیه‌گاه با لچکی برشی ساده به اتصال کاملاً گیردار و نیز هنگامی که اعضای سازه به طور موقت برداشته شده‌اند، بارهای دایمی تحت تأثیر قرار می‌گیرند و منجر به توزیع مجدد نیروها می‌شود.

۷-۴-۳- افزودن ورق‌های اتصال پوششی یا قوطی کردن اعضای فولادی موجود

۷-۴-۳-۱- موارد کاربرد

اعضای قاب که برای تحمل نیازهای لرزه‌ای ناکافی هستند با ورق‌های پوششی و یا با افزودن ورق‌های جانبی به مقاطع I– شکل برای ایجاد مقطع قوطی مقاوم سازی می‌شوند. این کار تنش‌های خمشی و محوری را در تیرها و ستون‌ها کاهش می‌دهد و منجر به افزایش مقاومت برشی این اعضا می‌گردد.

۷-۴-۳-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی

ورق‌های تقویتی به سمت بیرونی بال‌های موجود جوش می‌شود که در نتیجه سطح بال را افزایش می‌دهد. هنگامی که یک تیر مقاوم‌سازی می‌شود، یک ورق تقویتی به طور معمول تنها به جان تیر جوش می‌شود، زیرا دیافراگم‌موجود، جوشکاری به بال فوقانی تیر یا اتصال صفحات جانبی برای قوطی کردن تیر را مشکل و هزینه‌بر می‌کند. با این حال، برای مقاوم سازی تیرهای غیرکامپوزیت، استفاده از ورق پوششی فوقانی همواره اجتناب ناپذیر است. برعکس برای ستون‌ها، صفحات معمولاً به جوانب مقاطع I– شکل جوش داده میشود، زیرا تبدیل ستون به مقطع قوطی برای افزایش ظرفیت خمشی و محوری و نیز اضافه کردن دو جان به مقطع برای افزایش ظرفیت برشی مؤثرتر است.

۷-۴-۳-۳- ملاحظات طراحی

درک عمیقی از رفتار و مقاومت مصالح موجود برای آنکه اعضای جدید و موجود بتوانند تحت شرایط مورد نظر اندرکنش مناسب داشته باشند، نیاز است.

تیرها: مقاومت خمشی یک تیر را می‌توان با جوش دادن ورق‌های پوششی به زیر آن در صورت وجود یک دال کامپوزیت افزایش داد. در سقفهای غیر کامپوزیت، استفاده از ورق پوششی تنها در یک سوی تیر خیلی مؤثر نخواهد بود. با وجود این استفاده از ورق پوششی تنها در یک سوی تیر، برای مقاوم سازی تیرها با نیروهای محوری بزرگ، که بیشتر شامل تیرهای پیوند می‌شود، مفید است.

ستون‌ها: ظرفیت کلی یک ستون میبایست با در نظر گرفتن اثر متقابل نیروی محوری و لنگر خمشی تعیین گردد. قوطی کردن یک ستون، لاغری آن را کاهش و بنابراین ظرفیت خمشی و محوری آن را افزایش می‌دهد. پیوستگی و

جزئیات صفحات جدید در اتصال تیر به ستون محدود کننده افزایش ظرفیت خواهد بود. به غیر از یک سمت ستون‌های خارجی، تقاطع تیرها با ستون‌ها در هر طبقه پیوستگی این صفحات جدید را با مشکل مواجه می‌کند.

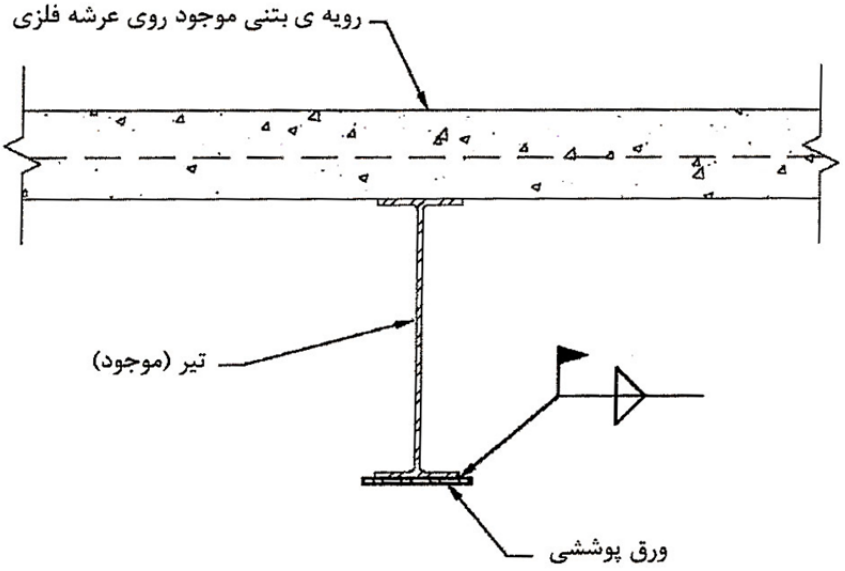
پی‌ها: در جایی که صفحات پوششی به ستون‌ها در پایه‌ی آنها افزوده می‌شوند، سیستم پی‌باید مجدد ارزیابی شود. برای ستون های قاب، ایجاد مفصل‌های پلاستیک در پایه امر غیرمعمولی نیست و بنابراین افزایش تقاضای مقاومت پی ممکن است فراتر از انتظار باشد. مقاومت و سختی صفحات پای ستون و میل مهارها باید ارزیابی و بر آن اساس بهینه سازی شود. بررسی مشروح تر اتصالات ستون به پی‌در بخش ۷-۴-۵ ارائه شده است.

موارد غیر سازه‌ای: برای بهینه‌سازی ستون‌ها و تیرها در اکثر موارد به فضای زیادی نیاز نیست، اما اصلاحات کم و جابه جایی‌های موقتی ممکن است برای برخی اعضای معماری و تأسیسات مکانیکی، الکتریکی و لوله‌کشی نیاز باشد.

۷-۴-۳-۴- بررسی جزئیات

علاوه بر رسیدگی به آخرین نقشه‌های موجود برای ساختمان مورد نظر شامل نقشه‌های چون ساخت، چنانچه موجود باشد و انجام بازرسی‌های جامع در محل، موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد.

تیرها: هنگامی که مقطعی از تیر مقاوم سازی می‌شود، صفحات پوششی معمولاً به زیر بال با جوش گوشه اتصال می‌یابد، چنانکه در شکل (۷-۱۲) نشان داده شده است. طول و اندازه‌ی جوش، جریان برشی میان صفحه و تیر موجود را تعیین می‌کند.



شکل ۷-۱۲- استفاده از ورق پوششی (تقویتی) در تیر موجود

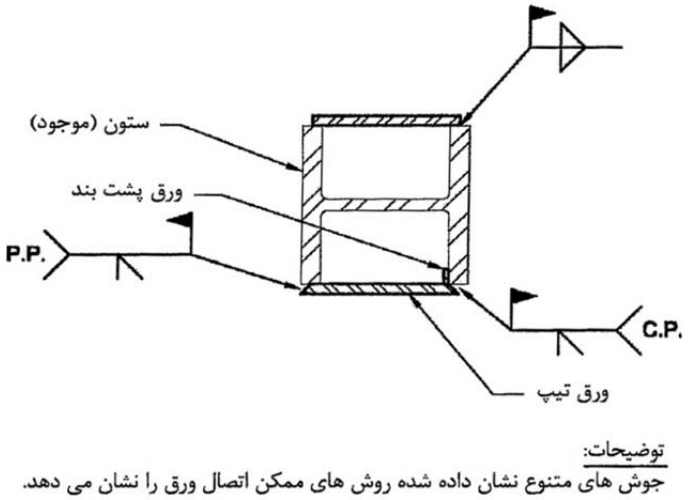
ستون‌ها: صفحات جانبی که در ایجاد مقطع قوطی مورد استفاده قرار گرفته‌اند، می‌توانند به بال‌های ستون با جوش‌های نفوذی کامل، نفوذی جزئی یا گوشه، چنانکه در شکل (۷-۱۳) نشان داده شده است، اتصال یابند. اجرای جوش گوشه

راحت‌تر است، زیرا به آماده‌سازی‌های اضافی مانند دیگر جوش‌ها به خصوص پخ کردن لبه‌های جوش نیازی ندارد. نوع اتصال به کار رفته ممکن است جریان برشی را میان صفحات و ستون‌های موجود محدود سازد.

کف‌های موجود: فارغ از اینکه ستون‌ها با صفحات پوششی یا مقاطع قوطی بهینه سازی شده‌اند، صفحات جدید باید به تیرها و دال‌ها منتهی شوند. اگر چه ایجاد پیوستگی در صورت لزوم با استفاده از صفحات یا مقاطع اضافه‌تر ممکن است، لیکن این کار باعث پیچیدگی‌های اجرایی و جزئیات خاص شده و باید از آن دوری کرد. از این گذشته، جوشکاری بیش از حد در کنار اتصال تیر به ستون ممکن است، سبب ایجاد تنش‌های پسماند ناخواسته در اتصال شود.

۷-۴-۳-۵- ملاحظات اجرایی

ملاحظات اجرایی در این روش بهسازی مشابه با موارد مشروحه در بند ۷-۴-۱ می‌باشد.



شکل ۷-۱۳- تبدیل مقطع ستون موجود به قوطی

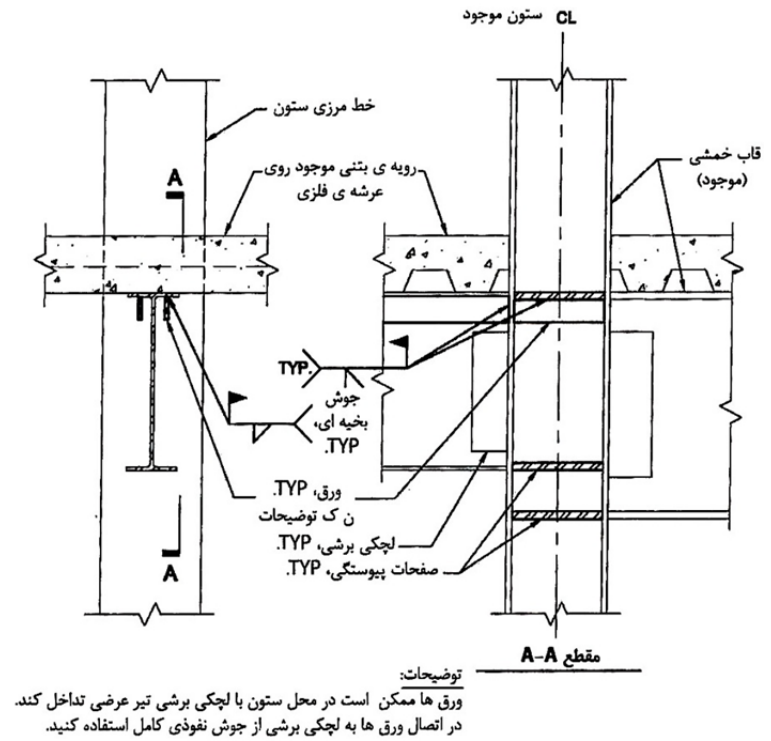
۷-۴-۴- فراهم نمودن جمع کننده در دیافراگم متشکل از عرشه‌ی فلزی با رویه‌ی بتنی

۷-۴-۴-۱- موارد کاربرد

تیرهایی که برای انتقال بارهای جمع کننده ناکافی هستند، مقاوم سازی می‌شوند.

۷-۴-۴-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی

صفحات می‌توانند به قسمتهای مختلفی از تیر موجود جوش شوند. صفحات پوششی، که در بند ۷-۴-۳ مطرح شد، به طور معمول به زیر تیرها اتصال می‌یابند. برای اتصال صفحات به بال فوقانی، قراردادن صفحات به صورت عمودی و جوش آن‌ها به زیر بال‌ها، چنانکه در تصویر (۷-۱۴) آمده است، ساده‌تر است. در همه‌ی گزینه‌های موجود خروج از مرکزیت، صفحات پیوستگی در اتصال تیر - ستون، یا وجود اعضای غیرسازه‌ای موقعیت ورق را تعیین می‌کند.



شکل ۷-۱۴- استفاده از ورق بعنوان جمع کننده در محل تیر موجود

۷-۴-۴-۳- ملاحظات طراحی

اگر چه هدف از این شیوه، مقاوم سازی محوری تیر است، می‌توان همچنین خصوصیات خمشی تیر را با افزایش سختی آن تغییر داد. پیامدهای ناخواسته، از جمله تبدیل تیر به عضوی از قاب، باید کنترل شود. از خروج از مرکزیت در جمع کننده‌ها به طور معمول چشم پوشی می‌شود، با وجود این، جمع کننده‌های عمیق و یا جمع کننده‌های با نیروهای بزرگ، ممکن است تحت لنگرهای قابل ملاحظه‌ای توسط این برون محوری‌ها قرار گیرد.

۷-۴-۴-۴- بررسی جزئیات

صفحات جدید باید با جوش‌های نفوذی کامل (CIP) به ستون‌ها اتصال یابند. جایگزینی جوش‌ها در جمع کننده موجود با جوش‌های با سختی شیاری زیاد در مناطق با لرزه خیزی زیاد و بسیار زیاد الزامی است. از صفحات پیوستگی که با اعضای جمع کننده در یک اتصال تیر – ستون در یک ردیف قرار گرفته، باید تا آنجا که ممکن است استفاده شود، اما ممکن است چنانچه کل برون محوری و تأثیرات آن بر اتصال مورد توجه قرار گیرد، نیاز به جابه‌جایی داشته باشد.

۷-۴-۴-۵- ملاحظات اجرایی

ملاحظات اجرایی در این روش بهسازی مشابه با موارد مشروحه در بند ۷-۴-۱ می‌باشد.

۷-۴-۵- ارتقای اتصال ستون فولادی به پی

۷-۴-۵-۱- موارد کاربرد

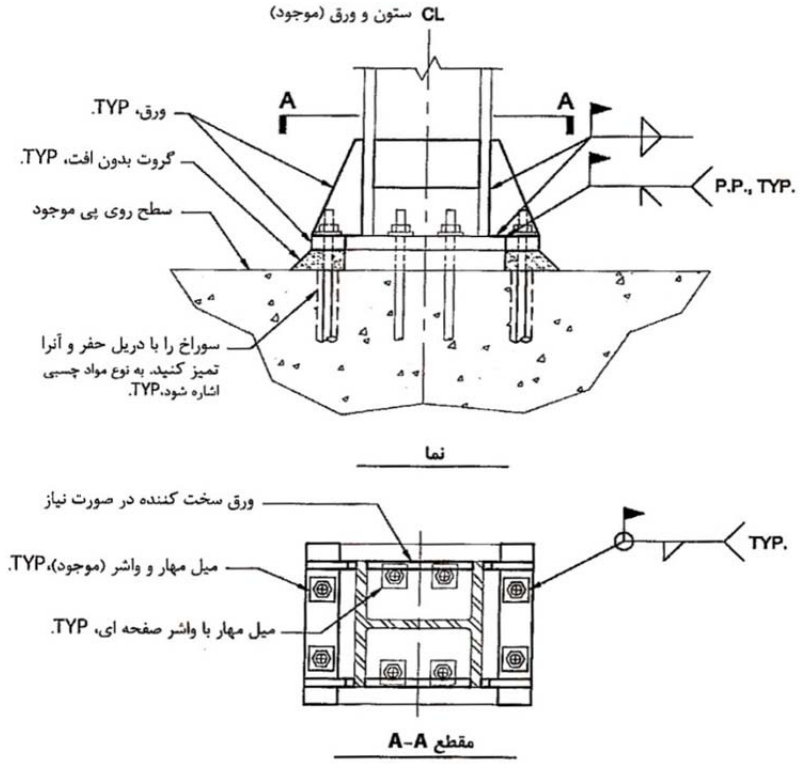
ستون‌های قاب تحت نیروهای محوری (شامل نیروهای کششی ممکن)، خمشی و برشی قرار می‌گیرند. لذا ستون‌های با مهار ناکافی به پی ظرفیت قاب را محدود می‌سازند. ستون‌ها ممکن است بخشی از سیستم باربر جانبی موجود که استانداردهای کنونی را ارضا نمی‌کند و یا بخشی از سیستم بهسازی شده‌ای با نیروهای بزرگتر ناشی از افزایش سختی باشد.

۷-۴-۵-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی

دو شیوه برای ارتقای اتصال ستون به پی معمول است. نخست اصلاح صفحه پای ستون که ممکن است شامل افزودن میل مهارها، جوش برشگیرها به صفحه پای ستون و یا بزرگتر کردن اندازه‌ی صفحه‌ی پای ستون باشد. شیوه‌ی دیگر احاطه ستون در یک پداستال بتنی است، استفاده‌ی همزمان از هر دو شیوه نیز امکان‌پذیر است.

میل‌مهارها می‌توانند برای تحمل نیروهای کششی ناشی از خمش و نیروی بلندشدگی به کار روند. سوراخ‌های تعبیه شده در پی‌های موجود برای کاشت میل مهار می‌توانند با یک دوغاب ضد افت با مقاومت بالا یا چسب شیمیایی پر شوند. برشگیرها ممکن است برای انتقال نیروهای برشی به پی به کار روند. اگر صفحه‌ی پای ستون موجود به اندازه‌ی کافی برای جای دادن میل مهارها و برشگیرهای جدید بزرگ نباشد، صفحات جدیدی به صفحه‌ی موجود برای بیشتر کردن سطح آن جوش می‌شود. این کار در صورت تجاوز تنش تکیه‌گاهی به دلیل افزایش فشار ستون از حد مجاز نیز لازم است. افزایش ابعادصفحه‌ی پای ستون به ایجاد نیروهای برشی و خمشی بزرگتر در صفحه منتهی می‌شود. این احتمال وجود دارد که صفحه، ضخامت کافی برای تحمل این نیروها را نداشته باشد، بنابراین سخت‌کننده‌هایی که حکم حایل را دارد، برای کاهش نیروهای صفحه به صفحه‌ی پای ستون جوش می‌شود. سخت‌کننده‌ها همچنین امکان عبور بارهای اضافه را از ستون به صفحه‌ی پای ستون فراهم می‌کنند. شکل (۷-۱۵) تعدادی از این اصلاحات را نشان می‌دهد.

اصلاح صفحه‌ی اتصال ممکن است همیشه ممکن یا اجرایی نباشد. به جای آن ستون‌ها را می‌توان در یک پداستال واقع بر روی پی، چنانکه در شکل (۷-۱۶) نشان داده شده است، مدفون کرد. نیروهای برشی به طور مستقیم در سطح بین ستون و پداستال منتقل می‌شوند. پداستال همچنین برای انتقال نیروهای خمشی و بلندشدگی با تکیه بر صفحه‌ی پای ستون موجود و دیگر مکانیزم‌ها، از جمله گل‌میخ‌های برشی در طول ستون به کار می‌رود. جزئیات خود پداستال باید مانند یک ستون بتنی مسلح که کلیه‌ی شرایط و مقررات لرزه‌ای مبحث نهم مقررات ملی ساختمان را ارضا می‌کند، تهیه شود.

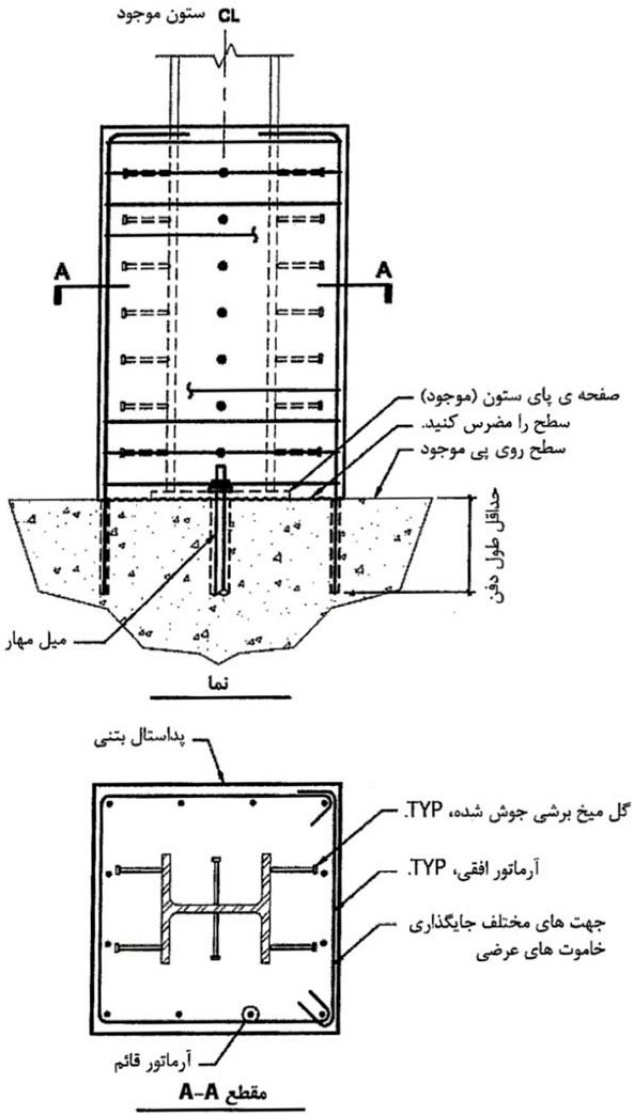


شکل ۷-۱۵- افزایش ظرفیت بلند شدگی در پای ستون

۷-۴-۵-۳- ملاحظات طراحی

درک عمیقی از رفتار و مقاومت مصالح موجود برای آنکه اعضای جدید و موجود بتوانند تحت شرایط خواسته شده، اندرکنش مناسب داشته باشند، نیاز است. طراحی صفحات پای ستون در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان به صورت مشروح آمده است. موارد اساسی طراحی به شرح زیر است:

برشگیرها: در ستون‌هایی که در فشار قرار دارند تحمل برش از طریق اصطکاک در زیر صفحه‌ی پای ستون صورت میگیرد. هنگامی که نیروی فشار به اندازه‌ی کافی بزرگ نیست و یا کشش در ستون وجود دارد تحمل برش بیشتری نیاز بوده و میتوان از برشگیرها برای این منظور استفاده نمود. برشگیرها همچنین توسط صفحه‌ی پای ستون در بالا محصور شده و طراحی را با فراهم کردن امکان اینکه میل مهارها تنها کشش را تحمل کنند، ساده‌تر می‌سازد. طراحی یک برشگیر تابعی از تنش تکیه‌گاهی مجاز در دوغاب اطراف و نیروهای خمشی در برشگیر است.



شکل ۷-۱۶- پداستال بتنی در محل ستون موجود

میل مهارها: کشش در یک میل مهار توسط چسبندگی در طول آن و یا تکیه‌گاه مستقیم از طریق یک قلاب، سرپیچ، یا مهره در انتهای میل مهار تحمل میگردد. اگر چه امکان حفر یک سوراخ نسبتاً بزرگ در پی موجود برای جای دادن یک سرپیچ یا مهره وجود دارد، ولی برخی اوقات سازندگان دوغاب و چسب اندازه‌ی سوراخ را برای قطر میل مهار مفروض که محصول آنها به عنوان پرکننده در آن به کار می‌رود، محدود می‌سازند. در این حالت، نیروی کششی باید به طور کلی توسط چسبندگی تحمل گردد. برای گسترش چسبندگی، میل مهار باید رزوه شده یا مهارهای دیگر مکانیکی باید در طول میل‌مهار فراهم شوند. میل‌مهارها به طور معمول برای انتقال برش به پی به کار نمی‌روند زیرا درک مکانیزم انتقال برش همچنان با مشکل مواجه است و جای بحث دارد. اما اگر اجتناب ناپذیر باشد، تمهیداتی باید مورد توجه قرار گیرد که شامل خم کردن میل‌مهار در سوراخ بزرگتر شده در صفحه‌ی پای ستون ومنظور نمودن اندرکنش برش و کشش در میل مهار می‌باشد. اگر نیروی برشی ستون میان میل‌مهارهای جدید و موجود توزیع شود، سوراخ‌های میل مهارهای

موجود ممکن است گشاد شود. این موضوع ممکن است جایگزینی واشرهای فلزی جوش شده را الزامی کند که باید بررسی گردد.

سخت‌کننده‌ها: ساده‌ترین راه برای کاهش تنش‌های خمشی در یک صفحه‌ی پای ستون افزودن سخت‌کننده‌هایی است که به طور قابل توجهی حایل‌های چندگانه‌ای را در طول صفحه‌ی پای ستون فراهم میکند. این سخت‌کننده‌ها همچنین به انتقال نیروهای خمشی و بلندشدگی به صفحه‌ی پای ستون و کاهش تنش‌های جوش در پای یک ستون کمک می‌کند.

موارد غیر سازه‌ای: صفحات پای ستون عموماً در کف سازی پنهان شده‌اند و بنابراین بهسازی آنها چنانچه تنها شامل افزودن میل‌مهارها باشد، از نظر ظاهری مشکلی ایجاد نمی کند. از سوی دیگر پداستال‌ها، نیازمند فضای بیشتر هستند و ممکن است با موارد ظاهری ساختمان در تناقض شوند. با وجود این، طبقات زیرین و روی پی ساختمان اصولاً به پارکینگ، انبار یا مکان تجهیزات اختصاص می‌یابد که از مباحث زیبایی‌ظاهری در مورد آنها می‌توان صرف‌نظر کرد

۷-۴-۵-۴- بررسی جزئیات

علاوه بر بررسی آخرین نقشه‌های موجود برای ساختمان مورد نظر شامل نقشه‌های چون ساخت، چنانچه موجود باشد و انجام بازرسی‌های جامع در محل، موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرند.

صفحات پای ستون: اگر صفحه‌ی پای ستون موجود میل‌مهارها یا برشگیرهای جدید را در خود جای دهد، سوراخ کردن صفحه معمولاً قابل پذیرش است، وگرنه ابعاد صفحه‌ی پای ستون موجود با جوش صفحات جدید به آن افزایش داده می‌شود. در اینجا تنها جوش‌های نفوذی جزئی می‌توانند به کار گرفته شوند چون به دلیل نبود پشت بند استفاده از جوش‌های نفوذی کامل امکان‌پذیر نیست مگر آنکه بتن برداشته شود تا امکان قراردادن صفحات پشت بند بوجود آید. عمق جوش نفوذی جزئی ضخامت مؤثر ورق را محدود می‌سازد. همچنین در صورت عدم اعمال بار جانبی بر روی صفحه ی پای ستون میتوان از فاصله لبه‌ای معمول چشم پوشی نمود. تنها توصیه‌ای که در مورد فاصله‌ی لبه‌ها برجاست کفایت آن برای عدم انحراف در ضمن ایجاد سوراخ در صفحه است، که برای این منظور فاصله‌ی معادل یک سانتی متر برای ارضای این شرایط کافی می باشد.

میل مهارها: جزئیات براساس اینکه آیا میل مهار برای تحمل نیروهای برشی کوچک و کشش طراحی شده و یا برای کشش تنها، متفاوت است. برای مورد دوم یک سوراخ گشاد شده در صفحه پای ستون و یک واشر صفحه‌ای ضخیم بر روی سوراخ کافی به نظر می‌رسد. از آنجا که سوراخ‌های گشاد شده مشکلاتی را در دقت جایگیری میل مهارها هنگامی که پی‌های بتنی اجرا می‌شوند، به همراه دارند، امکان استفاده از سوراخ‌های کوچکتر چنانچه سوراخ‌ها تعبیه شوند، باید وجود داشته باشد. علاوه بر ملاحظات طراحی مطرح شده در بالا، میل مهارها با نیروهای برشی نیازمند جوش واشرهای ساخته شده از ورق‌های سنگین به صفحه‌ی پای ستون می‌باشند. واشرها باید متناسب با اندازه‌ی سوراخ‌ها باشد تا جابه جایی میل مهارها را به حداقل برساند که منجر به کارکرد متناسب همه‌ی میل مهارها با هم می‌شود. مهره‌ها گاه به واشرها جوش می‌شوند، اما خصوصیات مکانیکی مهره‌ها ممکن است تحت تأثیر عوارض جوش قرار گیرد.

پداستال‌ها: آرماتور گذاری پداستال مشابه یک ستون مسلح بتنی است. میلگردهای عمودی مقاومت کششی و خمشی و در کنار آنها آرماتورهای حلقوی و خاموتها محصور شدگی را فراهم می‌کنند، بر روی پی، برش از طریق اصطکاک برشی در میلگردهای انتظار فولادی مهار شده انتقال می‌یابد. سطح بتن نیز باید ناهموار شده، که سبب افزایش مقادیر اصطکاک برشی گردد. اگر از پداستال در انتقال نیروهای خمشی و بلندشدگی نیز استفاده شود، میلگردهای انتظار بیشتری برای کشش نیاز است. برای تحمل کشش و برش نمی‌توان تنها از یک میلگرد انتظار تک استفاده نمود. یک مکانیزم برای انتقال نیروهای خمشی و بلندشدگی از ستون به پداستال کاربرد گل میخ‌های برشی در طول پداستال می‌باشد. اندازه و فواصل گل‌میخ‌های برشی ممکن است قطر و ارتفاع حداقل پداستال را تعیین کند.

مهار بتن: نصب میل‌مهارها و میلگردهای انتظار نیازمند ایجاد سوراخ در پی‌های موجود است. استفاده از یک دستگاه اسکنر برای رؤیت و جلوگیری از آسیب دیدن میلگردها در لایه‌ی رویین پی ضروری است. ممکن است برای اطمینان از مقاومت بتن نیاز به مغزه‌گیری باشد. انواع گروت و چسب‌های تجارتی برای مقید کردن میل مهار در بتن در دسترس است. باید از عملکرد مناسب محصول انتخابی برای میل‌مهار مورد نظر در نیروهای لرزه‌ای اطمینان حاصل کرد. بازرسی های کارگاهی و انجام آزمایش بر روی میل مهارها ضروری است، زیرا عملکرد آنها بستگی زیادی به عملیات نصب دارد.

۷-۴-۵-۵- ملاحظات اجرایی

برداشتن اعضای غیرسازه‌ای موجود: این روش در مقایسه با دیگر روش‌ها اختلال کمتری را در عملکرد اعضای غیرسازه‌ای به همراه دارد. با وجود این، ممکن است همچنان تعدادی اجزای معماری و تأسیسات لوله‌کشی، الکتریکی و مکانیکی از جمله لوله‌کشی‌ها و جداگرهای مجاور ستون‌ها نیاز به جابه‌جایی موقت داشته باشند.

برداشتن اعضای سازه‌ای موجود: برای دسترسی به صفحه‌ی پای ستون، احتمالاً نیاز به برداشت و جابه‌جایی کف سازی موجود می‌باشد. احتیاط کافی برای دوری از آسیب‌رسیدن به اعضای سازه‌ای موجود باید لحاظ گردد. اگر صفحه‌ی پای ستون موجود به طور کلی جایگزین می‌شود، راهی برای شمع‌بندی ستون باید در نظر گرفته شود. میل مهارهای موجود باید در روی پی قطع و میل مهارهای جدید مجدداً جایگزین شوند.

۷-۴-۶- اصلاح اتصال خمشی تیر – ستون

۷-۴-۶-۱- موارد کاربرد

اتصالات پیچی و جوشی به منظور تحمل بیشتر دوران غیرالاستیک و گسترش ظرفیت لنگر پلاستیک تیرها میتوانند بهسازی می‌شوند.

۷-۴-۶-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی

این روشها ممکن است برای بهسازی اتصالات نیمه‌گیردار به خدمت گرفته شوند.کاهش مقطع تیر (RBS) تنها روشی است که تیر را در خمش ضعیف کرده، و در عوض، مفصل پلاستیک را از ناحیه‌ی ستون دور کرده و تقاضا برای جوش های نفوذی کامل را کاهش می‌دهد. روش‌های دیگر، نظیر جوش کردن ماهیچه و پیچ نمودن نشیمن نیز، مفصل پلاستیک را از ستون دور می‌کنند. اما اتصال موجود را مقاوم‌تر کرده و سبب عدم تغییر ظرفیت خمشی اولیه در تیر می شوند. روش مشابه دیگر استفاده از صفحات تقویتی بر روی بال‌های تیر است که به فضای اضافی کمتری نیاز دارد. اصلاحات اضافی که باید در هر روش انجام گیرد شامل افزودن یا بررسی صفحات داخل جان ستون در امتداد بال تیر و مقاوم سازی ناحیه اتصال میبایست مورد نظر قرار گیرد.

انتخاب یک روش ویژه‌ی اصلاح اتصال بستگی به فاکتورهای خاص پروژه دارد. مزایا و معایبی برای هر روش وجود دارد. کاهش مقطع تیر نیاز به هیچ فضای اضافه‌ای ندارد و ظرفیت تیر را برای ایجاد یک شرایط ستون قوی- تیر ضعیف کاهش می‌دهد. استفاده از نشیمن پیچ شده نیازمند مسلح کردن بال فوقانی است، اما جوشکاری در محل را حذف می‌کند.

۷-۴-۶-۳- ملاحظات طراحی

اصلاح اتصالات تضمین می‌کند که این اتصالات به عنوان اتصال یک قاب خمشی رفتار می‌کنند. این اصلاحات به خودی خود نیروهای قاب را در یک زلزله کاهش نمی‌دهند. چنانچه قاب سختی و مقاومت عمومی کافی برای تحمل تمام تقاضاها را نداشته باشد، علاوه بر اصلاح اتصالات، استفاده از روشهای دیگر بهسازی نیز لازم است.

نیروهای طراحی: مبحث دهم مقررات ملی ساختمان با تخصیص حداقلی به نسبت لنگر ستون به تیر سعی در ایجاد مفهوم ستون قوی- تیر ضعیف دارد. این امر بدلیل جلوگیری از گسترش مفصل‌های پلاستیک در ستون‌ها و عدم ایجاد طبقه‌ی نرم میباشد. احتمال وقوع تسلیم همچنان در ستون‌ها، بدون ایجاد نقصان در مقاومت قاب، وجود دارد، مقاومت خمشی مورد نیاز ستون با متغیرهای متعددی مرتبط با تیر تعیین می‌شود . لنگر پلاستیک تیر در مقطع بحرانی ، خط مرکزی مقطع کاهش یافته‌ی تیر یا انتهای ماهیچه و نشیمن با توجه به تنش تسلیم مورد انتظار بال‌ها و سخت شدگی کرنشی محاسبه میشود.

تیر با مقطع کاهش یافته: طراحی قابهای خمشی معمولاً تابع محدودیتهای تغییر مکان درون طبقه‌ای و کلی است و شرایط مقاومتی تاثیر بسزایی در آن ندارد، بنابراین کاهش سختی و مقاومت در مورد یک مقطع کاهش یافته در محدوده ی قابل قبول، پذیرفتنی است. اگر خط دال موجود در موارد طراحی و اجرایی مدنظر باشد، بال فوقانی،دست نخورده باقی می‌ماند و تنها بال تحتانی بایدبریده شود. توجه شود که اصلاح بال تحتانی تنها به کاهش ناچیزی در تنش منجر می‌شود و جوش نفوذی کامل هر دو بال فوقانی و تحتانی همچنان نیاز به جایگزینی با مصالح جوش با طاقت بالا را دارد. کاهش سطح مقطع بال تیرها تا حداکثر ۵۰ درصد قابل قبول میباشد. برای تعیین اینکه آیا یک کاهش بال کافی است، لنگر

حداکثر تیر باید در محل اتصال به ستون برای تیر اصلاح شده، محاسبه شود. اگر نسبت این لنگر به لنگر پلاستیک در تیر از ۱/۰۵ فراتر رفت، اصلاح بال تحتانی به روش کاهش مقطع که در بالا بحث شد پیشنهاد نمی‌شود. و باید از کاهش مقطع بال فوقانی و یا از دیگر روش‌های موجود استفاده شود.

ماهیچه‌ی جوش شده: با جوش دادن یک ماهیچه با مقطع متغیر به بال تحتانی تیر مکانیزم انتقال نیرو در اتصال را می‌توان تغییر داد. این کار به ترتیب سبب کاهش تنش‌های برشی در جوش بال‌ها و افزایش عمق ناحیه‌ی اتصال ستون می‌شود.

نشیمن پیچ شده: به جای استفاده از ماهیچه‌ی جوش شده می‌توان از این گزینه که هیچ نیازی به جوشکاری در محل ندارد استفاده کرد. در این روش قسمتی از نیروی بال به نشمین انتقال می‌یابد و تنش‌های جوش را کاهش می‌دهد. پیکربندی‌های متعددی برای نشیمن پیچ شده ممکن بوده و می‌تواند هم برای یک بال تیر و هم هر دو بال برای تیرهای بزرگتر به کار گرفته شود. انواع معمول نشمین‌ها شامل نشیمن ماهیچه‌ای، نشیمن نبشی و نشیمن نبشی دوبل می‌باشد. نشیمن نبشی‌نسبتاً کوچک است و در موارد استفاده شده در بال فوقانی می‌توان آن را به طور کامل با دال پوشاند. در روشهایی که تنها در بال تحتانی از نشیمن استفاده می‌شود، پیشنهاد می‌شود که یک نبشی سخت نیز همچنان برای بال فوقانی به کار رود.

اتصالات در محور ضعیف: اتصالات گیردار به محور ضعیف یک ستون معمول نیستند، اما گاه می‌توان آنها را در قاب های خمشی قدیمی‌تر یافت. برای ترمیم این گونه اتصالات می‌توان از مفاهیم مشابه ارائه شده در این بحث با نظر به اینکه ستونها ضعیف‌تر از تیرها هستند استفاده کرد.

موارد غیرسازه‌ای: اندازه‌ی ماهیچه‌های جوش شده و نشیمن‌های پیچ شده قابل ملاحظه است. عمق ماهیچه‌ی جوش شده و نشیمن پیچ شده‌ی پیشنهادی به ترتیب حدود یک سوم و یک دوم عمق تیر است. این موضوع سبب می‌گردد که تمایل به استفاده و افزودن این اجزا تنها در بال تحتانی بیشتر باشد، اگر چه در این مورد هم همچنان برای سقف ایجاد مزاحمت می‌کند. در بال فوقانی اصلاحات باید بی‌شک پنهان شده و یا در ترکیب با اجزای معماری قرار گیرد.

۷-۴-۶-۴- بررسی جزئیات

علاوه بر رسیدگی به آخرین نقشه‌های موجود برای ساختمان مورد نظر شامل نقشه‌های چون ساخت، چنانچه موجود باشد و انجام بررسی‌های جامع در محل، موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرند:

مطابقت و عدم مطابقت فلز فیلر جوش: فلزهای فیلر جوش با مقاومت کشش بالاتر از فولاد متصل شده باید به کار گرفته شود.

طاقت فلز جوش: جوش‌های بال فوقانی و تحتانی اتصالات موجودی که با روش کاهش مقطع تیر RBS اصلاح شده‌اند، میبایست با فلز فیلر جوش با طاقت بالاتر جایگزین گردند.

پشت‌بندی جوش و سوراخ‌های دسترسی: صفحات پشت بند که برای جوش بال‌ها فراهم شده‌اند، اثر شیاری در جوش ایجاد کرده و نیز مانعی در بازرسی عیوب جوش در ریشه‌ی جوش به وجود می‌آورد. پشت بند موجود در بال‌هایی که جوش نفوذی کامل جدید می‌خورد و با جوش گوشه تقویت می‌شود باید برداشته شود. برداشت پشت بندهای موجود بدون تعویض جوش، بهسازی غیرمؤثری است، زیرا جوش موجود همچنان احتمال داشتن طاقت کم را دارد. اندازه‌و شکل سوراخ دسترسی جوش باید چنان تعیین شود که امکان دسترسی جوشکار و حداقل کردن تمرکز تنش را داشته باشد.

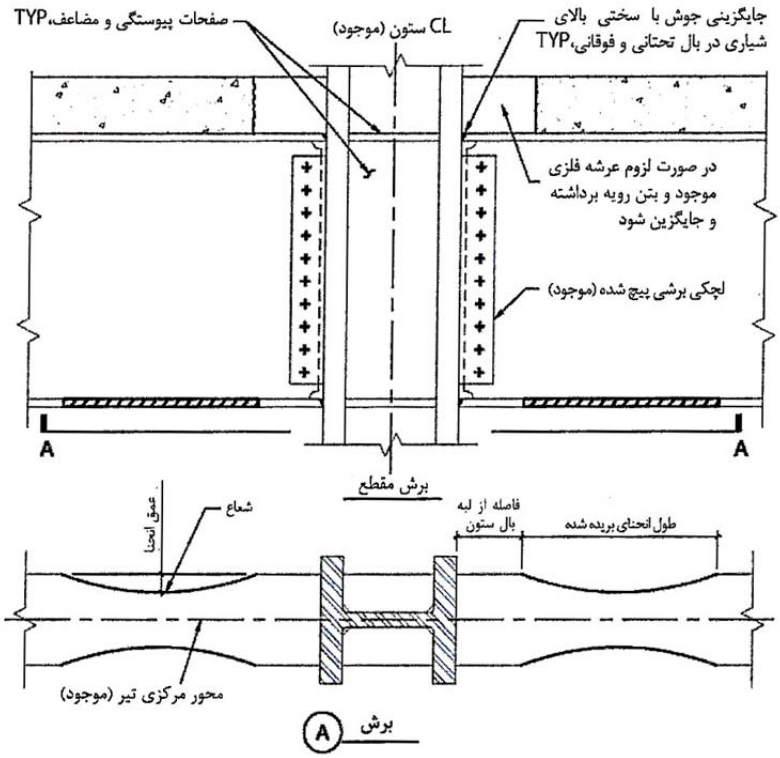
تیر با مقطع کاهش یافته (شکل ۷-۱۷): فاصله از بر ستون تا شروع برش مقطع تیر کاهش یافته و نیز طول برش که باختصار با عناوین «عقب نشینی» و «طول انحنانی بریده شده» به ترتیب شناخته می‌شوند، باید کم نگاه داشته شوند، تا به لنگر اجازه‌ی افزایش قابل ملاحظه از مفصل پلاستیک تا ستون را ندهد. در عین حال فاصله شروع برش باید به اندازه کافی بزرگ باشد تا به نیروی بال اجازه‌ی توزیع یکنواخت از مقطع کاهش یافته‌ی تیر در امتداد بال در جوش نفوذی کامل را بدهد. همچنین طول برش باید به اندازه‌ی کافی برای کنترل کرنش‌های غیرالاستیک در طول مقطع تیر کاهش یافته بزرگ باشد. شعاع برش تابعی از عمق و طول انحنای بریده‌شده‌ی آن است.

مراحل طراحی تیرها با مقاطع کاهش یافته بشرح ذیل است:

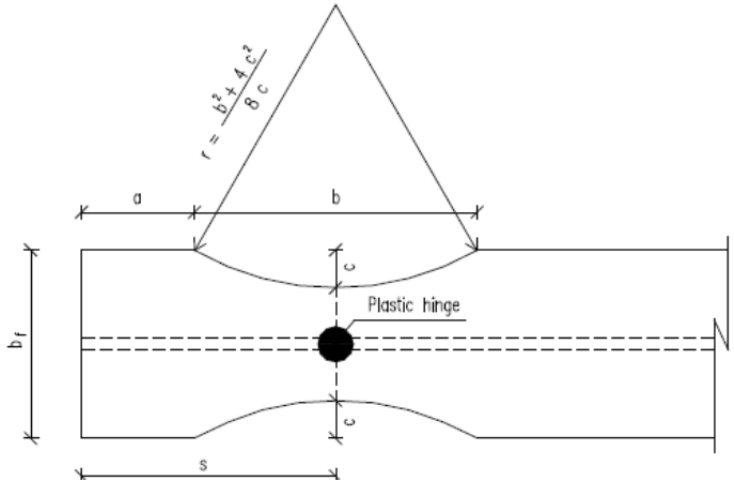
۱. محاسبه طول و محل کاهش مقطع بال با استفاده از تعریف a و b (شکل ۷-۱۷)

$$a = 0.60.b_f$$
$$b = 0.75.d_b \qquad (۱-۷)$$

که در آن b_f و d_b به ترتیب عرض بال و عمق تیر میباشد. مقادیر فوق متضمن گستردگی تنش در مقطع کاهش یافته می‌باشند.



شکل ۷-۱۷- مقطع تیر کاهش یافته در بال تحتانی تیر موجود



شکل ۷-۱۸- هندسه تیر RBS

۲. محاسبه فاصله مقطع کاهش یافته تا بر تیر

$$s = a\frac{b}{2} \qquad (۲-۷)$$

۳. محاسبه عمق برش بال (C). عمق برش بال تعیین کننده حداکثر ممان قابل انتقال از مقطع کاهش یافته و نتیجتا ممان و برش در بال تیر میباشد. مقدار C نباید بیشتر از $0.25\ b_f$ بوده و در این مرحله میتوان مقدار آن را برابر $0.2\ b_f$ فرض نمود.این فرض معادل کاهش ۴۰ درصدی مساحت بال تیر می‌باشد.

۴. محاسبه مدول پلاستیک و ممان پلاستیک مقطع کاهش یافته:

$$Mp_{1,RBS} = Z_{RBS}.f_{ye} \qquad (۳-۷)$$

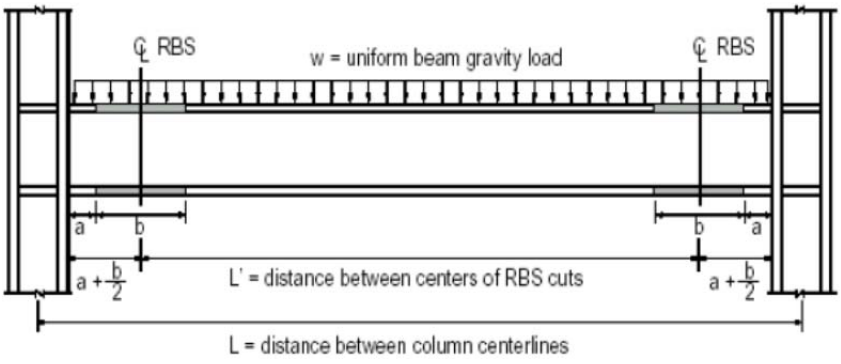
$$Z_{RBS} = Z_b - 2.c.t_f(d_b - t_f) \qquad (۴-۷)$$

که در آن Z_b مدول پلاستیک مقطع کاهش نیافته میباشد.

۵. محاسبه برش پلاستیک مقطع با استفاده ازرابطه زیر:

$$V_{pl} = \frac{2.M_{p,RBS}}{L'} + \frac{w.L'}{2} \qquad (۵-۷)$$

که در آن w بار گسترده وارده بر تیر میباشد.(شکل ۷-۱۹)



شکل ۷-۱۹- مقطع قاب با تیر RBS

۵. محاسبه ممان پلاستیک مورد انتظار تیر:

$$M_{pl.be} = \left(\frac{f_{te} + f_{ye}}{2.f_{ye}}\right).Z_b.f_{ye} \qquad (۶-۷)$$

که در آن f_{te} و f_{ye} به ترتیب مقاومت مورد انتظار نهایی و جاری شدن فولاد می‌باشند.

۷. کنترل آنکه ممان خمشی در بر ستون (M_f) کمتراز ظرفیت ممان پلاستیک تیر($M_{pl,be}$) میباشد یا خیر. در صورت بیشتر بودن ممان خمشی در بر ستون عمق برش (C) را افزایش داده و مراحل ۴ تا ۶ را می‌بایست تکرار نمود. در حقیقت مقدار C باید به گونه ای تعیین گردد که مقدار ممان در بر ستون در حدود ۸۵ تا ۱۰۰ درصد ظرفیت ممان پلاستیک تیر باشد.

۸. کنترل نسبت عرض به ضخامت برای جلوگیری از کمانش. برای اطمینان از عدم وقوع کمانش رابطه زیر میبایست ارضا شود.

$$\frac{\left(\frac{b}{t_f}\right)^2}{\left(\frac{E}{1.6.f_{fy}}\right).\left(\frac{1}{s}-0.6003\right)}+\frac{1.25.\left(\frac{d_e}{t_w}\right)^2}{\left(\frac{E}{0.1535.f_{wy}}\right).\left(\frac{1}{s}-0.6003\right)} \qquad (۷-۷)$$

۹. محاسبه شعاع برش (r) در بال‌های فوقانی و تحتانی در طول (b)

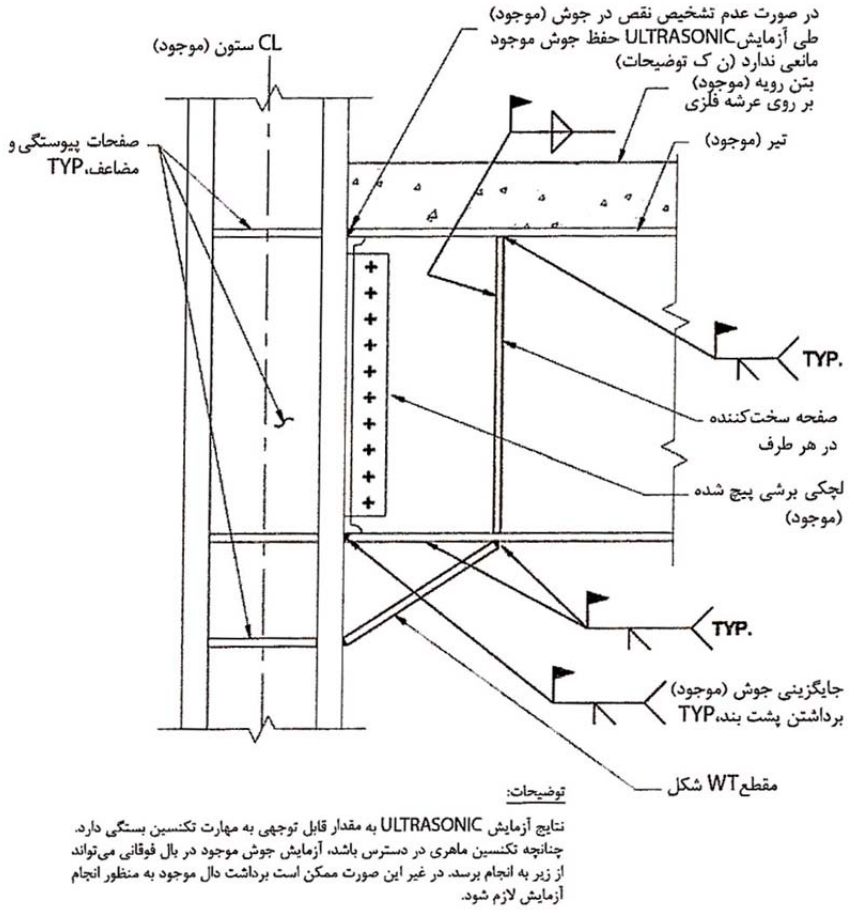
$$r=\left(\frac{b^2+4.c^2}{8.c}\right) \qquad (۷-۸)$$

تیرها با مقاطع کاهش یافته که بصورت فوق طراحی شده اند، برای مقاوم سازی سازه‌های فولادی بسیار مناسب بوده و آزمایشات حاکی از آنند که چرخش پلاستیک این تیرها را میتوان از رابطه زیر بدست آورد:

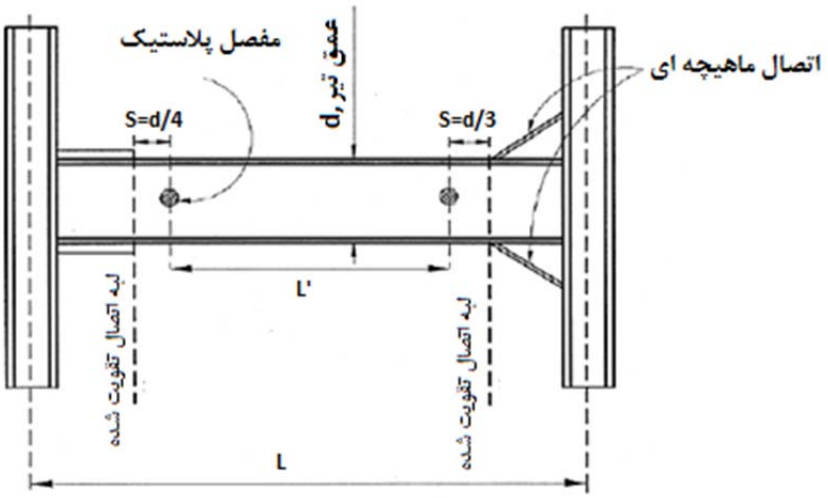
$$\theta_{pl.be}=0.05-0.0076.de \qquad (۷-۹)$$

که در آن d_b عمق تیر به میلیمتر بوده است. مقدار بدست آمده از رابطه فوق بسیار بیشتر از آنچه در مورد چرخش پلاستیک قاب‌های فولادی ذکر می‌گردد (حدود ۰/۰۳ رادیان) میباشد. شایان ذکر است که عمق تیر در چرخش پلاستیک تیرهای RBS تاثیرگذار می‌باشد.

ماهیچه‌ی جوش شده (شکل ۷-۲۰): ماهیچه‌ها را می‌توان از مقاطع I- شکل برید. به طور معمول بال ماهیچه با جوش لب به لب به بال‌های ستون و تیر جوش می‌شود. ولی جان ماهیچه با جوش گوشه به این اعضا اتصال می‌یابد. طول و عمق ماهیچه به ترتیب حدود یک دوم و یک سوم عمق تیر می‌بایست لحاظ شود. در محل تقاطع تیر و بال‌های ماهیچه، سخت کننده‌های جان باید در تیر پیش‌بینی شود. به طور مشابه در ستون، از صفحات پیوستگی در برابر بال ماهیچه استفاده شود. شکل (۷-۲۱) نمونه محل تشکیل مفصل پلاستیک را در این اتصالات نشان می‌دهد.



شکل ۷-۲۰- ماهیچه جوش شده در بال تحتانی تیر موجود



شکل ۷-۲۱- نمونه محل تشکیل مفاصل پلاستیک

نشیمن پیچ شده: پیکربندی پیشنهادی در این نوع اصلاح یک نشیمن ماهیچه‌ای در بال تحتانی و یک نشیمن نبشی در بال فوقانی است که بتوان آن را در دال پنهان کرد. چنانچه تقویت اضافه‌ای در بال فوقانی لازم باشد، نبشی‌هایی را می‌توان در زیر بال فوقانی در هر دو سوی جان افزود. سوراخ‌هایی هم اندازه با قطر پیچ، لغزش را در این اتصالات به حداقل می‌رساند. همچنین می‌باید از جوش‌های موجود صرف نظر شده و هر نشیمن برای نیروی کشش کل بال طراحی گردد. نشیمن نبشی بال فوقانی ممکن است به ردیف‌های متعددی از پیچ‌ها در طول بال تیر نیاز داشته باشد و باید برای نیروی ناشی از کنش اهرمی بر روی بال ستون طراحی شود.

۷-۴-۶-۵- ملاحظات اجرایی

موارد جوشکاری/ پیچ‌کاری: اصلاح به روش نشیمن پیچ شده را می‌توان بدون هیچ جوشکاری در محل انجام داد. موارد اولیه‌ی مرتبط با نشیمن پیچ شده شامل موارد معمول پیچ‌کاری در محل از جمله نصب، تنظیم و تراز کردن می‌باشد.

برداشتن اعضای غیرسازه‌ای موجود: کار بر روی اتصالات، بر سقف‌ها، نورپردازی‌و دیگر تأسیسات لوله‌کشی، الکتریکی و مکانیکی تأثیر خواهد گذاشت. اصلاح اتصالات در تراز بام ممکن است برداشت بام و لایه‌های آب‌بندی را ضروری سازد.

۷-۴-۷- ارتقای وصله ستون

۷-۴-۷-۱- موارد کاربرد

مقاوم سازی وصله‌های ستون که با پیچ یا جوش اجرا شده که جزئیات و حداقل‌های طراحی در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان را ارضا نمی‌کنند.

۷-۴-۷-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی

روشهای متعددی برای بهسازی وصله‌ی ستون وجود دارد. روش و سطح مقاوم سازی بستگی به نوع سیستم باربر جانبی دارد، چرا که قابهای خمشی ویژه نیازهای متفاوتی نسبت به دیگر سیستم‌ها دارند. این موضوع همچنین به این بستگی دارد که آیا وصله‌ی موجود جوشی است یا پیچی و جوشکاری در محل مجاز است یا خیر. در برخی موارد جوشکاری در محل تنها گزینه ممکن است.

احتمالاً بیشتر وصله‌های جوشی موجود با جوش نفوذی کامل یا جوش نفوذی جزئی هستند. در جوش‌های نفوذی کامل به جوش انتقالی با شیب مناسب برای جلوگیری از تمرکز تنش نیاز می‌باشد. این جوش شیب‌دار می‌تواند در کارگاه با اجرای جوش بر روی بال ضخیم‌تر ستون یا تراشیدن قسمتی از بال انجام گیرد. جوش‌های نفوذی جزئی به طور ذاتی دارای تمرکز تنش در قسمتهای جوش نشده‌ی اتصال هستند و بنابراین به مقاومت بالاتری نیاز دارند، اما به جوش انتقالی شیب‌دار نیازی نیست. جوش‌های نفوذی جزئی را می‌توان با جوش صفحات یا سخت‌کننده‌ها در سرتاسر وصله مقاوم سازی کرد. هنگامی که جوشکاری در محل غیرقابل اجرا یا برخلاف خواسته‌هاست، امکان استفاده از صفحات پیچ شده در یک وصله‌ی موجود جوشی چنانچه پیچ‌ها برای تحمل کل بار طراحی شوند وجود دارد.

روش ترمیمی برای یک وصله‌ی پیچ شده بستگی به نوع شکست حاکم بر طراحی وصله دارد. پیچ‌هایی که تابع ظرفیت وصله‌ی موجود هستند را می‌توان با پیچ‌های قوی‌تر جایگزین کرد، گزینه‌ی دیگر استفاده از پیچ‌های بیشتر است، اما این روش نیاز به کار بیشتری در محل دارند. صفحات وصله با مقاومت ناکافی را می‌توان تعویض کرد و یا صفحات جدیدی بر روی وجه مقابل صفحه‌ی موجود افزوده که به پیچ‌های بلندتری نیاز خواهد داشت. طول صفحات موجود همچنین با جوش صفحات جدید به انتهایشان افزایش داده می‌شود.

۷-۴-۷-۳- ملاحظات طراحی

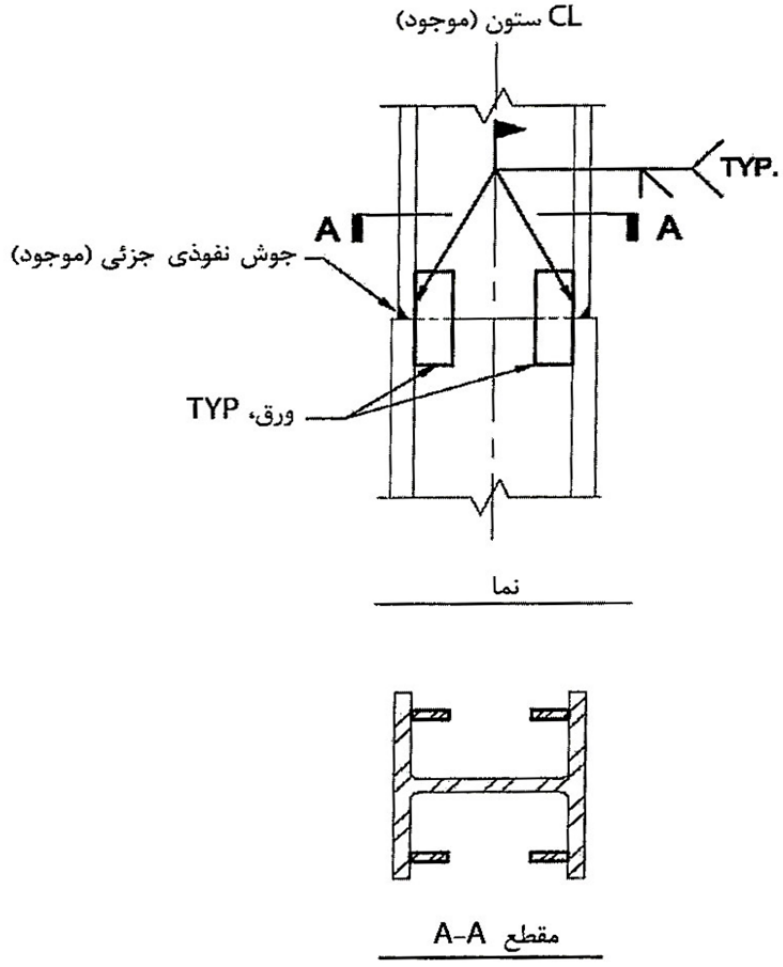
ملاحظات مربوط به طراحی وصله ستون شامل تطابق مسیر هدایت بار، حفظ تقارن برای دوری از بارهای برون محور و سازگاری تغییر شکل‌ها میباشد موارد مهم طراحی عبارت‌اند از:

مقاومت طراحی: مبحث دهم مقررات ملی ساختمان حداقل مقاومتی را برای همه‌ی وصله‌ها به عنوان تابعی از مقاومت تسلیم مورد انتظار وسطح بال ستون پیشنهاد می‌کند. به علاوه وصله‌های جوش شده با جوش شیاری نفوذی جزئی نیاز به مقاومت بالاتری دارند که این امر به دلیل تمرکز تنش بر روی قسمت جوش نخورده‌ی بال است. همچنین وصله‌های ستون در قاب‌های خمشی ویژه باید برای کل مقاومت خمشی ستون کوچکتر طراحی شود و وصله‌های جان آنها نیازمند مقاومت برشی به میزان دو برابر نیروی برشی متناظر با مقاومت خمشی پلاستیک ستون میباشد.

وصله‌های جوش شده با جوش نفوذی جزئی: در وصله‌ی ستون‌ها با تفاوت ضخامت بال تا حداکثر ۳ میلیمتر، می توان از ورقه‌های فولادی پرکننده با جوش گوشه‌به وجه داخلی بال‌ها استفاده کرد. اگر این تفاوت ضخامت بیشتر از ۳ میلیمتر باشد، نصب یک ورق به بال‌ها توسط جوش نفوذی کامل اجرایی‌تر خواهد بود.

موقعیت‌های صفحه: صفحات چه جوشی و چه پیچ شده به ستون‌ها می‌توانند بسیار انعطاف‌پذیر باشند. صفحات پیچ شده معمولاً در جانب بیرونی بال‌ها جای گذاری می‌شوند که امکان کاربرد صفحات فیلر اضافه برای جبران اختلاف ضخامت در بال‌ها وجود دارد.

هنگامی که یک سطح همتراز که ستون‌های آن دارای عمق اسمی یکسان باشند، پیشاپیش فراهم شده باشد، لزومی در بودن صفحات فیلر از داخل وجود ندارد. صفحات را همچنین می‌توان در انتهای یک بال به دیگری جوش داد، که مقاومت برشی و پایداری بیشتری را در راستای اتصال فراهم می‌کند (شکل ۷-۲۲)



شکل ۷-۲۲- بهسازی وصله جوشی در ستون موجود

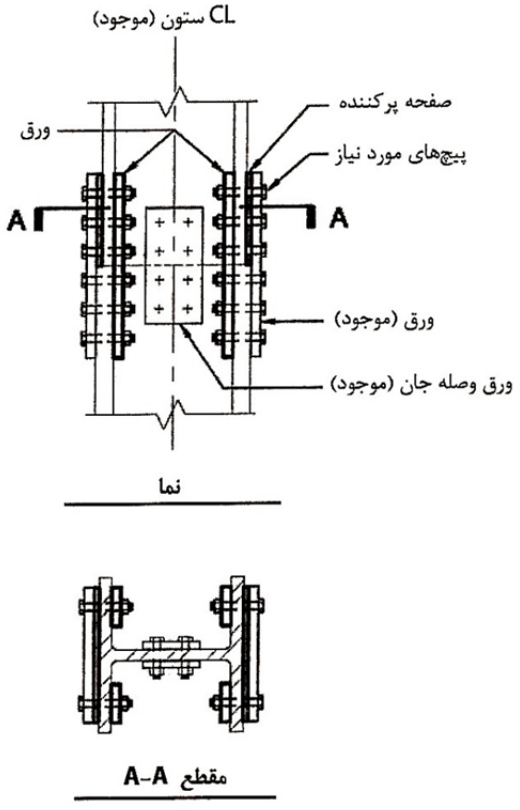
موارد غیر سازه‌ای: وصله‌های ستون به ندرت فضای اضافه‌ای را اشغال می‌کنند، اما اصلاحات کوچک و تغییر مکان‌های موقتی ممکن است برای برخی اجزا معماری و تأسیسات لوله‌کشی، الکتریکی و مکانیکی نیاز شود.

۷-۴-۷-۴- بررسی جزئیات

علاوه بر بررسی آخرین نقشه‌های مربوط به ساختمان مانند نقشه‌های چون ساخت، چنانچه موجود باشد و انجام بررسی‌های جامع در محل، موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد:

وصله‌های جوشی: هنگام جوشکاری مقاطع سنگین کرنش‌های انقباضی بزرگی ممکن است ایجاد شود. صفحات وصله‌ی پیچ شده یا جوشکاری شده با جوش گوشه باید به عنوان جایگزینی برای مواردی که احتمال شکست ترد جوش می‌رود، مورد توجه قرار گیرد.

وصله‌های پیچ شده: اگر سوراخ‌های جدیدی در ستون یا صفحه‌ی وصله‌ی موجود ایجاد شود، تلورانس سوراخ‌های موجود باید برای اطمینان از اینکه پیچ‌ها به طور یکسان بارگذاری خواهد شد، کنترل شود. ظرفیت سطح مقطع خالص باید کنترل شود. جزئیات نمونه‌ای در شکل (۷-۲۳) آمده است.



شکل ۷-۲۳- بهسازی وصله پیچی در ستون موجود

وصله‌های جان: جان‌های ستون در قابهای خمشی که در آنها از وصله‌های پیچ شده استفاده شده نیازمند ورق‌ها یا ناودانی‌هایی در دو سوی خود برای کاهش برون محوری هستند.

۷-۴-۷-۵- ملاحظات اجرایی

برداشتن اعضای غیرسازه‌ای موجود: براساس موقعیت وصله، بهسازی ممکن است بر سقف‌ها، نورپردازی‌ها و دیگر تأسیسات لوله‌کشی، الکتریکی و مکانیکی تأثیر گذارد.

برداشتن اعضای سازه‌ای موجود: برداشتن جوش‌ها و پیچ‌ها در یک ستون به دلیل نقش حیاتی ستون‌ها باید به حداقل برسد. تراز ستون و پایداری آن باید همواره طی عملیات مورد توجه قرار گیرد.

بارهای ضمن ساخت: عموماً جوشکاری بر روی ستون بارگذاری شده نباید مشکل ایمنی پدید آورد، اگر چه پایداری در طی اجرا همواره باید مورد نظر باشد.

۷-۴-۸- افزودن دیوارهای برشی فولادی (اتصال یافته به قاب فولادی موجود)

۷-۴-۸-۱- موارد کاربرد

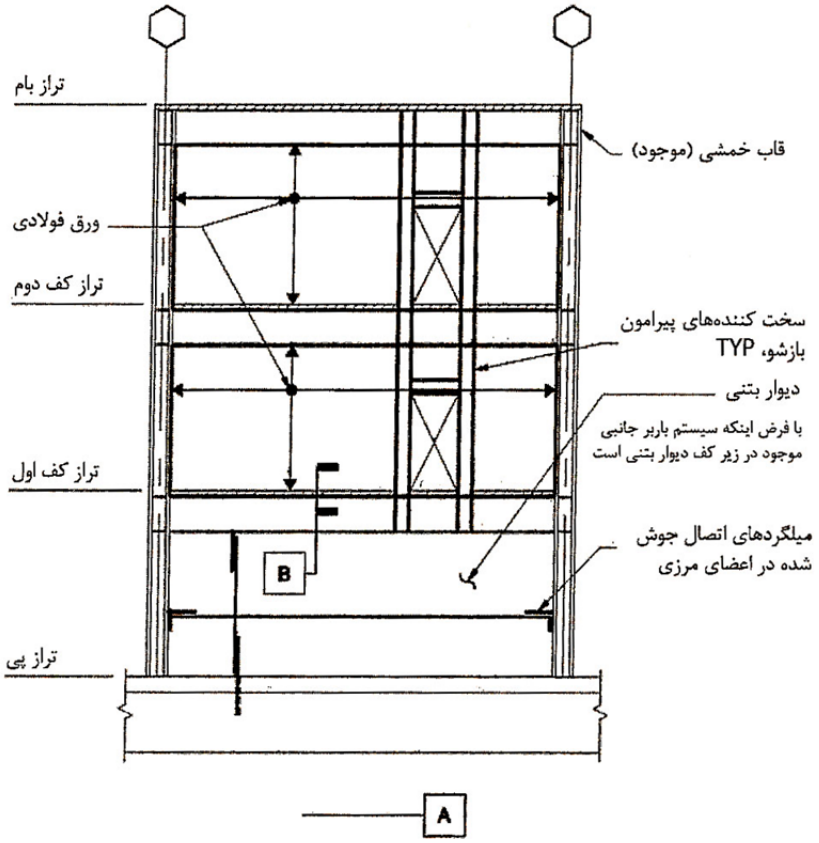
ساختمان‌های با قاب خمشی را که در تحمل نیروهای جانبی ناتوان بوده و یا در کنترل تغییر مکانها بسیار انعطاف‌پذیر باشند، می‌توان با افزودن دیوارهای برشی فولادی مقاوم سازی و سخت‌تر نمود (شکل ۷-۲۴). دیوارهای برشی ممکن است به تنهایی به عنوان سیستم باربر جانبی یا در ترکیب با قابهای خمشی مورد استفاده قرار گیرد.

۷-۴-۸-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی

دیوارهای برشی مقاومت و سختی قابل توجهی را برای سازه تأمین می‌کنند. این روش به عنوان جایگزینی برای افزودن قابهای مهاربندی شده، چنانچه سختی بیشتری نیاز باشد، در نظر گرفته می‌شود. در مقایسه با دیوارهای برشی بتنی، دیوارهای برشی ورق فولادی سبکتر است و جرم لرزه‌ای کمتری را به سازه اضافه می‌کنند. آنها همچنین فضای کمتری را اشغال کرده و ممکن است در اجرا اقتصادی‌تر باشند، به ویژه در ساختمانهای بلندتر که هزینه‌ی انتقال تجهیزات قالب‌بندی و پمپ کردن بتن به محل قابل توجه می‌باشد. رفتار این سیستم به مانند قابهای مهاربندی شده است که تنها براساس مهاربندهای کششی طرح شده و یا تیر ورق‌هایی که به موجب آن نواحی کششی به صورت قطری در جان تیر گسترش می‌یابند. با وجود این، هیچ کدام از این مثال ها به طور کامل خصوصیات رفتاری دیوار برشی فولادی را بیان نمی‌کند. تیرها و ستون‌ها در یک دیوار برشی فولادی به عنوان اعضای مرزی که تحت یک سری از نیروها قرار گرفته و به مقدار قابل توجهی سختی برای گسترش ظرفیت پانل‌های فولادی نیاز دارد، رفتار می‌کند. هنگامی که ستون‌ها تحت نیروهای محوری، برشی و خمشی قرار می‌گیرند نیروهای فشاری بزرگی بر تیرها تحمیل می‌شود. بنابراین اولویت قرارگیری دیوارهای برشی باید به دهانه‌هایی از قابهای خمشی موجود اختصاص یابد که در آن اعضا و اتصالات کمتر احتمال نیاز به اصلاح برای استفاده در سیستم دیوار برشی فولادی را دارند.

در یک ساختمان موجود، صفحات تیغه‌ای اتصال در لبه‌های دیوار در ابتدا در محل به تیرها و ستون‌جوش می‌شوند. سپس پانل‌های فولادی بزرگ به این صفحات تیغه‌ای اتصال جوش و یا پیچ می‌شوند(شکل ۷-۲۴). وصله‌های پانل را نیز می‌توان در محل جوش یا پیچ کرد. اگر وصله‌های جوشی مورد استفاده قرار گیرند، پیشنهاد می‌شود که جوش‌های

نفوذی کامل همراه با پشت‌بندهایی که پس از جوشکاری برداشته می‌شوند انجام گیرد. وجود بازشو در دیوارها در صورت تعبیه‌ی سخت‌کننده‌هایی در لبه‌های آنها قابل پذیرش است، اگر چه پانل‌ها به خودی خود ممکن است سختی کافی داشته باشند.

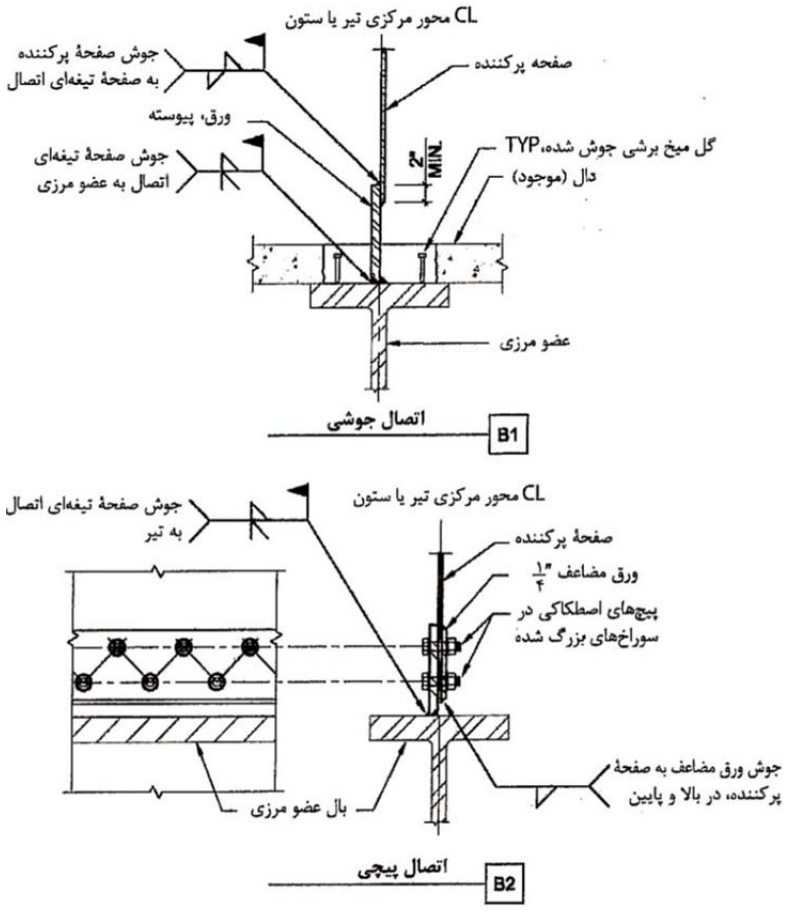


شکل ۷-۲۴- دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده

۷-۴-۸-۳- ملاحظات طراحی

افزودن دیوارهای برشی به یک ساختمان قاب خمشی سختی آن را به طور قابل توجهی افزایش می‌دهد. سازه‌ی بهسازی شده باید به ترتیب برای نیروهای جانبی و واژگونی بالاتر مورد ارزیابی قرار گیرد. این سیستم همچنین همواره، با برش کنترل می‌شود که به دلیل مقاومت خمشی قابل توجهی است که اعضای مرزی ستون فولادی فراهم می‌کنند.

دیوارهای سخت شده و سخت نشده: دیوارهای سخت شده تمایل به نشان دادن مقاومت برشی بالاتری دارند، اگر چه در هر دو نوع این دیوارها می‌توان انتظار رفتار شکل‌پذیر را داشت. کمانش صفحات فولادی در دیوارهای سخت نشده به نواحی کششی اجازه‌ی گسترش و تحمل نیروهای جانبی را می‌دهد. سخت کننده‌ها از جمله صفحات یا ناودانی‌ها، را می توان برای جلوگیری از کمانش صفحات فولادی به پانل‌های فولادی جوش داد. این دیوارها احتمال بیشتری برای تسلیم در برش به جای گسترش نواحی کششی دارند. کاربرد سخت‌کننده‌ها همچنین به خودی خود به پانل‌ها این اجازه را می دهد که نازک‌تر از پانل‌های موجود در دیوارهای سخت نشده باشند. از آنجا که کمانش در پانل‌های دیوار سخت شده اتفاق نمی افتد، لذا در تحمل نیروهای واژگونی شرکت می‌کند. لیکن در دیوارهای سخت نشده، ستون‌ها نیروهای واژگونی را تحمل می‌کنند. در هر حال، توجه کافی نسبت به اضافه نیروی محوری اعمال شده به ستونهای اطراف دیوارهای برشی اضافه شده، لازم است.



شکل ۷-۲۵- اتصال دیوار برشی با صفحه تیغه

موارد غیرسازه‌ای: افزودن دیوارها به یک سازه‌ی موجود خصوصیات معماری آن را تحت تأثیر قرار می‌دهد. دیوارهای بیرونی در ساختمان‌های شیشه‌ای در معرض دید قرار دارند. دیوارها در دهانه‌های داخلی باید چنان قرار گیرد که از ایجاد مانع در راهروها، درگاه‌ها، و دیگر سیستم‌های ساختمان جلوگیری به عمل آید. دیوارها را می‌توان در معرض دید و در ترکیب با معماری داخلی قرار داد و یا در دیوارهای جداکننده پنهان کرد.

۷-۴-۸-۴- بررسی جزئیات

علاوه بر بررسی آخرین نقشه‌های ساختمان مورد نظر شامل نقشه‌های چون ساخت، چنانچه موجود باشد و انجام بررسی های جامع در محل، موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد:

اتصالات فولادی: جوش صفحات تیغه‌ای اتصال به تیرها و ستون‌ها باید تحمل انتقال نیروهای معادل ظرفیت پانل‌های فولادی را از طریق جوش‌های نفوذی کامل یا جوش‌های گوشه در هر دوسوی صفحات داشته باشند. برای ساده‌تر کردن تلورانس‌های اجرا و کارگاهی، پانل‌های فولادی را می‌توان با صفحات تیغه‌ای اتصال روی هم قرار داد و با استفاده از جوش گوشه در طول هر دو لبه‌ی روی هم رفتگی به هم متصل کرد.

اتصال در دال‌ها: برای جلوگیری از آسیب دیدن آرماتورهای فولادی دال که برای انتقال نیروهای دیافراگم به دیوارهای برشی حیاتی هستند، دال بتنی باید بدون آسیب دیدن آرماتورهای فولادی تخریب و تکه تکه شده و صفحات تیغه‌ای اتصال منفرد در میان آرماتورهای فولادی قرار گیرد. نیروهای دیافراگم از طریق گل میخ‌های برشی روی تیرها به دیوار منتقل می‌شود. راه دیگر این است که اگر صفحات تیغه‌ای پیوسته مورد نیاز بود و گل میخ‌های برشی ناکافی بودند، آرماتورهای فولادی بریده شده و به صورت مستقیم به صفحات تیغه‌ای اتصال جوش شوند. در این مورد نیروها از دال از طریق اصطکاک برشی به دیوار منتقل می‌شود.

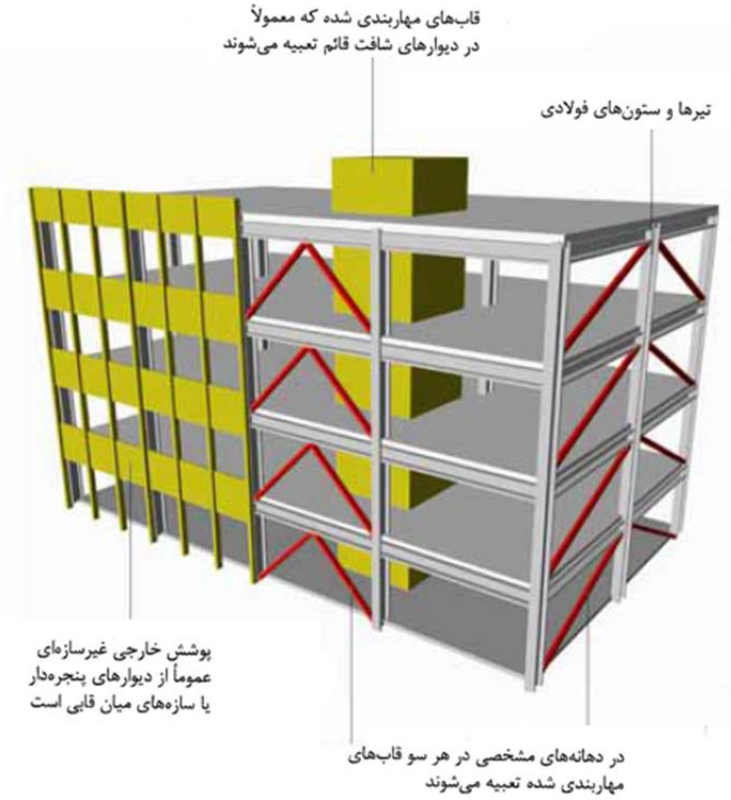
فصل هشتم

راهکارهای بهسازی قاب‌های مهاربندی شده فولادی

۸-۱- تشریح سازه

۸-۱-۱- کلیات

سازه‌ی فولادی با قاب مهاربندی متشکل از یک قاب مرکب از تیرها و ستون‌هاست. اعضای قطری فولادی که در دهانه های انتخابی قرار گرفته‌اند، نیروهای جانبی را تحمل می‌کنند. کف‌ها از دال‌های بتنی از بتن درجا یا عرشه‌ی فلزی با رویه‌ی بتنی تشکیل شده است. این سازه‌ها به طور معمول برای ساختمانهای مشابه آنچه که در قابهای خمشی فولادی گفته شد، به کار می‌روند. این سازه در ساختمانها با تعداد طبقات کمتر متداول‌تر است. شکل (۸-۱) نمونه ای از این نوع سازه را نشان می‌دهد.



شکل ۸-۱- قابهای مهاربندی فولادی

۸-۱-۲- انواع قابهای مهاربندی شده

انواع اصلی پیکربندی قاب مهاربندی شده، شامل قابهای مهاربندی شده‌ی هم محور (CBF) و قابهای مهاربندی شده‌ی برون محور (EBF) می‌باشد. در یک قاب مهاربندی شده‌ی هم محور، خطوط محوری اعضایی که در یک گره قرار دارند، همگی در یک نقطه یکدیگر را قطع می‌کنند.

این قاب‌ها همانند سیستم‌های خرپایی قائم رفتار می‌کنند و بارهای جانبی را بیشتر از طریق بارگذاری محوری تیرها، ستون‌ها و مهاربندها انتقال می‌دهند. در طی زلزله‌ها، رفتار غیرالاستیک معمولاً به مهاربندها و اتصالات محدود می‌شود.

پیکربندی‌های متداول در قاب‌های مهاربندی شده‌ی هم محور شامل مهاربندی‌های قطری، مهاربندی‌های ضربدری، مهاربندی V (یا مهاربندی V وارونه) و مهاربندی Kمی‌باشد. مهاربندهای قطری در یک قاب مهاربندی شده‌ی برون محور در گره‌ها از همدیگر فاصله می‌گیرند، به طوری که تیرهای رابط انتهایی مهاربندها را از ستون‌ها یا از دیگر مهاربندها جدا می‌کند. رفتار غیرالاستیک در تیرهای رابطه در انتهای گره‌ها تمرکز می‌یابند، این در حالی است که همه ی اعضا در خارج از این محدوده الاستیک یا نزدیک به الاستیک باقی می مانند. تیرهای رابط در مجاورت یک ستون یا در وسط یک تیر سقفی قرار می‌گیرند. مهاربندها معمولاً از مقاطع I - شکل، مقاطع سازه‌ای توخالی، لوله‌های فولادی، نبشی‌های دوبل و ناودانی‌های دوبل ساخته میشوند.

مهاربندها به صورت مستقیم به تیرها و ستونها جوش شده و یا از طریق صفحات اتصال، متصل می‌گردند.

۸-۱-۳- دیافراگم‌های کف و بام

دیافراگم‌های مرتبط با این نوع سازه ممکن است صلب و یا انعطاف‌پذیر باشد. در ساختمانهای فولادی قدیمی ممکن است دیافراگم از دال‌های بتنی(تیرچه بلوک) یا طاق ضربی تشکیل شده باشد. دیافراگم‌های انعطاف‌پذیر از عرشه‌های فلزی بدون رویه یا عرشه فلزی با رویه‌ی غیر سازه‌ای تشکیل شده است این نوع دیافراگم به طور معمول در سقف‌هایی که بارهای کمی را تحمل می‌کند، به کار می‌رود. اتصال عرشه‌ها به اعضای فولادی با گل میخ‌های برشی، جوش‌های انگشتانه، پیچ، یا پین تأمین می‌گردد. اعضای فولادی همچنین به عنوان اعضای مرزی و جمع کننده‌ها برای دیافراگم عمل می‌کنند.

۸-۱-۴- پی

پی‌ها می‌توانند از هر نوعی شامل پی‌های منفرد، پی‌های گسترده، و شمع‌ها باشند، که براساس خصوصیات ساختمان مورد نظر، نیروهای جانبی و خاک منطقه طراحی می‌شوند. پی‌های منفرد هنگامی به کار می‌روند که نیروهای جانبی خیلی زیاد نبوده و خاک محل سفت باشد. برای نیروهای بزرگتر و یا شرایطی که خاک محل سست است، معمولاً پی گسترده در زیر کل سازه به کار می‌رود. پی‌های شمعی هنگامی کاربرد دارند که نیروهای جانبی فوق‌العاده بزرگ بوده و یا با خاک خیلی ضعیفی روبه‌رو باشیم. شمع‌ها می‌توانند هم به صورت کوبیده شده و هم به صورت درجا باشند. نیروهای عمودی در شمع‌ها از طریق ترکیبی از اصطکاک سطحی میان شمع و خاک و تکیه‌گاه اتکائی در انتهای شمع در خاک توزیع می‌شود؛ نیروهای جانبی سازه عمدتاً از طریق فشار مقاوم بر روی سطح عمودی کلاهک شمع و شمع‌ها تحمل می‌شوند.

۸-۲- خصوصیات پاسخ لرزه‌ای

قابهای مهاربندی شده عموماً به عنوان سیستم‌های سخت در محدوده‌ی الاستیک در نظر گرفته می‌شوند. پاسخ غیرخطی آنها بستگی به توان آنها در باز توزیع نیروها در بین دهانه‌ها و تغییر مکان بین طبقات دارد. مهاربندها و اتصالات در قاب مهاربندی شده هم محور متحمل تغییر مکان‌های غیرالاستیک بزرگی در کشش و فشار در محدوده‌ی پس کمانش می‌شوند. شکل‌پذیری سیستم قاب مهاربندی شده هم محور در زلزله‌های پیشین با تسلیم موضعی در مهاربندها و اتصالات مربوط محدود شده است.

سیستم‌های قاب مهاربندی شده‌ی برون محور دارای سطوح عملکردی بالاتری نسبت به سیستم‌های سازه‌ای دارای قابهای مهاربندی شده‌ی هم محور میباشند. با محدود کردن کنش‌های غیرخطی به تیرهای رابط، رفتار پس کمانش سیستم و حداکثر تقاضاهای موجود در قاب را بهتر می‌توان پیش‌بینی کرد. شکل‌پذیری یک سیستم قاب مهاربندی شده برون محور به طول و جزئیات تیرهای رابط و نوع تسلیم آن، برشی یا خمشی، بستگی دارد.

۸-۳- کمبودهای لرزه‌ای متداول و روش‌های بهسازی

کمبودهای لرزه ای متداول در سیستم‌های قابهای مهاربندی، شامل شکست اجزای اتصالات، شکست مهاربندها و کمانش موضعی مهاربندها است. این گسیختگی‌ها، به ترتیب موجب افزایش تقاضا برای دیگر اعضا در سیستم شده که به شکست در کل قاب منتهی می‌شوند. جدول ۸-۱ کمبودها و روشهای بهسازی مخصوص این سیستم سازه ای را نشان میدهد

۸-۳-۱- مقاومت کلی

نبود مقاومت کلی برای تحمل تقاضاهای لرزه‌ای نتیجه‌ی مستقیم قابهای ضعیف است. در برخی موارد تیرها و ستون‌های موجود در یک قاب به قدر کافی ظرفیت انجام بهسازی در مهاربندها و اتصالات را دارند. اما اگر تیرها و ستون‌ها نتوانند این زمینه را فراهم کنند، مهاربندهایی را می‌توان به دیگر دهانه‌ها برای ایجاد قابهای جدید و بنابراین کاهش تقاضاها بر روی قابهای موجود افزود. این مورد در سیستم‌های قاب مهاربندی شده‌ی هم محور نسبت به سیستم‌های قاب مهاربندی شده‌ی برون محور که دارای نیازهای خاص در ارتباط با تیرهای رابط بوده ساده‌تر می‌باشد.

قابهای مهاربندی شده در محدوده‌ی الاستیک فوق‌العاده سخت هستند. نگرانی در رابطه با سختی کلی در محدوده‌ی غیرالاستیک است، هنگامی که مهاربندها به مرحله‌ی تسلیم می‌رسند، کاهش شدیدی در سختی سازه حاصل میگردد.

۸-۳-۲- پیکربندی

قابهای مهاربندی شده‌ی هم محور: مهاربندی‌های K و مهاربندیV وارونه رفتار دور از انتظاری را هنگامی که یک مهاربند کمانش می‌کند از خود نشان می‌دهد. مهاربند کششی باقی‌مانده در یک گره، نیروی غیربالانس را در تیرها و ستون‌ها توزیع می‌کند. این موضوع به ویژه در مهاربندی K خطرآفرین است، چون ممکن است سبب شکست کلی یک

ستون شود. در قابهایی که از مهاربندی V وارونه در آنها استفاده شده است، نیروی غیربالانس به نیروهای گرانشی بر روی تیر افزوده می‌شود.

قابهای مهاربندی شده‌ی برون محور: پاسخ غیرالاستیک تیر رابط متاثر از نسبت طول آن به نسبت M_p/V_p در ناحیه اتصال می‌باشد. تیرهای رابط که تسلیم برشی از خود نشان می‌دهند ظرفیت تغییر شکل غیرالاستیک بالاتری نسبت به آنهایی که در معرض تسلیم خمشی قرار می‌گیرند، دارند.

۸-۳-۳- مسیرهدایت بار

کمبودهای مسیر هدایت بار در ساختمانهای با قاب‌مهاربندی‌شده‌ی فولادی شامل عدم کفایت اتصالات، جمع کننده‌ها و مهار قاب در پی می‌باشد. اتصالات مهاربند ممکن است مقاومت کمتری نسبت به مهاربندها داشته باشد. اتصالات میان ستون‌ها و صفحات پای ستون یا کلاهک شمع‌ها بایدنیروهای برشی، خمشی و بلندشدگی بالقوه را تحمل کند. اتصالاتی که نتواند این نیروها را تحمل کند، از رسیدن قاب به ظرفیت نهایی‌اش جلوگیری می‌کند.

۸-۳-۴- جزئیات اجزا

قاب‌های مهاربندی شده‌ی هم محور: مهاربندهای لوله‌ای و مقاطع سازه‌ای توخالی با نسبتهای b/t بالا و دیگر اشکال فولادی غیر فشرده، در معرض کمانش موضعی یا شکست، پس از تعداد محدودی چرخه‌ی غیرالاستیک می‌باشند. شکل پذیری این مهاربندها با پر کردن آنها با بتن و یا افزودن سخت‌کننده‌های طولی بهبود می‌یابد. راه دیگر آن است که مهاربندها با مقاطع سازه‌ای توخالی دوبل شده از دو پروفیل جایگزین شوند و مانند نبشی‌ها یا ناودانی‌های دوبل مورد استفاده قرار گیرند. همچنین مهاربندهای لوله‌ای یا ساخته شده از مقاطع سازه‌ای توخالی در شیارهای جوش صفحات اتصال در معرض شکست مقطع خالص می‌باشد.

جدول ۸-۱- کمبودهای لرزه‌ای متداول و روش‌های بهسازی کاربردی برای قابهای مهاربندی شده

کمبودها		روش بهسازی				
گروه	کمبودها	افزودن اعضای جدید	ارتقای اعضای موجود	بهسازی اتصالات بین اعضا	کاهش تقاضا	برداشتن اعضای گزینش شده
مقاومت کلی	مقاومت ناکافی قاب	قاب مهاربندی شده دیوار برشی بتنی دیوار برشی فولادی	مقاوم سازی مهاربندها، تیرها، ستون‌ها و یا اتصالات			
سختی کلی	تغییر مکان نسبی زیاد	قاب مهاربندی شده دیوار برشی بتنی دیوار برشی فولادی	مقاوم سازی مهاربندها، تیرها، ستون‌ها و یا اتصالات			
پیکربندی	طبقه‌نرم	قاب مهاربندی شده دیوار برشی بتنی دیوار برشی فولادی				
	فرورفتگی و پیش آمدگی در پلان	قاب مهاربندی شده دیوار برشی بتنی جمع کننده	ارتقای جزییات			
مسیر هدایت بار	از بین رفتن جمع کننده	افزودن جمع کننده				
	عدم کفایت میل مهارها در برش، خمش، و یا بلندشدگی		مدفون کردن ستون در پداستالی که به دیگر اعضای پی موجود بسته شده است.	تعبیه‌ی برشگیرها و میل مهارهای فولادی از صفحه‌ی پای ستون به پی		
	عدم کفایت میل مهارهای برون صفحه‌ای دیوارهای متصل به دیافراگم			مهارهای کششی		
جزئیات اجزاء	ظرفیت ناکافی مهاربندها، و یا اتصالات	جایگزین نمودن مهاربندها	افزایش سطح مهاربندها کامپوزیت کردن اعضای مهاربندی بهبود نسبت b/t	افزودن پیچ‌ها یا جوش‌ها افزایش ابعاد صفحات اتصال		
	ظرفیت ناکافی تیرها، ستون‌ها و یا اتصالات		افزایش ورقهای پوششی یا اعضای قوطی تعبیه‌ی صفحات اتصال یا مهاربندهای زانویی	تعبیه‌ی صفحات اتصال		
دیافراگم	عدم کفایت مقاومت و یا سختی درون صفحه‌ای	جمع کننده‌هایی برای توزیع بار به قاب مهاربندی شده یا دیوار برشی بتنی جدید	مقاوم سازی دیافراگم با اضافه کردن رویه بتنی مقاوم سازی اجزای لبه دیافراگم			

کمبودها		روش بهسازی				
گروه	کمبودها	افزودن اعضای جدید	ارتقای اعضای موجود	بهسازی اتصالات بین اعضا	کاهش تقاضا	برداشتن اعضای گزینش شده
	ظرفیت ناکافی اعضای لبه دیافراگم	افزودن اعضای فولادی	تقویت اعضای لبه			
	تنش‌های زیاد در بازشوها و نامنظمی‌ها	افزودن میلگرد تعبیه‌ی جمع کننده در پیرامون دیافراگم				

این نقصان را می‌توان با افزودن صفحات تقویتی در وجوه بدون شیار جوش مقطع سازه‌ای توخالی، چنانکه در اشکال (۷-۱) و (۷-۲) آمده است رفع کرد. برای لوله، صفحات تقویتی را می‌توان با زوایای قائم نسبت به محور لوله همچون سخت‌کننده‌ها قرار داد. اتصالات مهاربند که تنها برای ظرفیت محوری مهاربندها طراحی شده‌اند، ممکن است برای ایجاد مقاومت کامل مهاربند کافی نباشند. برای رسیدن به پاسخ ثانویه‌ی مناسب، همه‌ی برون محوری‌ها در اتصال باید مورد نظر واقع شود. مهاربندی که در صفحه‌ی صفحات اتصال کمانش می‌کند، بایداتصالات انتهایی‌اش برای بار محوری کل و مقاومت خمشی مهاربند طراحی شود. در مهاربندی که کمانش برون صفحه‌ای می‌کند، باید اطمینان حاصل شود که صفحات اتصال دارای توان کافی برای دوران‌های پلاستیک بدون کمانش هستند.

قاب‌های مهاربندی شده‌ی برون محور: اتصالات قاب‌هایی که بر اتصالات تیر رابط به ستون تکیه می‌کنند، میبایست مورد ارزیابی قرار گیرد. همچنین مطالعات آزمایشگاهی به این یافته رسیده است که تیرهای رابط در طبقه‌ی اول تغییر مکان غیرالاستیک بزرگتری را تحمل کرده و پتانسیل ایجاد یک طبقه‌ی نرم را دارند.

۸-۳-۵- کمبودهای دیافراگم

کمبودهای معمول دیافراگم‌ها، شامل مقاومت‌های ناکافی برشی درون صفحه‌ای، اعضای مرزی ناکافی و تنش‌های فزاینده در بازشوها هستند. این کمبودها ممکن است ناشی از نبود دال یا رویه‌ی پرکننده، نبود آرماتور فولادی در دال‌ها، اتصالات ناکافی به اعضای مرزی و جزئیات ضعیف در بازشوها باشد.

۸-۴- تشریح جزئیات روش‌های بهسازی

۸-۴-۱- ارتقای اتصال قاب مهاربندی شده

۸-۴-۱-۱- موارد کاربرد

ظرفیت‌های کافی اتصالات برای عملکرد مناسب یک قاب مهاربندی شده ضروری است. اتصالات با مقاومت ناکافی و یا عدم شکل‌پذیری برای گسترش رفتار غیرالاستیک قاب، میبایست مقاوم سازی و یا جایگزین شوند.

۸-۴-۱-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی

اتصالات انتهای مهاربند معمولاً با اعضای اتصال اضافه‌تری تأمین می‌گردد (همانند صفحات اتصال)، اما ممکن است مهاربندها همچنان مستقیم به تیر و ستون به صورت یک اتصال خمشی جوش داده شوند. اتصالات خمشی نیز برای اتصالات تیر رابط به ستون در یک سیستم قاب مهاربندی شده‌ی برون محور و برخی اوقات برای اتصالات تیر به ستون در هر دو سیستم هم محور و برون محور مورد استفاده قرار می‌گیرد. دستاورد اصلاح و بهسازی بر این اساس که آیا اتصال موجود بر یک عضو اتصال یا یک اتصال خمشی تکیه می‌کند، متفاوت است.

اگر اعضای اتصال موجود ظرفیت کافی داشته باشند، اقتصادی ترین راه افزایش ظرفیت اتصال با فراهم نمودن جوش‌ها یا پیچ‌های اضافی است. این راهکار به طور معمول تنها منجر به افزایش جزئی ظرفیت اتصال می‌شود، چرا که پیکربندی های اتصال مهاربند موجود به ندرت پاسخگوی اصلاحات قابل ملاحظه‌ای هستند. اگر اعضای اتصال موجود ظرفیت ناکافی داشته باشند، لازم است پیکربندی و توان اتصال موجود جهت افزودن اعضای اتصال جدید و یا جایگزینی اعضای اتصال موجود با اعضای با ظرفیت بالاتر، از لحاظ اقتصادی ارزیابی شوند.الحاق و تکمیل اتصال موجود چالش‌های ناشی از برداشت جوش‌های اتصال و تأمین تکیه‌گاه موقعیت مهاربندها را حذف می‌کند.

نخستین نکته‌ی نگران‌کننده در اتصالات خمشی که در قاب‌های مهاربندی شده به کار می‌روند، استفاده از فلزهای جوش با طاقت جوش پایین می‌باشد. برای مهاربندهایی که انتظار می‌رود در انتهای آنها مفصل پلاستیک تشکیل شود، جایگزینی جوش‌های موجود بایک فلز جوش با طاقت جوش بالا باید مدنظر قرار گیرد، اتصالات تیر به ستون در قابهای مهاربندی شده‌ی هم محور به طور معمول نیازی به تحمل نیروهای خمشی بزرگ نداشته و احتمالاً نیازی به بهسازی ندارند. در پیکربندی‌های قابهای مهاربندی شده برون محور در جایی که تیر رابط درمجاورت ستون قرار دارد، بهسازی باید با توجه به تقاضاهای بالای تیر مفروض و طبیعت بحرانی آن انجام پذیرد.

۸-۴-۱-۳- ملاحظات طراحی

اشتراک بار توسط جوش‌ها و پیچ‌ها در یک سطح اتصال مجاز نمی باشد. بنابراین در بهسازی اتصال یک مهاربند پیچ شده به صفحه‌ی اتصال تنها ارتقای پیچ‌ها باید مورد توجه قرار گیرد و یا پیچ‌ها به کلی با جوش جایگزین شود. با این

حال در برخی نواحی، اتصال یک صفحه‌ی اتصال به ستون با پیچ کردن یک ورق برشی و جوش آن به تیر معمول است، چرا که این سطوح جداگانه می‌باشند. برای اطمینان از اینکه اعضای موجود و جدید در حالت مورد انتظار اندرکنش مناسب داشته باشند، علاوه بر درک رفتار مصالح موجود موارد دیگری در طراحی باید مورد توجه قرار گیرد که به قرار زیر می‌باشد:

نیروهای طراحی: اتصالات مهاربند که تنها برای ظرفیت محوری مهاربندها طراحی می‌شوند ممکن است برای ایجاد مقاومت کامل مهاربندها کافی نباشد. اتصالات انتهایی مهاربندی که در صفحه‌ی صفحات اتصال کمانش می‌کند، باید برای بار محوری کامل و مقاومت خمشی کل مهاربند طراحی شده باشد.

اتصالات جوشی: جوش‌های گوشه‌ی موجود می تواند ضخیم‌تر شود به شرط آنکه جوش‌ها از فلز جوش‌با طاقت جوش پایینی نباشد و یا عدم کفایت آن در آزمایش مصالح مشاهده نشود. در غیر این صورت، جوش‌های موجود باید برداشته و با فلزهای جوش با طاقت جوش بالا جایگزین شوند. در شکل (۷-۱) یک اتصال کاملاً جوش خورده‌ی معمول که برای کاربرد در قاب مهاربندی شده‌ی هم محور ویژه مناسب است، آمده است. در مناطق با لرزه خیزی کم و متوسط میتوان از اتصال مطابق شکل (۷-۲) استفاده نمود. بهسازی اتصالات مهاربند جوش شده به محور ضعیف ستون‌ها پیچیده‌و غیر اقتصادی است. نمونه‌ای از این نوع اتصال در شکل (۷-۳) آمده است.

اتصالات خمشی: چنانکه در بالا گفته شد، اتصالات خمشی که تحت تأثیر نیروهای خمشی بالایی قرار می‌گیرند، باید با فلزهای جوش با طاقت جوش بالا بهسازی شوند. از جمله ان اتصالات میتوان به اتصال مستقیم مهاربندها به تیر و ستون در سیستم‌های قاب مهاربندی شده‌ی هم‌محور معمولی و تیرهای پیوند در سیستم قاب مهاربندی شده برون محور که درمجاورت ستون‌ها هستند، اشاره نمود.

موارد غیرسازه‌ای: صفحات اتصال که در ارتباط با ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان برای قاب مهاربندی شده‌ی هم محور ویژه طراحی شده‌اند، ممکن است به نسبت بزرگ باشند.

۸-۴-۱-۴- بررسی جزئیات

علاوه بر رسیدگی به آخرین نقشه‌های ساختمان مورد نظر، شامل نقشه‌های چون ساخت، در صورت وجود، و انجام بررسی‌های جامع در محل، موارد زیر باید مورد توجه قرار گیرد.

صفحات اتصال: مهاربندهایی که در یک سیستم قاب مهاربندی هم محور ویژه به کمانش برون صفحه‌ای می‌رسند، منجر به تشکیل مفصل‌های پلاستیکی در وسط دهانه‌ها و در صفحات اتصال دو انتها میگردند. صفحات اتصال باید قابلیت دوران‌های پلاستیک بدون کمانش را داشته باشند. از اینرو حداقل فاصله‌ای معادل دو برابر ضخامت ورق میان انتهای مهاربند و خط فرضی قید برای رسیدن به این مهم الزامی است. افزایش این فاصله به سه برابر ضخامت ورق به منظور افزایش بعد جوش در مقاطع سازه‌ای توخالی و دیگر رواداری‌های نصب میباشد (شکل ۷-۱). اتصالاتی که ظرفیت لازم

برای دوران‌های پلاستیک برون صفحه‌ای را ندارند، باید عمدتاً در موقعیت‌هایی که کمانش درون صفحه‌ای مهاربند حاکم است یا تقاضاهای شکل‌پذیری کم است به کار روند.

اتصالات پیچی: در صورت تعبیه‌ی سوراخ‌های جدید در مهاربندها و اعضای اتصال، رواداری ابعاد سوراخ‌های موجود باید برای اطمینان از اینکه پیچ‌ها به طور مساوی بارگذاری شوند بررسی شود.

تطابق و عدم مطابقت فلر فیلر جوش: فلزهای فیلر جوش با مقاومت کششی بیشتر از فولاد اتصالی باید جهت اتصال به کار روند.

۸-۴-۱-۵- ملاحظات اجرایی

ضوابط مربوط به ملاحظات اجرایی این راهکار، مطابق موارد ذکر شده در بند ۷-۴-۱-۵ می‌باشد.

۸-۴-۲- ارتقای مقاومت و شکل‌پذیری اعضای قاب مهاربندی شده

۸-۴-۲-۱- موارد کاربرد

تیرها، ستون‌ها و مهاربندهای ناکافی مقاوم سازی و یا جایگزین می‌شوند تا شکل‌پذیری در قاب تامین گردد.

۸-۴-۲-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی

شکل پذیری یک مهاربند موجود را می‌توان با کاهش لاغری آن ارتقا داد، این امر با کاهش طول مهار نشده آن، پر کردن مقاطع توخالی با بتن یا افزودن سخت‌کننده‌های طولی میسر میباشد. طول مهار نشده‌ی یک مهاربند را می‌توان با افزودن اعضای مهاربندی ثانویه که جزء سیستم باربر جانبی نمی‌باشند، کاهش داد. پرکردن مقاطع توخالی موجود با بتن منجر به کاهش شدت کمانش موضعی می‌شود. نسبت عرض به ضخامت مؤثر برای عضو پر شده با ضرب نسبت عرض به ضخامت مقاطع در ضریب $(0.0082 \times KL/r + 0.264)$ تعیین می‌شود.کاربرد این روش در مهاربندها با KL/r بین ۳۵ و ۹۰ می‌باشد. افزودن سخت‌کننده‌های طولی کمترین پیچیدگی‌های اجرایی را به همراه دارد، سخت کننده‌ها را می‌توان از ورق‌ها یا مقاطع نبشی کوچکی ساخت.

اگر ارتقای مقاومت و شکل پذیری هر دو نیاز باشد، مهاربندهای جدید، باید به سیستم افزوده شوند. در برخی پیکربندی ها امکان حفظ مهاربند موجود وجود دارد. این موارد شامل مهاربندهای متشکل از نبشی منفرد، نبشی دوبل و ناودانی می‌شود که امکان جفت شدن را دارند. مقاطع نورد شده را نیز می‌توان با ورق تقویتی پوشاند. در موارد دیگر جایگزینی مهاربند موجود با یک مهاربند جدید که آزادی عمل در انتخاب‌های متعددی را به همراه دارد، بسیار اجرایی‌تر است. افزایش در مقاومت مهاربند ممکن است به بهسازی‌های در دیگر اجزای قاب مهاربندی شده، از جمله در اتصالات مهاربندها، تیرها و ستون‌ها، نیاز داشته باشد. در خصوص بهسازی اتصالات در بخش ۸-۴-۱ بحث شده است. در بسیاری

موارد، اقتصادی‌ترین راه برای افزایش ظرفیت تیرها و ستون‌های موجود افزودن ورق‌های پوششی تقویتی یا ورق‌های جانبی تقویتی برای ایجاد مقاطع قوطی است. در خصوص این روش در بخش ۷-۴-۳ بحث شده است.

۸-۴-۲-۳- ملاحظات طراحی

محدود کردن مقاوم سازی مهاربندهای موجود به ظرفیت دیگر اعضای سیستم باربر جانبی مانند پی‌ها، برای اجتناب از انجام بهسازی‌های بسیار زیاد ممکن است مفید باشد. داشتن درک کاملی از رفتار و مقاومت مصالح موجود به منظور تأمین اندرکنش لازم میان اعضای موجود و اعضای جدید ضروری است. دیگر موارد طراحی شامل موارد زیر می‌باشد:

مقاوم سازی مهاربند موجود: بهسازی کامل مهاربند شامل مقاوم سازی و طراحی مجدد اتصالات انتهایی آن میگردد. مقاوم سازی مهاربندهای K یا V وارونه موجود باید تنها پس از ارزیابی محتاطانه‌ی نیروهای خمشی اضافه که کمانش مهاربندی فشاری را به دنبال دارد، انجام گیرد. در صورتیکه که ظرفیت مهاربند موجود در این سیستم‌ها ناکافی تشخیص داده شد، راه حل بهتر جایگزینی آن با مهاربند ضربدری یا قطری میباشد.

مهاربندی ثانویه: یک عضو مهاربندی برای تحمل هر دو نیروی کششی و فشاری طراحی می‌شود، اما احتمال کمانش آن در برابر تنش‌های فشاری، ظرفیت آنرا محدود می‌سازد. بنابراین ظرفیت فشاری مهاربند کمتر از ظرفیت کششی آن است. از آنجا که طراحی سیستم عموماً براساس ظرفیت فشاری مهاربند است، به سادگی می‌توان با کاهش طول مهار نشده‌ی مهاربند با مهاربندی ثانویه ظرفیت اضافه‌ای ایجاد کرد، به شرط آنکه اتصالات موجود ظرفیت کافی برای تحمل بارهای وارده را داشته باشد و یا بتوان آنها را برای تحمل بارهای اضافی مقاوم‌سازی کرد.

انتخاب مهاربند جدید: چنانچه مهاربندهای موجود جایگزین شوند، باید حتی‌الامکان مقاطع فشرده و غیرلاغر را برای جلوگیری از شکست یا کمانش زودهنگام مهاربند در طی رفتار پس از تسلیم به کار برد. دو نوع مهاربند ویژه که در ساختمان‌های با قاب مهاربندی شده‌ی قدیمی مرسوم نبوده مهاربندهای با مقاطع سازه‌ای توخالی دوبل و مهاربندهای کمانش تاب هستند. مقاطع سازه‌ای توخالی دوبل را می‌توان در اشکال مشابه نبشی‌ها و ناودانی‌های دوبل به کار برد. استفاده از این مقاطع مشکلات جایگذاری و نصب را کاهش داده و نسبت عرض به ضخامت کوچکتری را در مقایسه با یک مقطع سازه‌ای توخالی منفرد نیاز دارند که این امر خود منجر به افزایش ظرفیت اتلاف انرژی می‌شود.

موارد غیرسازه‌ای: اصلاح مهاربندها، هنگامی که در معرض دید قرار دارند، ممکن است بر معماری داخلی اثر بگذارد، یا اگر در دیوارهای جداکننده پنهان شوند، منجر به افزایش ضخامت این دیوارها نسبت به دیوارهای معمولی گردد. تیرهایی که اندازه‌شان افزایش یافته است بر اجزای غیرسازه‌ای بدلیل کاهش ارتفاع مفید طبقه تأثیر می‌گذارند. این اجزا به طور معمول شامل سقف‌های کاذب، لوله‌ها، کانال‌ها و داکت‌ها می‌باشد.

۸-۴-۲-۴- بررسی جزئیات

علاوه بر رسیدگی به آخرین نقشه‌های ساختمان مورد نظر شامل نقشه‌های چون ساخت، در صورت وجود و انجام بازرسی های جامع در محل، موارد زیر باید در نظر گرفته شود:

اعضای مهاربند ساخته شده در محل: اگر چه نبشی‌های دوبل، ناودانی‌های دوبل، مقاطع سازه‌ای توخالی دوبل مزیت هایی برای نصب به همراه دارند، لیکن استفاده‌ی این اعضا در قابهای مهاربندی شده‌ی هم محور ویژه میبایست همراه با رعایت موارد ذیل باشد: کمانش این گونه مهاربندها نیروهای برشی بزرگی را به اجزای جوش غیرپیوسته تحمیل می‌کند. بنابراین فاصله‌ی نزدیکتر و مقاومت بالاتری در این اجزای مورد نیاز است. همچنین فشرده بودن عضو برای شکل‌پذیری و اتلاف انرژی بیشتر لازم است.

ضخامت پوشش تقویتی: مهاربندهای ساخته شده از مقاطع سازه‌ای توخالی و نیز مهاربندهای لوله‌ای تحت شکست مقطع خالص در محل شیارهای صفحات اتصال قرار می‌گیرند. این حالت گسیختگی ترد را می‌توان با افزودن صفحات پوششی تقویتی به جوانب مقطع سازه‌ای توخالی بدون سوراخ، از جمله آنچه در اشکال (۷-۱) و (۷-۲) آمده است، حذف نمود. برای لوله‌ها، صفحات تقویتی را می‌توان در زوایای قائم نسبت به محور لوله همچون سخت‌کننده‌ها قرار داد.

۸-۴-۲-۵- ملاحظات اجرایی

ضوابط مربوط به ملاحظات اجرایی این راهکار، مطابق موارد ذکر شده در بند ۷-۴-۱-۵ می‌باشد.

فصل نهم

راهکارهای بهسازی قاب‌های فولادی با دیوارهای برشی بتنی

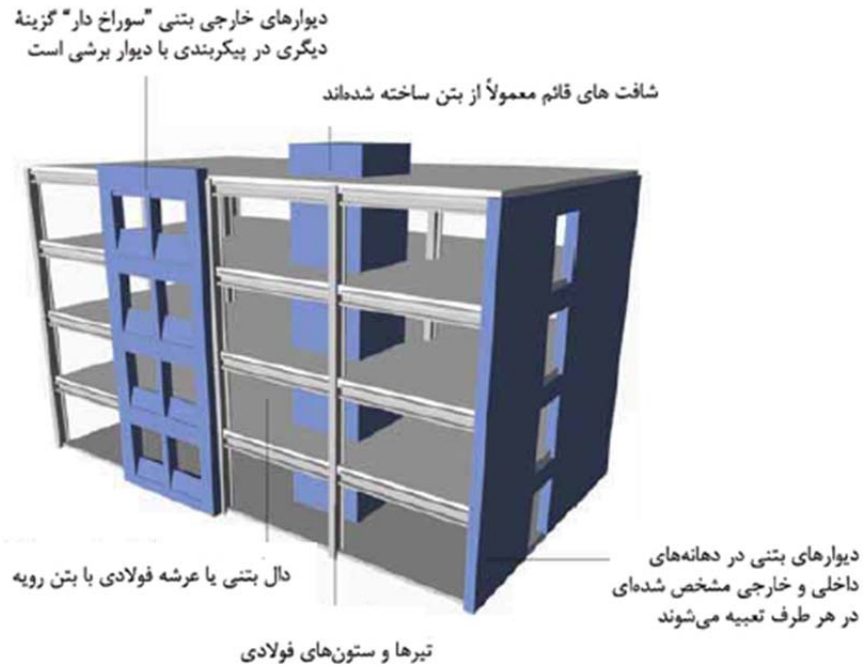
۹-۱- تشریح سازه

۹-۱-۱- کلیات

این نوع سازه متشکل از قاب‌بندی کاملی از تیرها و ستون‌های فولادی است. کف‌ها از دال‌های بتنی یا عرشه‌های فلزی با رویه‌ی بتنی تشکیل یافته است. این نوع ساختمان‌ها از دیوارهای بتنی متعددی تشکیل شده‌اند که به عنوان دیوار برشی عمل می‌کنند که هم می‌توان آنها را به صورت مجزا در تعدادی از دهانه‌ها چنان قرار داد که با تشکیل داکت‌های عمودی، محلی برای عبور تأسیسات و آسانسور به وجود آید و هم می‌توان آنها را در وجه بیرونی ساختمان قرار داد. تیرها و ستون‌های فولادی ممکن است تنها برای باربری گرانشی بوده و یا با داشتن اتصالات صلبی نقش یک قاب خمشی را داشته باشد که در این صورت سازه دارای سیستم دوگانه است. این نوع سازه عموماً به عنوان جایگزینی برای قاب‌های فولادی خمشی یا مهاربندی شده در شرایط مشابه به کار می‌رود. این ساختمانها در ارتفاع‌های کم تا متوسط می‌باشند. شکل (۹-۱) نمونه‌ای از این نوع سازه را نشان می‌دهد.

۹-۲- خصوصیات پاسخ لرزه‌ای

در ساختمان‌های قدیمی قاب فولادی تنها بارهای ثقلی را تحمل می‌کند، این در حالی است که همه‌ی بارهای جانبی را دیوارهای برشی بتنی تحمل می‌کنند.در ساختمان‌های مدرن، هر دو سیستم جانبی با هم به نسبت سختی نسبی‌شان کار می‌کنند. عموماً، به جز در ساختمان‌های بلند، این سیستم‌ها تمایل به رفتاری بسیار مشابه با ساختمان‌های با دیوار برشی دارند که به دلیل سختی بسیار زیاد دیوارها می‌باشد. سهم قاب خمشی فولادی از ظرفیت باربری جانبی ساختمان تابعی از تعداد قابها و جزئیات اتصالات تیر به ستون است.



شکل ۹-۱- قابهای فولادی با دیوارهای برشی بتنی

۹-۳- کمبودهای لرزه‌ای متداول و روش‌های بهسازی کاربردی

کمبودها و روشهای تشریح شده در بخش ۱۲-۳ و ۱۲-۴ برای ساختمان‌های دیوار برشی بتنی و بخش ۷-۳ برای ساختمان‌های قاب خمشی فولادی در ارتباط با این ساختمانها نیز کاربرد دارند.

جدول ۹-۱- کمبودهای لرزه‌ای متداول و روش‌های بهسازی کاربردی برای قابهای فولادی با دیوار برشی بتنی

کمبودها		روش بهسازی				
گروه	کمبودها	افزودن اعضای جدید	ارتقای اعضای موجود	بهسازی اتصالات بین اعضا	کاهش تقاضا	برداشتن اعضای گزینش شده
مقاومت کلی	عدم کفایت مقاومت درون صفحه‌ای دیوار برشی	دیوار برشی بتنی قاب مهاربندی شده	اجرای پوششی از FRP روی دیوار اجرای پوششی فولادی روی دیوار		کاهش ظرفیت خمشی	
	ظرفیت ناکافی خمشی	دیوار برشی بتنی قاب مهاربندی شده	ارتقا یا افزودن اعضای مرزی جدید			
	مقاومت ناکافی قاب	قاب خمشی قاب مهاربندی شده دیوار برشی بتنی	مقاوم سازی تیرها ستون‌ها و یا اتصالات			
سختی کلی	تغییر مکان نسبی زیاد	دیوار برشی بتنی قاب مهاربندی شده قاب خمشی	مقام سازی تیرها ، ستون‌ها و یا اتصالات			
	ظرفیت ناکافی تیرهای همبند	دیوار برشی بتنی قاب مهاربندی شده	مقاومت سازی تیرها بهبود شکل پذیری تیرها			برداشتن تیرها
پیکربندی پیکربندی (ادامه)	دیوارهای ناپیوسته	دیوار برشی بتنی	ارتقای ستون‌های موجود برای بارهای واژگونی	بهبود اتصالات به دیافراگم		برداشتن دیوار
	طبقه نرم	دیوار برشی بتنی قاب مهاربندی شده				
	گوشه مقعر	قاب خمشی قاب مهاربندی شده دیوار برشی بتنی جمع کننده	ارتقا جزئیات			
	چیدمان مولد پیچش	اقزودن دیوارهای متعادل کننده قابهای مهاربندی شده یا قابهای خمشی				
مسیرهدایت بار	از بین رفتن جمع کننده	اقزودن جمع کننده	مقاوم سازی تیر یا دال موجود ارتقای وصله‌ها یا اتصالات تیرهای موجود			
	دیوارهای ناپیوسته	تعبیه‌ی دیوارهای تکیه گاهی جدید برای تحمل ماکزیمم لنگر واژگونی مورد انتظار	مقاوم سازی ستون‌های تکیه‌گاهی موجود برای تحمل حداکثر لنگر واژگونی مورد انتظار تعبیه اعضایی برای توزیع برش به دیافراگم در تراز نقاط ناپیوسته			
مسیر هدایت بار (ادامه)	عدم کفایت مهارهای برشی، خمشی و بلند شدگی به پی		تعبیه پداستالی در زیر ستون و اتصال آن به دیگر اعضای موجود دفن ستون در پداستالی که به دیگر اعضای پی موجود بسته شده است.	تعبیه برشگیرها یا پیچ مهارهای فولادی از صفحه‌ی پای ستون به پی		
	عدم کفایت مهارهای برون صفحه‌ای			مهارهای کششی		

کمبودها		روش بهسازی				
گروه	کمبودها	افزودن اعضای جدید	ارتقای اعضای موجود	بهسازی اتصالات بین اعضا	کاهش تقاضا	برداشتن اعضای گزینش شده
	دیوارهای متصل به دیافراگم					
	برش بحرانی در دیوار		اجزای پوشش بتنی روی دیوار اجزای پوشش از FRP روی دیوار		کاهش ظرفیت خمشی دیوار	
	ظرفیت ناکافی تیرها، ستون‌ها و یا اتصالات		ارتقای اتصالات تیر – ستون افزودن ورق‌های پوششی یا اعضای قوطی تعبیه صفحات اتصال یا مهاربندهای زانویی مدفون کردن ستون‌ها در بتن			
	ظرفیت ناکافی چشمه ی اتصال		تعبیه‌ی صفحات پیوستگی جوش شده تعبیه سخت کننده یا ورق‌های مضاعف			
	ظرفیت ناکافی مهاربندی فولادی افقی	افزودن مهاربندی جدید	مقاوم سازی اعضای مهاربندی کاهش طول‌های مهار نشده	مقاوم سازی اتصالات		
دیافراگم	عدم کفایت مقاومت یا سختی درون صفحه‌ای	جمع کننده‌هایی برای پخش نیروها قاب خمشی قاب مهاربندی شده دیوار برشی بتنی/ بنایی	اجرای رویه بتنی مقاوم سازی اعضای مرکزی			
	عدم کفایت انتقال برش به قاب‌ها			افزودن به گل میخ های برشی، مهارها یا جوش‌ها		
	ظرفیت ناکافی عضو مرزی	افزودن اعضای فولادی یا میلگرد				پرکردن بازشوها
	تنش‌های زیاد در محل بازشوها و نامنظمی‌ها	افزودن میلگرد تعبیه‌ی جمع کننده در پیرامون دیافراگم				پرکردن بازشوها

فصل دهم

راهکارهای بهسازی دیافراگم‌ها

۱۰-۱- کلیات

گسیختگی دیافراگم در زلزله‌ها کمتر دیده می‌شود و از آنجا که اختلال ناشی از مقاوم سازی دیافراگم در بهره‌برداری از ساختمان مهم است، لذا بهسازی دیافراگم از طریق افزودن سختی و مقاومت کلی، یا اصلاح مسیرهای هدایت بار خیلی معمول نیست. برخی دیافراگم‌ها از جمله دال‌های تخت از بتن درجا یا دال‌های مشبک مشکلات کمتری دارند. در این فصل سیستم‌های مختلف دیافراگم همراه با روش مقاوم سازی آنها آمده است. به منظور سهولت استفاده و با توجه به اینکه دیافراگم‌های مختلفی در انواع سازه‌های گوناگون به کار می‌روند، این موارد همگی در یک فصل جمع‌آوری شده است. برای مباحث مرتبط با اتصال دیافراگم به دیوار به فصول مربوط مراجعه کنید.

۱۰-۲- تشریح جزئیات روشهای بهسازی دیافراگم

۱۰-۲-۱- پر کردن بازشوها دیافراگم‌بتنی

۱۰-۲-۱-۱- موارد کاربرد

ظرفیت ناکافی کششی یا برشی دیافراگم در محل بازشوهای موجود

۱۰-۲-۱-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی

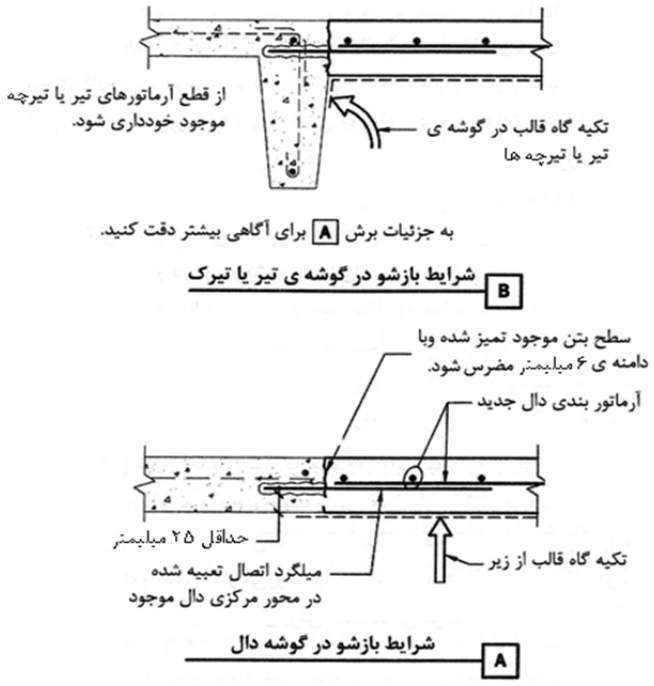
پر کردن بازشوهای موجود در دیافراگم‌با مصالح پرکننده‌ی سازه‌ای روشی نسبتاً ساده برای اصلاح این کمبود موضعی در دیافراگم بتنی است. مصالح پرکننده‌ی جدید تقاضای نیروی کشش و برش متمرکز در پیرامون دیافراگم را کاهش می‌دهد و نیاز به اعضای کششی در پیرامون بازشوها که معمولاً وجود ندارد را مرتفع می‌سازد. در اکثر موارد، مصالح پرکننده‌ی جدید از بتن مسلح درجا یا شاتکریت می‌باشد. اگر چه پر کردن بازشوها با صفحات فولادی یا درپوش‌های بتنی پیش ساخته در بسیاری موارد حتی در شرایط غیرمعمول ممکن است، مشکل‌زا بودن اتصال آنها به دال پیرامونی، تأثیر و بهینه بودن آنها را برای اصلاح این کمبود درهاله‌ای از ابهام قرار می‌دهد.

۱۰-۲-۱-۳- ملاحظات طراحی

تکیه‌گاه بارگرانشی: علاوه بر تقاضای برشی دیافراگم، با پر کردن بازشو، کفی جدید ایجاد می‌شود که باید برای تحمل وزن خودش و بار زنده‌ی مربوط طراحی شود و همچنین سیستم کف یا سقف پیرامونی بازشو، باید بتواند بارهای گرانشی ناشی از قسمت جدید پر شده را تحمل کند. در صورت بزرگ بودن سطح بازشو، برای پر کردن آن نیاز به پیش‌بینی تیرهایی که هم از سطح پر شده و هم از محل دال‌های پیرامونی عبور می‌نماید می‌باشد، تا ظرفیت لازم را تأمین کند.

۱۰-۲-۱-۴- بررسی جزئیات

اتصال به دیافراگم بتنی کف و سقف موجود: جزئیات متداول برای پر کردن بازشو با استفاده از بتن مسلح (بتن درجا یا پیش‌ساخته) در شکل (۱۰-۱) نشان داده شده است. میلگردهای اتصال کافی باید در داخل دیافراگم در همه‌ی وجوه اطراف بازشو برای انتقال نیروی برشی مورد نیاز به مقطع پر شده و برعکس، تعبیه شود. قالب‌بندی بازشو را می‌توان از کف تراز پایین‌تر و یا با آویزان کردن آن به کف مورد نظر انجام داد. این مورد در بازشوهای کوچکتر که در سقف‌های مشبک وجود داشته و با تیرچه‌ها و تیرهایی احاطه شده‌اند بیشتر متداول است. از آنجا که مصالح پرکننده‌ی بتنی نسبت به دال پیرامونی افت خواهد کرد، به کاربرد ترکیبات جبران کننده‌ی افت باید توجه ویژه بشود.



شکل ۱۰-۱- پر کردن بازشو در دیافراگم بتنی

۱۰-۲-۱-۵- ملاحظات اجرایی

سطوح بتن موجود در پیرامون بازشو و در فصل مشترک با سطح بتن جدید باید تمیزکاری شود، و از رنگ، آلودگی یا هر ماده‌ی دیگری پاک شود و سپس برای تأمین حداقل دامنه‌ی درگیری سنگدانه‌ها برابر با هفت میلیمتر، در درزها مضرس شود. روش دیگر، استفاده از ضریب اصطکاک، μ کمتر و استفاده از میلگردهای اتصال همراه با تأمین زبری کمتر می‌باشد.
برای کاربرد شاتکریت، پانل‌های آزمایشی جداگانه‌ای باید برای تعیین عملکرد دال قسمت پر شده، علاوه بر پانل‌های آزمایشی معمول برای دیوارهای برشی تهیه گردد. عوامل اجرای شاتکریت باید از تجربه‌ی کافی در بهسازی‌های مشابه برخوردار باشند.

۱۰-۲-۲- پوشش دیافراگم بتنی با کامپوزیت‌های FRP

۱۰-۲-۲-۱- موارد کاربرد

ظرفیت ناکافی برشی در دال

۱۰-۲-۲-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی

استفاده از پوشش FRP در دال‌ها برای ارتقای مقاومت برشی درون صفحه‌ای (برش دیافراگمی) روشی بسیار جدید است که محدودیت‌هایی نیز دارد. برای ارتقای برشی دال‌های یکپارچه، الیاف به موازات جهت برش اعمال شده، قرار می‌گیرند. این روش همچنین برای سیستم‌های کف پیش ساخته، در مواقعی که صفحه‌ی برش در میان پانل‌های پیش ساخته باشد، به کار می‌رود. در مقاوم‌سازی درزها عموماً از الیاف دو سویه با زاویه‌ی ۴۵ درجه نسبت به صفحه‌ی برش استفاده می‌شود.

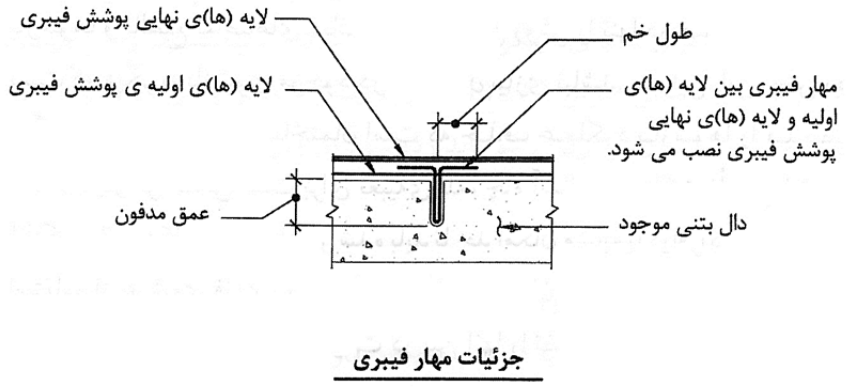
۱۰-۲-۲-۳- بررسی جزئیات

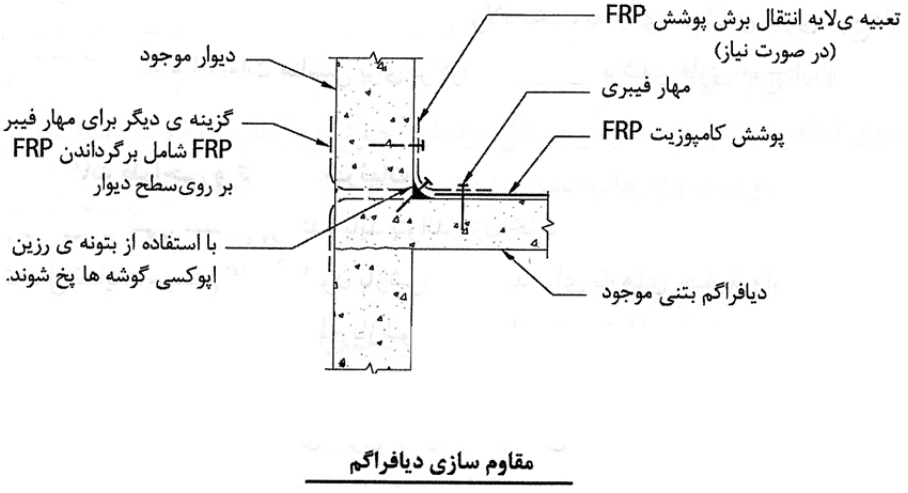
به دلیل اهمیت زیاد مقاومت چسبندگی پوشش FRP به لایه‌ی زیرین، در نظر گرفتن آزمایش‌هایی در محل به عنوان قسمتی از مستندات قرارداد با پیمانکار توصیه می‌شود. این برنامه‌ی آزمایشی فرض‌های طراحی را کنترل کرده و تضمین کیفیت را به دنبال خواهد داشت. اختلاف تراز قائم بین دو دال باید به حداقل برسد. این موضوع با برداشتن بالا آمدگیها در سطح و استفاده از ترازبندی برای اطمینان از اینکه پوشش کامپوزیت FRP با زاویه‌ی برون صفحه‌ای بیش از ۱ تا ۲ درصد نصب نگردد، مرتفع می‌شود. اختلاف ترازهای بیش از این حد یا کمبود چسبندگی در بین ترکیبات ترازبندی با لایه‌ی زیرین پلیمر ممکن است به پوسته پوسته شدن زودرس مصالح FRP منجر شود.

در بسیاری از موقعیت‌ها، بهبود ظرفیت انتقال برشی در لبه‌های دیافراگم افزون بر ارتقای ظرفیت خود دیافراگم نیاز است. طراحی جزئیات انتقال نیرو از دال به دیوار با استفاده از FRP توجه ویژه‌ای را طلب می‌کند. (شکل ۱۰-۲). عموماً الیاف از دال تا روی دیوار امتداد می‌یابد و با زاویه‌ی ۴۵ درجه‌ای (در دید پلان) در طول دیوار قرار می‌گیرند. خمیدگی ۹۰ درجه‌ای الیاف در محل خم شدن آن از دال به روی دیوار مشکلات متعددی را ایجاد می‌کند. نخست اینکه، زیرسازی زاویه‌ی تیز (۹۰ درجه) با بتونه‌ی رزین باید انجام پذیرد تا شعاع مناسبی را برای الیاف فراهم آورد. دوم اینکه گسترش نیروهای برشی سبب ایجاد نیروهای کششی در الیاف می‌شوند و مولفه‌ی برون صفحه‌ای قابل توجهی ناشی از خمیدگی الیاف ایجاد می‌گردد که باید تحمل شود. تنش چسبندگی الیاف توان تحمل این نیرو را محدود می‌سازد که معمولاً نیازمند تقویت خمیدگی با مهارهای مکانیکی است. برای این منظور می‌توان از قطعه لوله بریده شده با شعاع مورد نظر در گوشه‌ی مربوط استفاده کرد که با تیغه‌ی میلگردهای اتصال به الیاف و دیوار یا دال‌مهار می‌شود

۱۰-۲-۲-۴- ملاحظات اجرایی

چنانچه مقام سازی در زیر دال لازم باشد، باید تأسیسات موجود در محل برداشته و دوباره نصب شوند. این موضوع بر عملکرد ساختمان در زمان اجرا تأثیر گذاشته و هزینه‌های اجرایی را افزایش می‌دهد. در این نوع مقاوم سازی باید نازک کاری‌ها، ورودی‌ها (دسترسی‌ها) و شیب‌ها مورد توجه قرار گیرند.





شکل ۱۰-۲- مقاوم سازی برشی دیافراگم بتنی با استفاده از کامپوزیت FRP

۱۰-۲-۳- ارتقای دیافراگم طابق ضربی

۱۰-۲-۳-۱- موارد کاربرد

استفاده از تیرهای فلزی با فواصل نزدیک در کف برای تحمل قوس‌های با دهانه‌ی کم و یا تخت ساخته شده از مصالح بنایی در ساختمانهای موجود به نسبت متداول است. مصالح سقف از آجر می‌باشد. این مصالح روی بال تحتانی تیر فولادی تکیه می‌کند و بار مصالح غیر سازه‌ای و اکوستیک را تحمل می‌کند. رانش افقی قوس در داخل دیافراگم را قوس مجاور تحمل می‌کند و به تعادل می‌رسد. در دهانه‌های بیرونی، این رانش به دیوار مجاور منتقل می‌شود و یا از طریق

جوش تسمه فلزی یا میلگرد در زیر تیر به اعضای مجاور انتقال می‌یابد. چنانچه یکی از مهارهای کششی در زیر سقف از بین رود و دیافراگم لرزش و بازشدگی پیدا کند، گسیختگی گرانشی موضعی بر اثر از بین رفتن کنش قوسی رخ می‌دهد. در پیرامون دیافراگم، عدم تحمل رانش قوس ممکن است موجب ایجاد تقاضاهای برون صفحه‌ای روی دیوار شود، و به گسیختگی برون صفحه‌ای دیوار و از میان رفتن تکیه‌گاه قائم منجر شود. نمونه‌ای از این روند در شکل (۱۰-۳) نشان داده شده است.

۱۰-۲-۳-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی

روش بهسازی متعددی برای طاق‌های ضربی وجود دارد که ممکن است برای اقتصادی کردن عملیات با هم ترکیب شود.

مهارهای دوخت کششی دیوار به دیافراگم: در شکل (۱۰-۳) افزودن مهارهای دوخت کششی از دیوار به تیرهای فولادی برای شرایطی که در آن تیرها عمود و یا موازی راستای دیوار قرار گرفته اند، نشان داده شده است. در صورت متعامد بودن تیرها، استفاده از یک نبشی و میلگرداتصال کفایت می‌کند. در صورت موازی بودن تیرها، تسمه‌زنی در زیر تیرچه‌های داخل سقف ضروری است. شکل (۱۰-۴) نمونه‌ای از کارگذاشتن تسمه‌ها و موقعیت مناسب آنها را بر روی تیرها نشان می‌دهد.

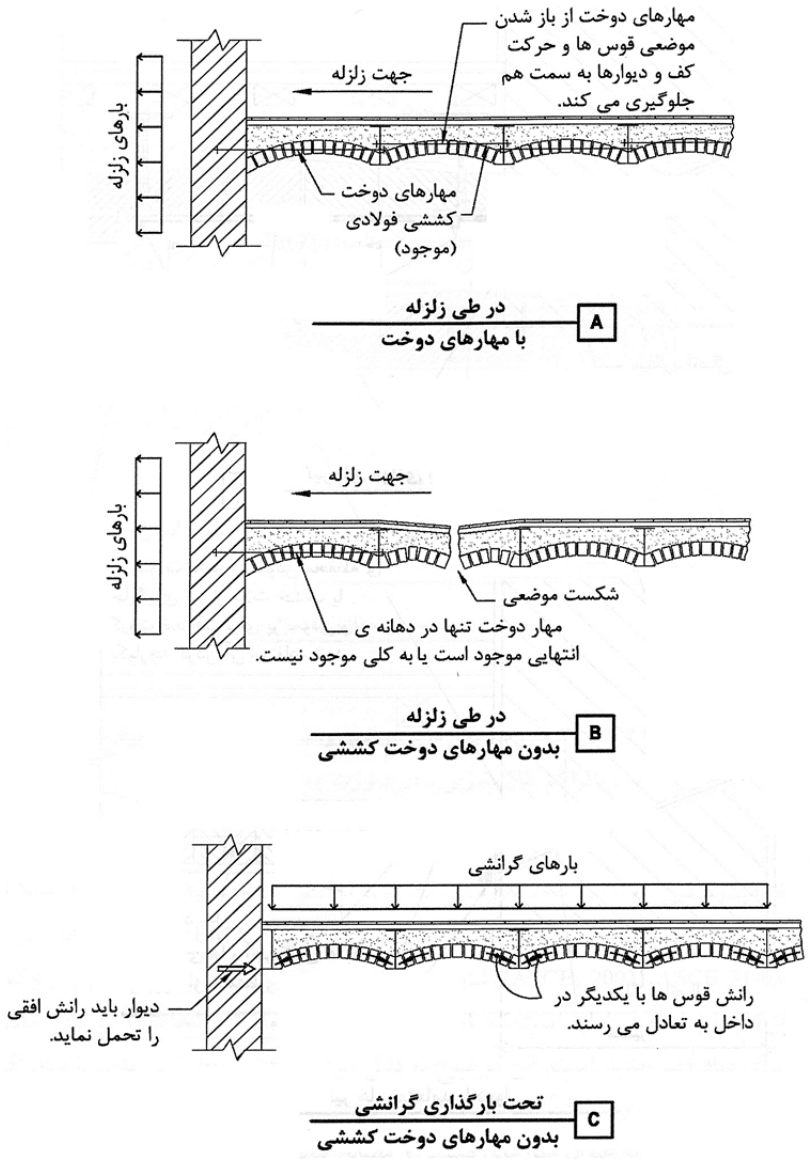
مهارهای دوخت برشی از دیوار به دیافراگم: میلگردهای اتصال تعبیه شده در شکل (۱۰-۴) همچنین به عنوان مهارهای دوخت برای انتقال نیروی برشی از لبه‌های دیافراگم به دیوار نیز عمل می‌کنند.

عضو مرزی: چنانچه نبشی نشان داده شده در شکل (۱۰-۴) ممتد باشد، به عنوان عضو مرزی دیافراگم عمل می‌کند.

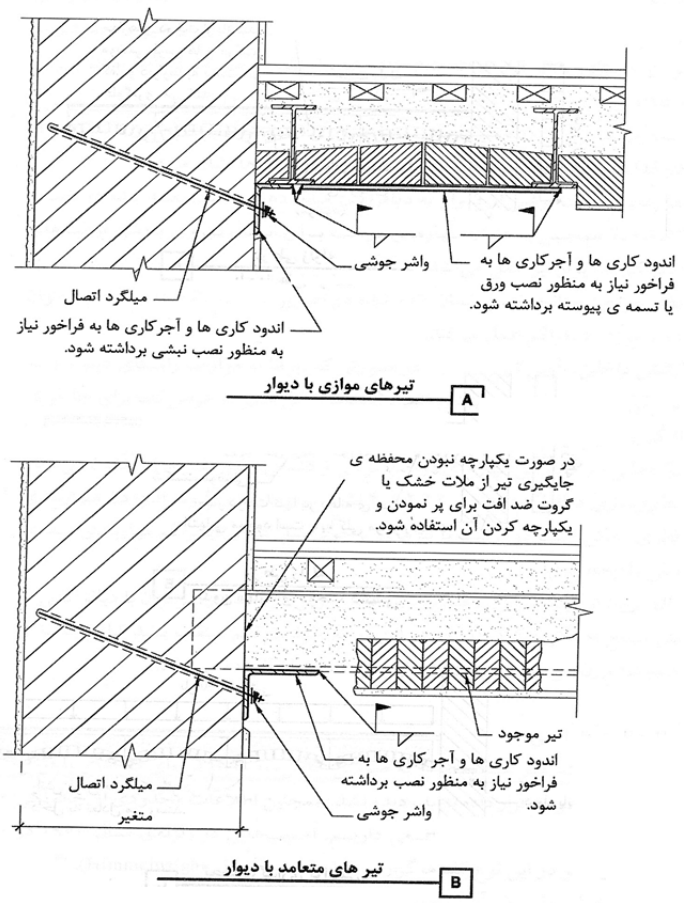
کشش داخلی: تأمین مهار دوخت در صورتی که تیرها به موازات راستای دیوار و در نزدیکی دیوار قرار گیرند، همچنین امتداد تسمه‌ها در کل مسیر در عرض کف برای جلوگیری از گسیختگی داخلی موضعی بسیار ضروری است. شکل (۱۰-۵) تسمه‌ها را همراه با نکته‌هایی در خصوص مهارهای دوخت برشی و کششی و نیز عضو مرزی نشان می‌دهد.

مقاوم سازی دیافراگم: شکل (۱۰-۶) نشان می‌دهد که چگونه افزودن مهاربندی قطری ممکن است در ترکیب با تیرهای موجود عمل کند و دیافراگم مهاربندی شده‌ی افقی را ایجاد نماید.

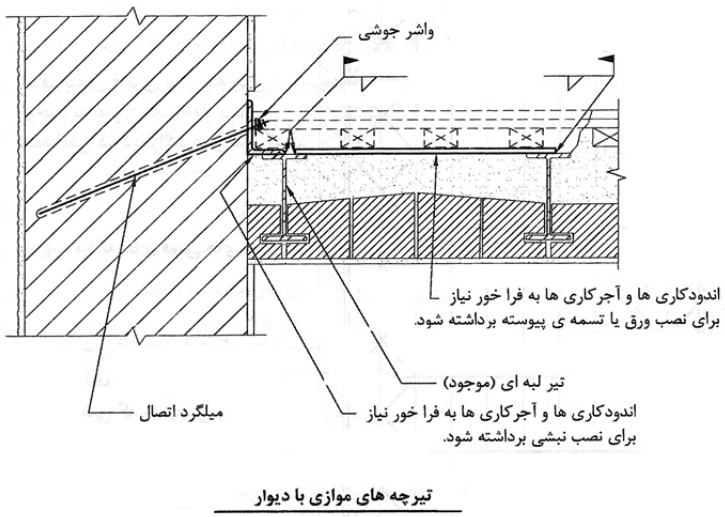
دال رویه: از دیدگاه نظری، قسمتی از لایه‌ی زیرین در سقف را می‌توان با دیافراگمی از بتن مسلح جایگزین کرد، اگر چه در این مواقع ظرفیت قائم سقف باید کافی باشد و همچنین وزن جدید هم به وزن اینرسی ساختمان افزوده می‌شود.



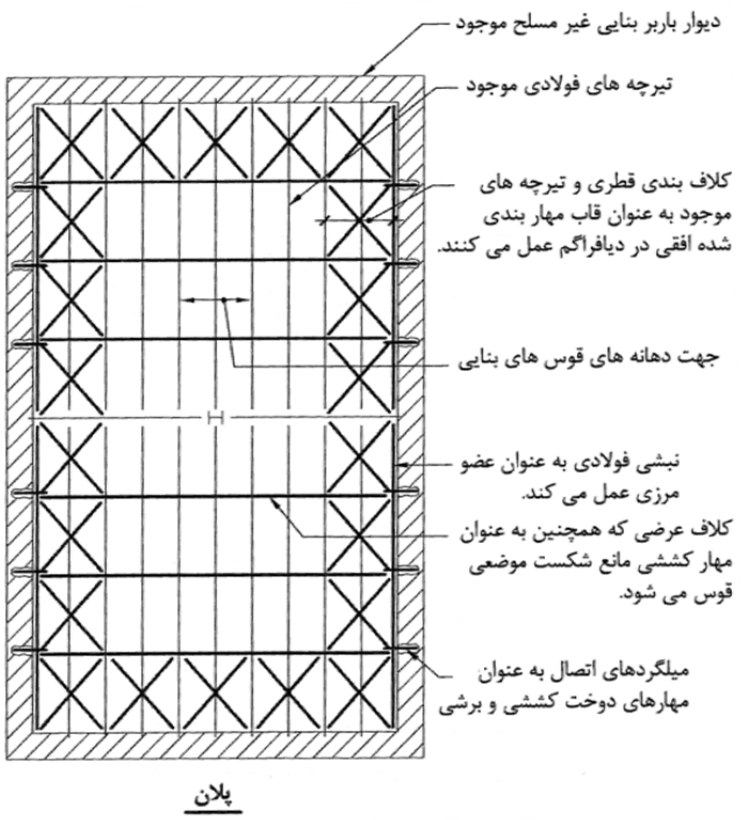
شکل ۱۰-۳- انواع شکست در طاق‌های ضربی



شکل ۱۰-۴- افزودن مهارهای دوخت و عضو مرزی دیوار به دیافراگم طاق ضربی- در صورت دسترسی از زیر کف



شکل ۱۰-۵- افزودن مهارهای دوخت و عضو مرزی دیوار به دیافراگم طاق ضربی- در صورت دسترسی از بالای کف



شکل ۱۰-۶- مقاوم سازی طاق ضربی

۱۰-۲-۳-۳- ملاحظات اجرایی و تهیه‌ی جزئیات

پوشش زیرین: در شکل (۱۰-۴) کف‌هایی را که زیر بال تحتانی تیرها با سفال رسی پوشیده شده است، نشان می‌دهد. معمولاً پلاستری در زیر مصالح بنایی کشیده می‌شود. برای نصب تسمه‌های فولادی، مصالح بنایی و پلاستر موجود باید برداشته شود. شکل (۱۰-۵) روش دیگری که ورق یا تسمه‌های فولادی از بالا، برای جلوگیری از آسیب‌به وجه زیرین، نصب شده‌اند را نشان می‌دهد. البته این کار کاملاً برای ساکنان اختلال آفرین خواهد بود. در برخی قوس‌ها، که بال تحتانی پوشیده نشده افزودن فولاد از زیر کمتر اختلال آفرین خواهد بود.

فصل یازدهم

راهکارهای بهسازی پی‌ها

۱۱-۱- کلیات

اگر چه افزودن یا تکمیل پی‌های موجود برای اعضای جدید در سازه‌ی اصلی از قبیل دیوارهای برشی و قابهای مهاربندی شده در بهسازی لرزه‌ای متداول است، ولی بهسازی کمبودهای پی موجود در مقایسه با آن کمتر مورد توجه می‌باشد. دو دلیل عمده برای این موضوع وجود دارد، نخست اینکه عملیات بهسازی پی ساختمان موجود بسیار پرهزینه است و دوم اینکه درگزارش‌های رسیده از بررسی‌های اولیه موارد آسیب در زلزله‌ها تعداد نسبتاً کمی از آسیب‌های جانبی و مالی ناشی از گسیختگی پی گزارش شده است.

تحلیل پی یکی از قسمت‌های چالش آفرین بهسازی لرزه‌ای است. فرضیات متفاوت با توجه به شرایط بهتر تکیه‌گاهها، خواص خاک محل و موقعیت و نوع رفتار غیرخطی محتمل به تغییر گسترده‌ای در نتایج منجر می‌گردد. برای بسیاری از ساختمان‌ها، ارزیابی نتایج اولیه برای فهم چگونگی اندرکنش پی با سازه‌ی اصلی و خاک پیرامونی تحت بارگذاری زلزله نیاز به مدل سازی و تحلیل‌های دقیق تر دارد. معمولاً تسلیم یک عضو پی یا خاک مکانیزم حاکم خرابی میباشد، اما تنها پس از نگاهی به سازه‌ی اصلی و زیرسازه به عنوان یک مجموعه است که می‌توان توالی و طبیعت رفتاری عضو را تعیین کرد.

چنانچه تحلیل منطقی نشان دهد که پی‌های جدید باید افزوده یا پی‌های موجود اصلاح شوند، مهندس سازه باید فهم درستی از مشکلات مهندسی خاک، اهداف بهسازی، توصیه‌های عملکردی، و فرضیات و روش‌ها و محدودیت‌های اجرایی داشته باشد. روشن است که بهسازی سازه‌ی موجود نسبت به اجرای سازه‌ی جدید بسیار مشکلتر است. به دلیل هزینه‌ی بهسازی پی، دیگر گزینه‌ها باید کاملاً بررسی و نیاز به اصلاح پی، قطعی تشخیص داده شود.

۱۱-۲- اهداف کلی بهسازی لرزه‌ای پی

هدف از هر ارزیابی لرزه‌ای تشخیص کمبودها، احتمال نسبی وقوع آنها و خطراتی است که به دنبال دارند. طی این ارزیابی‌ها، پی نباید از نظر دور بماند و پاسخ رفتار پی باید در متن رفتار کلی ساختمان لحاظ گردد. چنانچه پی به عنوان عضو ضعیف تشخیص داده شد، نوع مکانیزم پی باید تشخیص داده شود.

موارد مرتبط با پی جزء جدایی ناپذیر هر راهبرد بهسازی سازه‌ای است. ممکن است پاسخ رفتاری ساختمان را با بهسازی در سازه‌ی اصلی به نحوی تغییر داد که حذف مدهای نامطلوب پی را به دنبال داشته باشد. چنانچه عملیات بر روی پی الزامی گردد، اهداف طرح بهسازی شامل تأمین مقاومت، سختی و شکل‌پذیری کافی برای فشار، کشش و بارهای جانبی، تشخیص مکانیزمی تعریف شده و شکل‌پذیر برای اتلاف انرژی و به حداقل رساندن باز توزیع تنش گرانشی در پی موجود لازم است. پی‌های جدید نباید زیر پی‌های موجود را چه طی اجرا و چه در دراز مدت خالی کنند. به علاوه سختی کمتر خاک متراکم نشده در زیر پی جدید در مقایسه سختی بالاتر زیر پی قدیمی‌تر موجود، باید مورد توجه قرار گیرد.

۱۱-۳- مسائل اجرایی

بهسازی پی در ساختمان‌های موجود کاری سخت و دشوار است و معمولاً سیستم‌ها و روش‌ها را تحت تأثیر قرار می‌دهد. این موارد به شرح زیر است:

محدودیت‌های دسترسی و ارتفاع: اجرای پی‌های ظریف، چون پی‌های منفرد یا شناژها، معمولاً با روش‌های دستی یا تجهیزات حفاری کوچک انجام می‌شود و به ندرت مشکل‌زا هستند، اگر چه زمان بیشتری نسبت به اجرای آنها برای ساختمان‌های جدیدنیاز است. با وجود این، اجرای پی‌های عمیق محدودیت‌های اجرایی زیادی دارند. برای مثال تجهیزات حفاری برای پی‌های ستونی، هر چه بزرگتر باشند کارآمدترند. بردن تجهیزات حفاری به داخل یک ساختمان ممکن است به بزرگ کردن بازشوهای موجود نیاز داشته باشد. در حالی که ارتفاع طبقات در داخل معمولاً به مقدار قابل توجهی اندازه‌ی تجهیزات حفاری را که می‌توان به کاربرد، محدود می‌سازد.حفاری در مجاورت دیوارها ممکن است، اندازه‌ی پی ستونی را محدود سازد و یا به جابه‌جایی آن به سمت داخل دیوار و ایجاد خروج از مرکزیتی منجر شود که باید مورد توجه قرار گیرد.

محدودیت‌های برآمده از تأسیسات موجود: اکثر ساختمان‌ها تأسیساتی در زیر تراز همکف یا دال روی سطح زمین دارند. موقعیت و عمق آنها ممکن است کاملاً مشخص نباشد. در حفاری زیر تراز زمین حفظ احتیاط ضروری است و معمولاً با روشهای دستی انجام می‌شود تا به تأسیسات آسیبی نرسد.

محدودیت‌های ناشی از حفظ بهره‌برداری ساختمان: همانند عملیات بهسازی بر روی سازه‌ی اصلی، چنانچه ساختمان ساکنین داشته و یا وسایل و تجهیزاتی در آن باشد، تخریب پی، حفاری و عملیات خاکبرداری باید با هماهنگی لازم انجام شود.

۱۱-۴- اجرای پی جدید

۱۱-۴-۱- انواع پی‌های جدید متداول در بهسازی لرزه‌ای

پی‌ها را می‌توان به دو دسته‌ی اصلی تقسیم نمود: پی‌های سطحی و پی‌های عمیق، پی‌های سطحی شامل پی‌های نواری پیوسته، پی‌های منفرد، شناژها و پی‌های یکپارچه می‌باشند. پی‌های عمیق شامل پی‌های ستونی درجا و ریزشمع‌ها هستند. از شمع‌های کوبیده شده به دلیل محدودیت‌های دسترسی و لرزش آنها به ندرت برای ساختمان‌های موجود استفاده می‌شود. شکل (۱۱-۱) نمونه‌هایی از این دسته‌بندی پی را نشان می‌دهد. روش‌های حفاری متعددی در این شکل نشان داده شده است. در خاکهای چسبنده، احتمالاً می‌توان بدون ریزش خاک در سوراخ، حفاری را انجام داد. در صورتی که احتمال ریزش خاک در درون سوراخ پس از حفاری اولیه باشد، می‌توان از قالبهای دایمی فلزی (قالبهای متشکل از شبکه‌های تورسیمی فلزی) در دیواره استفاده کرد. این قالبهای دایمی پس از ریختن بتن در محل باقی می

مانند. با وجود این، هنگامی که حفاری به عمق خاصی برسد، براساس آیین‌نامه‌های ایمنی به شمع‌گذاری نیاز است و یا می‌توان از حفاری باز استفاده کرد. در خاکهای غیرچسبنده همچون ماسه‌انجام حفاری به صورت باز الزامی است. پس از قالب‌بندی و بتن‌ریزی قالب برداشته شده و سپس خاکریزی پشت پی انجام می‌گیرد. راه دیگر این است که قالب حذف شده و کل ناحیه‌ی حفر شده با بتن پر شود. در این صورت خروج از مرکزیت بتن اضافه‌ی ریخته شده باید در نظر گرفته شود.

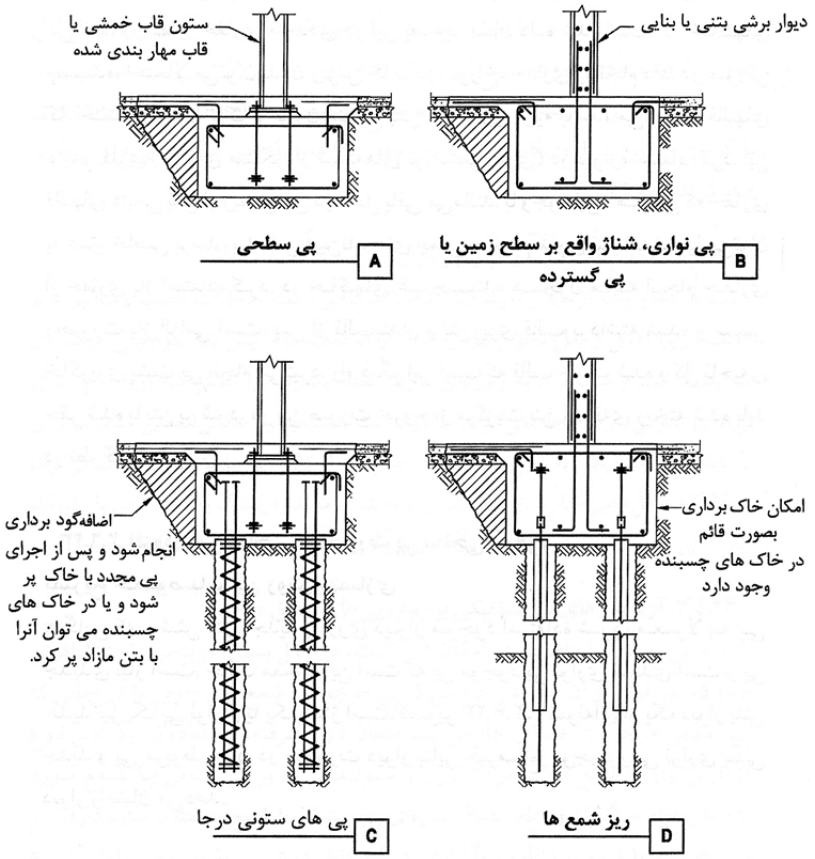
۱۱-۴-۲- افزودن پی‌سطحی در مجاورت پی‌سطحی موجود

۱۱-۴-۲-۱- تشریح خصوصیات روش بهسازی

هنگامی که پوشش بتنی جدید بر روی دیوار موجود استفاده شود، معمولاً به پی جدیدی نیاز است. حالت معمول این است که پی موجود پی نواری ممتدی است و پی جدید نیز یک پی نواری یا یک شناژ است. شکل (۱۱-۲) نمونه‌ای از یک دیوار بتنی جدید و پی مربوط به آن در مجاورت دیوار بنایی غیرمسلح موجود و پی نواری بتنی دیوار را نشان می‌دهد.

۱۱-۴-۲-۲- ملاحظات طراحی

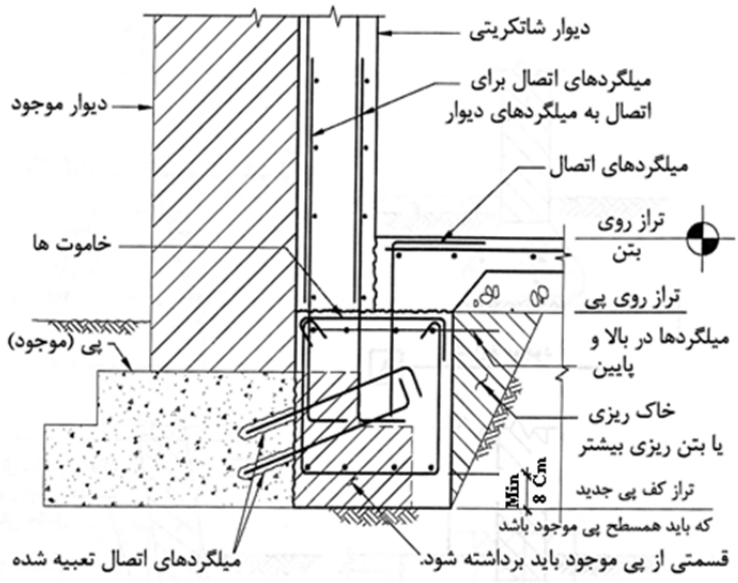
عرض مؤثر پی: روش‌های متعددی برای طراحی پی استفاده می‌شود. نخستین روش اینکه فرض کنیم پی جدید به تنهایی بارهای ناشی از پوشش جدید را تحمل می‌کند. روش دیگر تقسیم بار میان پی‌جدید و پی‌موجود براساس سطح آنهاست. پیچیده‌ترین روش، شناسایی سختی احتمالا متفاوت بین خاک زیرپی موجود که بیشتر تحکیم یافته و خاک زیر پی‌جدید که احتمالاً به دلیل سبک‌تر بودن بارها و جدید الاحداث بودن آن انعطاف‌پذیر است، می‌باشد. گاهی برای انتقال بارها به پی جدید از جک استفاده می‌شود.



شکل ۱۱-۱- انواع پی‌های متداول در بهسازی لرزه ای

انتقال برش: اتصال پی‌های جدید و موجود با استفاده از میلگردهای اتصال، عملی استاندارد است، اگر چه باید سنجید که آیا به میلگردهای اتصال نیاز هست یا نه. میلگردهای اتصال تعبیه شده در پی‌ها و دیوار روی آن باید چنان طراحی شود که برای انتقال نیرویی که پیش‌بینی می‌شود پی موجود باید تحمل کند، مناسب باشد.

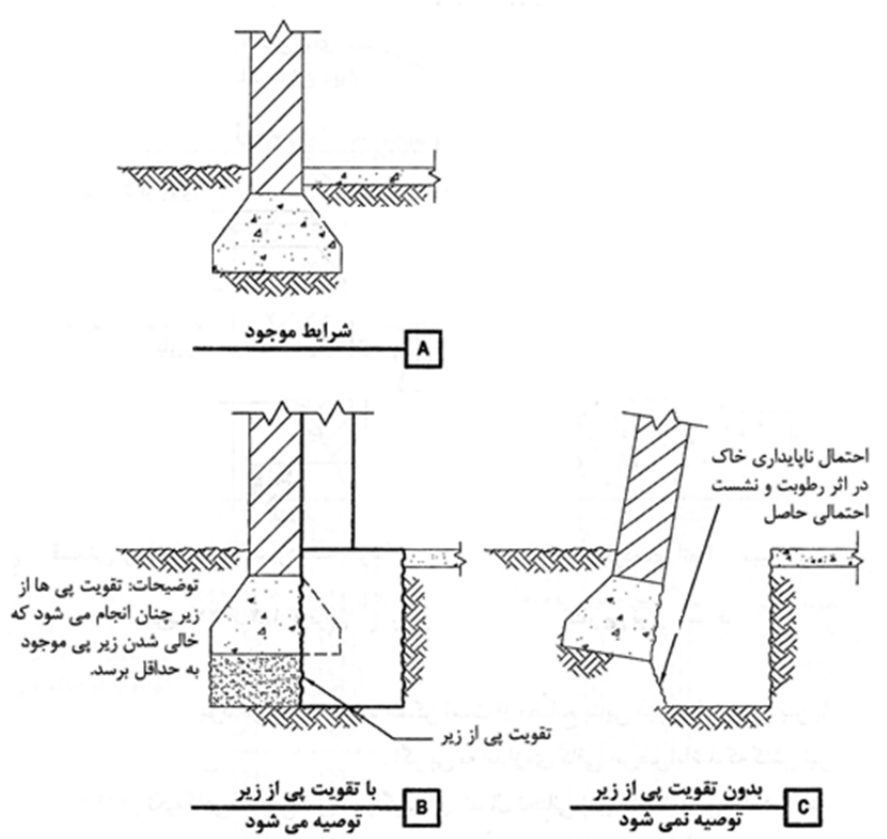
پی غیرمسلح موجود: پی‌های موجود ممکن است از مصالح بنایی غیرمسلح و یا از بتن با آرماتورهای ناکافی ساخته شده باشد. اگر پی به اندازه‌ی کافی عریض باشد که تحت فشار تکیه‌گاهی رفتار تیر گونه از خود نشان دهد، میلگردهای اتصال تحتانی تعبیه شده را می‌توان در عمق بیشتر در پی موجود در نزدیکی کف پی قرار داد تا به عنوان آرماتور مثبت عمل کند.



شکل ۱۱-۲- اجرای پی نواری بتنی در کنار پی نواری موجود

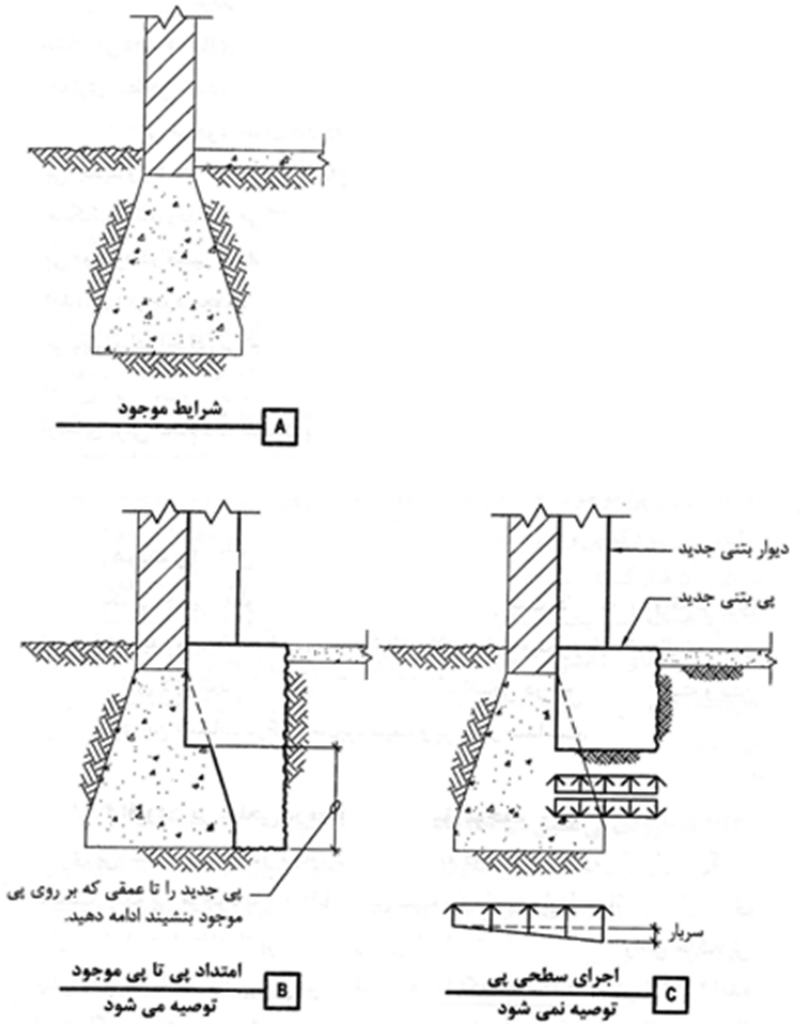
۱۱-۴-۲-۳- ملاحظات اجرایی و تهیه‌ی جزئیات

پی جدید عمیق‌تر از پی موجود: هدف اصلی از افزودن پی جدید تحمل بار اضافه یا خالی کردن زیر پی موجود نیست. بنابراین بهترین روش یکسان نمودن عمق پی‌های جدید و موجود است، البته این کار همیشه امکان پذیر نیست. شکل (۱۱-۳) حالتی را نشان می‌دهد که پی جدید باید عمیق‌تر از پی موجود باشد. چنانچه حفاری بدون زیربندی انجام شود، به ویژه در خاکهای با چسبندگی کم، ممکن است خاک از زیرپی موجود به داخل ناحیه‌ی جدید حفر شده ریزش کند که به حرکت پی منجر می‌گردد. از زیربندی برای اصلاح این حالت استفاده می‌گردد. زیربندی به معنای کندن یک سری گودال‌های با طول کوتاه است که در فواصل کافی از هم قرار گرفته، سپس کانال از انتهای اولین گودال به زیر پی موجود زده شده و با بتن جدید پر میگردد. این مراحل برای تمامی گودال‌ها به ترتیب تکرار می‌شود. روش دیگر زیربندی، ساخت پی‌های ستونی بلند به طور متناوب در زیر پی جدید به منظور انتقال تکیه‌گاه پی در عمق است تا به عمیق‌تر کردن پی جدید نیازی نشود.



شکل ۱۱-۳- اجرای پی سطحی جدید در عمق پائین تر از پی سطحی موجود

پی جدید در عمق کمتر از پی موجود: شکل (۱۱-۴) حالتی را نشان می‌دهد که نیازی به عمیق‌تر بودن پی جدید در حد پی موجود نیست. چنانچه حفاری سطحی باشد، پی جدید در صورت بارگذاری می‌تواند بارهای اضافی و خارج از محور را به پی موجود اعمال کند که این مورد مطلوب نیست. در نتیجه افزودن به عمق پی جدید و یکسان کردن عمق آن با پی موجود متداول است. این عمق افزوده را معمولاً با آرماتورهای کمتری مسلح می‌کنند.



شکل ۱۱-۴- اجرای پی سطحی جدید در عمق کمتر از پی سطحی موجود

پی موجود در مسیر احداث پی جدید: چنانکه در اشکال (۱۱-۲) تا (۱۱-۴) آمده، پی موجود معمولاً در زیر دیوار موجود قرار دارد و تا زیر دیوار جدید امتداد می‌یابد. برای اجرای پی جدید، قسمتی از پی موجود معمولاً باید بریده شود تا امکان مسطح کردن پی به طریق مناسبی وجود داشته باشد. این کار را می‌توان با پیکور یا اره‌های برقی انجام داد. ظرفیت پی موجود در شرایط موقتی که ابعاد آن کوچکتر شده و تحت بارگذاری برون محور قرار می‌گیرد، باید کنترل شود.

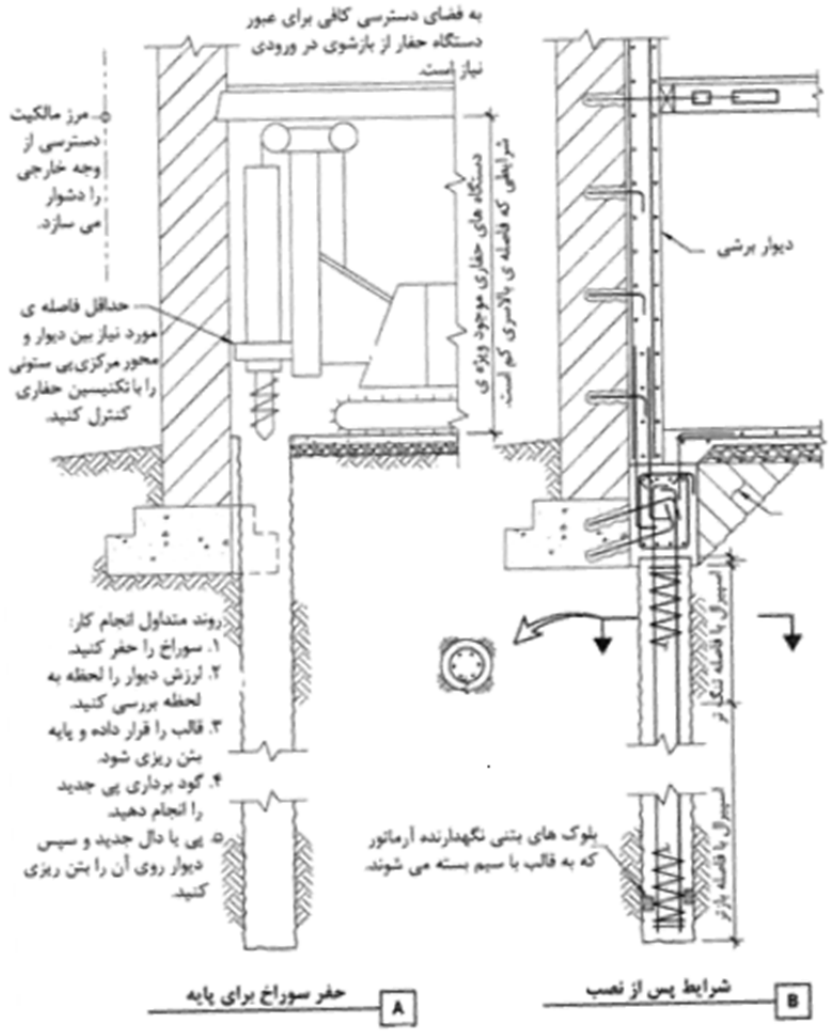
۱۱-۴-۳- اجرای پی عمیق در مجاورت پی سطحی موجود

اجرای یک پی‌عمیق در مجاورت یک پی موجود به خوبی انجام می‌پذیرد. مانند اجرای پی ستونی درجا در زیر دیوار جدید و در مجاورت پی‌نواری موجود، شکل (۱۱-۵) نمونه‌ای از این روش را نشان می‌دهد. محدودیت‌های حفاری ممکن است خیلی زیاد و شامل عدم ارضای نیازمندیهای دسترسی و محدودیت‌های ارتفاعی برای تجهیزات مربوط، نبود امکان

عقب‌نشینی به مقدار لازم برای قرارگیری دستگاه حفاری در مقابل دیوار موجود، لرزش‌های طی حفاری و برخورد با تأسیسات در مسیر حفاری باشد. معمولاً هنگامی که به وجه خارجی ساختمان امکان دسترسی وجود دارد، حفاری مورب در زیر پی موجود انجام می‌گیرد. معمولاً فواصل پی‌های ستونی درجا به گونه‌ای انتخاب می‌شود که پی و دیوار موجود به راحتی از روی سوراخ باز حفر شده گذشته و یا در کنار آن قرار گیرند. پس از آنکه پی ستونی و دیوار جدید اجرا شد و به پی‌و دیوار موجود دوخته شد، یک سیستم کامپوزیت کامل ایجاد می‌گردد. اگر چه بسیاری از مهندسان بارهای گرانشی را به پی منفرد موجود و واژگونی را به پی ستونی اختصاص می‌دهند، در واقع‌بارهای زنده و بارهای زلزله در سیستم براساس صلبیت نسبی توزیع می‌شوند.

۱۱-۴-۴- افزودن پی‌عمیق در مجاورت پی‌عمیق موجود

حالاتی نیز می‌توان یافت که پی عمیقی در مجاورت پی عمیق موجود اجرا شود. پی عمیق جدید شامل پی‌های ستونی درجا یا ریز شمع‌هاست.



شکل ۱۱-۵- اجرای پی ستونی درجای جدید در کنار پی نواری موجود

۱۱-۵- بهسازی سازه‌ای پی سطحی موجود

۱۱-۵-۱- اهداف

بهسازی‌های سازه‌ای پی سطحی موجود را عموماً می‌توان در دو گروه عمده دسته‌بندی کرد: ارتقای ظرفیت فشاری و ارتقای ظرفیت کششی.

روش‌های کلی برای بهسازی ظرفیت فشاری: ظرفیت مقاومت فشاری پی‌های منفرد و نواری موجود را می‌توان با پهن نمودن بستر پی، جایگزینی پی با یک پی طویل‌تر؛ افزودن ریز شمع‌ها، مهار پی با استفاده از پی‌های ستونی درجا در مجاورت پی موجود، افزودن ریزشمع‌ها در داخل‌پی موجود و افزودن شناژهایی برای اتصال پی‌های منفرد مجزا به هم اصلاح نمود.

روشهای کلی بهسازی ظرفیت کششی: بهسازی ظرفیت کششی ناکافی پی‌های منفرد و نواری با استفاده از روش‌های مشابهی با آنچه برای بهسازی ظرفیت فشاری انجام می‌گیرد، صورت می‌پذیرد که شامل پهن نمودن بستر پی برای افزایش بار مرده، جایگزینی پی با یک پی طویل‌تر، افزودن ریزشمع‌ها، مهار پی، یا بستن به پی مجاور موجود و یا افزودن شناژها در مجاورت پی‌ها و ستون‌ها برای تحمل بار مرده‌ی بیشتر و تحمل بلندشدگی میباشد. بخش‌های زیر نمونه‌هایی از روش‌های بهسازی برای پی‌های سطحی موجود را ارائه می‌دهند.

۱۱-۵-۲- افزودن ریزشمع‌ها در مجاورت پی‌نواری موجود

۱۱-۵-۲-۱- موارد کاربرد

ظرفیت فشاری ناکافی در پنجه‌ی پی‌نواری زیر دیوار

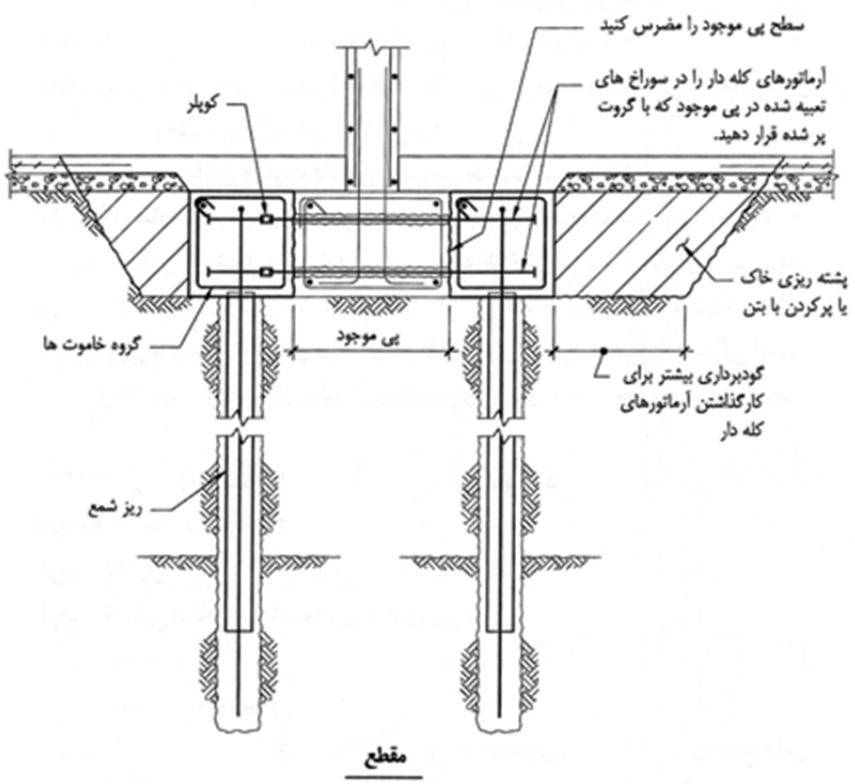
ظرفیت کششی ناکافی در پاشنه‌ی پی‌نواری زیر دیوار

۱۱-۵-۲-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی

برای بهسازی ظرفیت فشاری و یا کششی پی موجود، پی‌پهن‌تر شده و ریزشمع‌هایی که تحت عنوان شمع‌های مهاری نیز شناخته می‌شوند، اضافه می‌گردد(شکل ۱۱-۶).

۱۱-۵-۲-۳- ملاحظات طراحی

سختی و مقاومت فشاری: در صورت اتصال ریزشمع‌ها به هم به وسیله‌ی پی‌نواری، بارها در بین دو عضو مختلف براساس صلبیت نسبی‌شان تقسیم می‌شوند. مقاومت و سختی ریزشمع در گزارش ژئوتکنیک داده می‌شود. مقاومت مفروض بستگی به ظرفیت خاک و ظرفیت سازه‌ای شمع، شامل لوله، گروت و آرماتورها دارد. در سختی فشاری می‌بایست حرکت اعضای شمع و خاک پیرامونی لحاظ گردد.



شکل ۱۱-۶- ارتقای اتصال ریز شمع به پی نواری موجود

مقاومت و سختی کششی: بلندشدگی را ریزشمع‌ها تحمل می‌کنند. مقاومت کششی سازه‌ای در ریزشمع‌ها کمتر از مقاومت فشاری آنهاست و معمولا تنها توسط آرماتورهای آنها تامین میگردد، مگر اینکه جزئیات ویژه‌ای برای درگیر نمودن بالای محفظه‌ی بتنی برای کشش تعبیه شود. سختی کششی نیز معمولاً کم است، انعطاف‌پذیری کششی با انبساط طولی آرماتورها و حرکت خاک پیرامونی حاصل می‌شود.

آثار خوردگی: غلاف دایم ریزشمع‌ها عموماً بدون پوشش است. بسته به میزان خوردگی خاک، خوردگی این غلاف دایم در طی زمان رخ می‌دهد. روشهایی برای ارزیابی میزان ضخامت لوله‌ی فولادی از بین رفته بر اثر خوردگی وجود دارد، با استفاده از این روش‌ها ضخامت کاهش یافته و کاهش ظرفیت‌های جانبی وکمانشی شمع را می‌توان محاسبه کرد.

شمع‌های اتکایی و اصطکاکی: به دلیل کوچک بودن ابعاد، عموماً بیشتر ظرفیت ریز شمع‌ها از اصطکاک حاصل می‌شود. بنابراین ظرفیت فشاری ژئوتکنیکی ریزشمع عموماً برابر با ظرفیت کششی محوری آنهاست.

پرکردن فضای دایروی پیرامونی با گروت: چنانچه تجهیزات حفاری ریز شمع، دایره‌ای با شعاع کمی بیشتر از غلاف دایم شمع ایجاد نماید، فضای دایروی‌در پیرامون غلاف شکل می‌گیرد که بایدً این فضا با گروت پر شود.

۱۱-۵-۲-۴- ملاحظات اجرایی و تهیه‌ی جزئیات

ملاحظات اجرایی و تهیه جزئیات برای افزودن ریزشمع‌ها به پی موجود شامل موارد زیر می‌شود:

اتصال به پی جدید: شکل (۱۱-۶) آرماتورهایی را نشان می‌دهد که کل طول پی موجود نصب شده را طی کرده‌اند. در صورتی که آرماتورها به این شکل به کار نروند، ظرفیت خمشی موجود پی حول محوری که در آن لنگر بیشتری ایجاد می‌شود، باید کنترل شود که به احتمال زیاد مورد قبول نیست. در این شکل، میلگردهای اتصال از طرف راست در محل قرار گرفته و در سمت چپ با کوپلرهایی به هم اتصال یافته است. آرماتورهای کله‌دار به دلیل آسانی در نصب استفاده شده‌اند. از آرماتورهای قلاب شده نیز می‌توان استفاده کرد، اما در صورت استفاده از آنها به کوپلرهای خاصی (که نیاز به دوران میلگردرا حذف می‌کند)، لااقل برای ردیف زیرین آرماتورها نیاز می‌گردد. برای نصب میلگردهای اتصال طویل‌تر حفاری بیشتری در خاک مجاور باید انجام پذیرد. این موضوع باید طی تهیه‌ی جزئیات مدنظر قرار گیرد، زیرا ممکن است اعضایی روی آن قسمت دال کف موجود باشند.

محدودیت‌های دسترسی و ارتفاعی: باید فضای کافی برای تجهیزات مورد استفاده در نصب ریزشمع‌ها در داخل ساختمان موجود وجود داشته باشد.

۱۱-۵-۳- افزایش طول یا جایگزینی یک پی منفرد موجود

۱۱-۵-۳-۱- موارد کاربرد

ظرفیت فشاری ناکافی پی مفرد

ظرفیت کششی ناکافی پی مفرد

۱۱-۵-۳-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی

پی منفرد می‌تواند در زیر ستونهای قاب مهاربندی شده، قاب خمشی یا یک ستون بتنی در زیر یک دیوار برشی ناپیوسته واقع شود و تحت نیروهای فشاری و کششی ای فراتر از ظرفیت خود قرار گیرد. تغییر ابعاد و یا جایگزینی پی موجود سبب افزایش ظرفیت فشاری و یا کششی به واسطه افزایش بار مرده میگردد.

۱۱-۵-۳-۳- بررسی جزئیات

کنترل‌های مورد نیاز برای لنگر خمشی و برش در پی بزرگ شده: افزایش ظرفیت فشاری با افزایش ابعاد پی معمولاً مشکل است و تحت تأثیر محدودیت‌هایی در پی موجود قرار می‌گیرد. شکل (۱۱-۷) نوعی بهسازی را نشان میدهد که در آن آرماتورهایی از طرفین در مقطع تعبیه می‌شوند، اما این آرماتورها به دیگر وجوه نمی‌رسند. در این روش ظرفیت برشی پی افزایش نمی‌یابد، همچنین ظرفیت خمشی باید در مقاطع بحرانی «A» و «B» کنترل شود. مقطع A عموماً تعیین کننده است. چنانچه نتوانیم به ظرفیت مطلوب برسیم، می‌توان مطابق با شکل (۱۱-۸) پی را جایگزین کرد.

ظرفیت کششی: چنانچه پی منفرد موجود تنها شامل میلگردهای تحتانی باشد، که معمولاً شایع است، ظرفیت کششی محدود می‌شود. میلگردهای اتصال را می‌توان در بالای پی تعبیه کرد و فولادهای دال روی زمین را افزایش داد.

۱۱-۵-۳-۴- ملاحظات اجرایی و تهیه‌ی جزئیات

ملاحظات اجرایی و تهیه جزئیات برای بزرگ کردن یا جایگزینی پی منفرد شامل موارد زیر می‌شود.

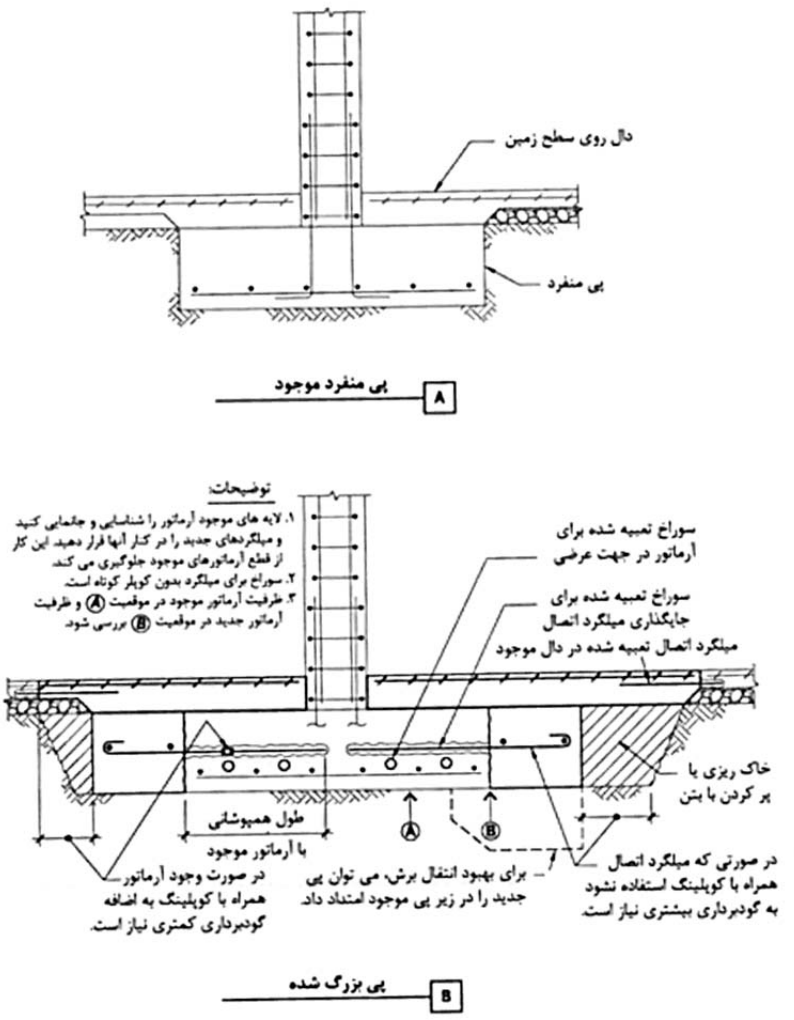
آرماتوربندی موجود: آرماتوربندی موجود در پی را باید محافظت کرد.

نصب میلگردهای اتصال: شکل (۱۱-۷) دو روش برای نصب آرماتورها را نشان می‌دهد. در سمت چپ یک کوپلر استفاده شده که امکان کاهش گودبرداری لازم در کنار پی را می‌دهد، اما سبب ایجاد سوراخی به نسبت بزرگ برای جایگذاری کوپلرها می‌شود. این موضوع احتمالاً گروت ریزی با فشار را با گروت ضد افت ایجاب مینماید چون فضای دایره‌ای پیرامونی برای اکثر چسبنده‌ها چون اپوکسی بسیار بزرگ است. در سمت راست به حفاری بیشتری نیاز است.

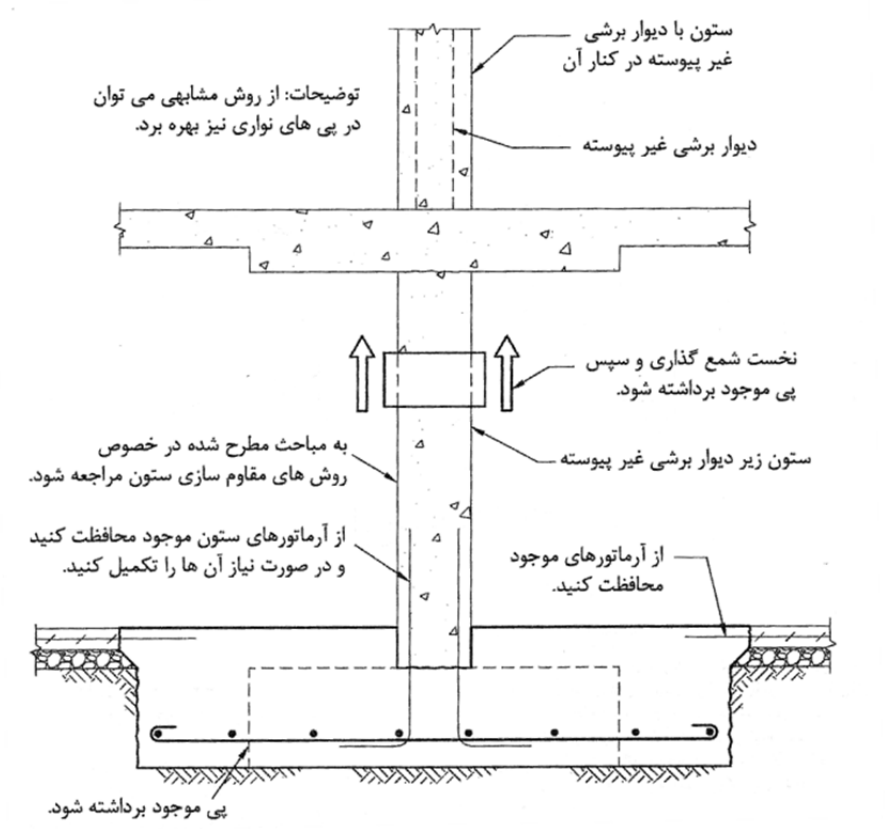
همپوشانی با دال واقع بر روی زمین: آرماتور دال موجود احتمالاً بصورت شکبه‌می‌باشد. برای به حداقل رساندن جابجایی قائم، دال‌های موجود و جدید باید به هم دوخته شوند، برای همپوشانی، شبکه‌ی آرماتور دال واقع بر زمین را با تخریب دال می‌توان حفظ نمود و یا میلگردهای اتصالی در لبه‌ی دال موجود تعبیه کرد.

انتقال برش بین پی‌های موجود و جدید: انتقال برش در بین پی‌های موجود الزامی است. این کار را می‌توان با مضرس نمودن سطح پی موجود انجام داد. برخی مهندسان نمای سطح پی موجود را پخ میکنند به نحوی که در بالا پهن‌تر از پایین است و بنابراین فشار به طرف خارج تحت بار فشاری اعمال می‌شود. برخی مهندسان پی جدید را نسبت به پی موجود کمی عمیق‌تر اجرا می‌کنند و خاک موجود در لبه‌ی پی موجود را از زیر خالی می‌کنند. بنابراین پی جدید به مانند یک کربل برای تحمل فشار رو به پایین از پی موجود عمل می‌کند.

شمع گذاری: اگر پی موجود جایگزین نشود، نیاز به شمع گذاری است. تحکیم مناسب بستر پی و پر کردن بتن جدید به صورت کامل در زیر ستون‌برای به حداقل رساندن یا حذف هر گونه نشست پی‌ناشی از برداشتن شمع‌ها ضروری است.



شکل ۱۱-۷- بزرگ کردن پی منفرد موجود



شکل ۱۱-۸- جایگزین کردن پی منفرد موجود

پیوست الف

مراحل روش تحلیل
مکانیزم محتمل خرابی

الف-۱- مراحل روش تحلیل مکانیزم محتمل خرابی

در این روش مدلسازی به صورت دوبعدی صورت گرفته و مکانیزم محتمل خرابی از محاسبه ضریب مکانیزم جانبی براساس رابطه (الف-۱۴) برآورد میگردد. پس از تعیین مکانیزم محتمل خرابی، ظرفیت برش پایه و شکل پذیری سازه براساس ضوابط بند الف-۱-۲ تا الف-۱-۴ محاسبه میگردد.

الف-۱-۱- برآورد مکانیزم محتمل خرابی در قابها

الف-۱-۱-۱- مراحل تعیین مکانیزم محتمل خرابی

برای برآورد مکانیزم محتمل خرابی در قابها ابتدا میباید ظرفیت خمشی مقاطع را تعیین نمود. از آنجا که کنترل برش در این روش به صورت مستقیم صورت نمی گیرد، لذا جهت حصول اطمینان از عدم گسیختگی برشی، ظرفیت خمشی اعضا در سه مرحله کنترل و در صورت نیاز اصلاح می گردد. با در اختیار داشتن ظرفیت خمشی یا ظرفیت خمشی اصلاح شده اعضا، مکانیزم محتمل خرابی را میتوان بر اساس ضریب مکانیزم جانبی مطابق رابطه (الف-۱۴) تعیین نمود. مراحل این روش برای قابها به شرح ذیل میباشد:

۱. برآورد ممان و برش وارده بر تیرها در اثر اعمال بارهای ثقلی، (M_{BG}, V_{BG})، با استفاده از تحلیل استاتیکی خطی;

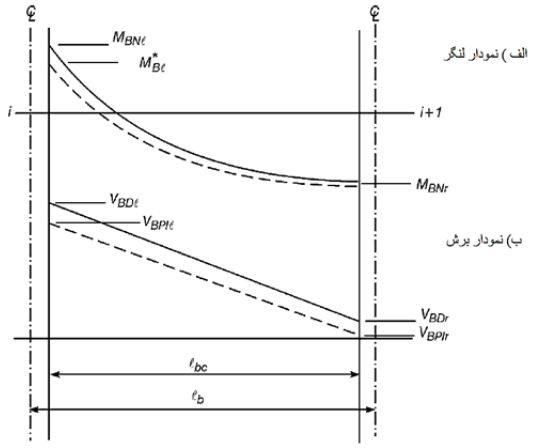
۲. برآورد نیروی محوری وارده به ستون‌ها در اثر اعمال بارهای ثقلی، N_G، با استفاده از تحلیل استاتیکی خطی;

۳. تعیین ظرفیت ممان پلاستیک مقطع تیرها، M_{BN}، با استفاده از رابطه (۶-۱)

۴. برآورد برش وارده بر تیرها: تقاضای برش در لحظه تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها با لحاظ نمودن اثر بارهای ثقلی، مطابق شکل (الف-۱) برابر است با:

$$V_{BDl} = V_{BGl} + V_{BEl} = V_{BGl} + (M_{BNl} + M_{BNr})/l_b$$
$$V_{BDr} = V_{BGr} + V_{BEr} = V_{BGr} + (M_{BNl} + M_{BNr})/l_b \qquad \text{(الف-۱)}$$

که در آن V_{BDl} و V_{BDr} به ترتیب تقاضای برش در انتهای سمت چپ و راست، و V_{BGl}و V_{BGr} به ترتیب برش وارده در اثر بارهای ثقلی در انتهای سمت چپ و راست، V_{BEl} و V_{BEr} به ترتیب برش متناظر با تشکیل مفصل پلاستیک در انتهای سمت چپ و راست، M_{BNl}و M_{BNr} ظرفیت ممان پلاستیک تیر در انتهای سمت چپ و است و l_b طول تیر میباشد.



شکل الف-۱- برش تیرها

۵. برآورد ظرفیت برشی تیرها، V_{Br} ، بر اساس ضوابط مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان

۶. کنترل عدم وقوع شکست برشی در تیرها: در این مرحله جهت حصول اطمینان از عدم شکست برشی تیرها، مقادیر به دست آمده از گام ۴ و ۵ با یکدیگر مقایسه می‌گردند. چنانچه مقدار برش به دست آمده از گام ۴ بیشتر از مقدار متناظر از گام ۵ باشد مقادیر ظرفیت خمشی اصلاح شده تیرها در انتهای سمت چپ و راست، M^*_{BNl} و M^*_{BNr}، به ترتیب به صورت زیر محاسبه میگردد:

$$M^*_{BNl} = (V_{Brl} - V_{BGl})l_{bc} - M_{BNr}$$
$$M^*_{BNr} = (V_{Brr} - V_{BGr})l_{bc} - M_{BNl} \qquad \text{(الف-۲)}$$

۷. کنترل عدم وقوع شکست برشی اتصال تیر- ستون: تقاضای برش اتصال بر مبنای ظرفیت خمشی تیر به دست آمده از گام ۳ و یا ظرفیت خمشی اصلاح شده تیر مطابق گام ۶ برابر است با (شکل (الف-۲)) :

$$V_{jh} = \left(\overline{M}_{BNr1} + \overline{M}_{BNl2}\right)\left(\frac{1.1l_c - 1.2h_b}{h_b l_c}\right) \qquad \text{(الف-۳)}$$

که در آن:

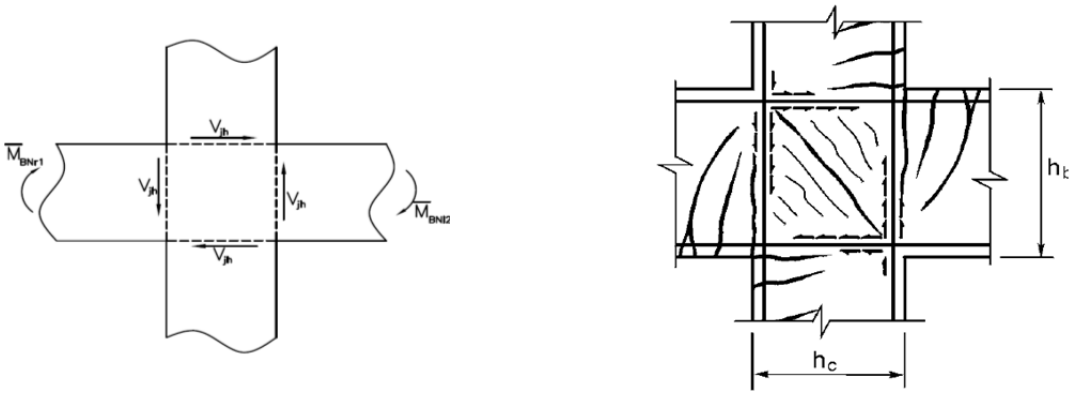
V_{jh}: تقاضای برشی اتصال تیر – ستون

l_c: ارتفاع ستون مابین محور تیرها

h_b: عمق تیر

$\overline{M}_{BNr1}$: ظرفیت خمشی یا ظرفیت خمشی اصلاح شده تیر ۱ در انتهای سمت راست

$\overline{M}_{BNl2}$: ظرفیت خمشی یا ظرفیت خمشی اصلاح شده تیر ۲ در انتهای سمت چپ



(الف) : برش وارده به اتصال (ب) : الگوی ترک در چشمه اتصال

شکل الف-۲- اتصال داخلی تیر- ستون در هنگام بارهای لرزه‌ای

برای حصول اطمینان از عدم وقوع شکست برشی اتصال تیر – ستون مقدار محاسبه شده از معادله (الف-۳) با ظرفیت برشی اتصال که بر اساس ضوابط مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان برآوردگردیده، مقایسه شده و در صورت فزونی، ظرفیت خمشی تیر مطابق رابطه (الف-۴) اصلاح گردد:

$$M^{**}_{BNl2} = \frac{\overline{M}_{BNl2}}{\overline{M}_{BNr1} + \overline{M}_{BNl2}} \times \left(\frac{h_b l_c}{1.1 l_c - 1.2 h_b} \right) \times V_{Pjh}$$

$$M^{**}_{BNr1} = \frac{\overline{M}_{BNr1}}{\overline{M}_{BNr1} + \overline{M}_{BNl2}} \times \left(\frac{h_b l_c}{1.1 l_c - 1.2 h_b} \right) \times V_{Pjh} \qquad \text{(الف-۴)}$$

که در آن M^{**}_{BNr1} و M^{**}_{BNl2} به ترتیب ظرفیت خمشی اصلاح شده تیر ۱ در انتهای سمت راست و تیر ۲ در انتهای سمت چپ می باشد.

۸. برآورد نیروی محوری ستون‌ها: نیروی محوری ستون‌ها بر اساس ظرفیت خمشی به دست آمده تیرها از گام ۳ و یا ظرفیت خمشی اصلاح شده تیرها مطابق گام ۶ یا ۷ بصورت زیر تعیین می‌گردد (شکل الف-۳).

$$N_{i,j} = \sum_{k=i}^{n} N_{Gk,j} + N_{E,j} \qquad \text{(الف-۵)}$$

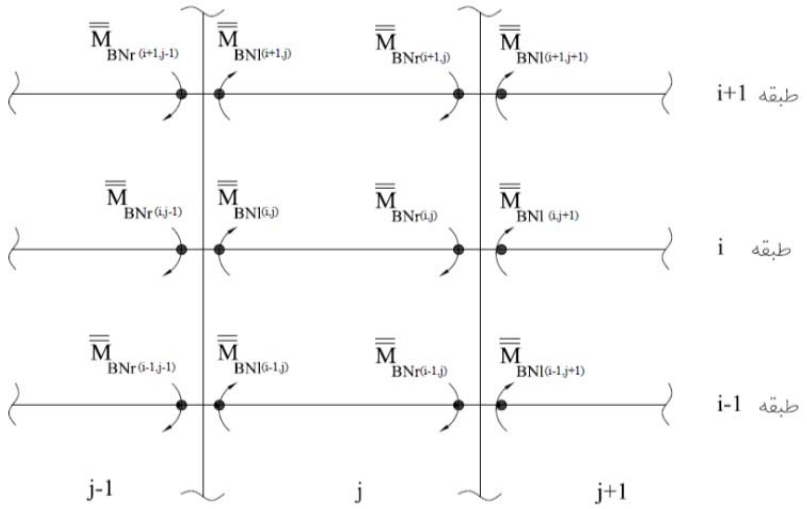
$N_{i,j}$: بار محوری ستون ردیف j در طبقه i

$N_{Gk,j}$: بار محوری ناشی از بارهای ثقلی وارد به ستون در ردیف j در طبقه k

$N_{E,j}$: بار محوری ناشی از بارهای جانبی وارد به ستون در ردیف j که برابر است با:

$$N_{E,j} = \sum_{k=i}^{n} \left[\frac{(\overline{\overline{M}}_{BNli,j} + \overline{\overline{M}}_{BNri,j})}{l_{bj}} - \frac{(\overline{\overline{M}}_{BNli,j+1} + \overline{\overline{M}}_{BNri,j+1})}{l_{bj+1}} \right] \qquad \text{(الف-۶)}$$

$\overline{\overline{M}}_{BNli,j}$ و $\overline{\overline{M}}_{BNri,j}$: ظرفیت خمشی تیرها مطابق گام ۳ یا ظرفیت خمشی اصلاح شده تیرها مطابق گام ۶ یا ۷ در طبقه i و ردیف j در محل اتصال به ستون



شکل الف-۳- ظرفیت خمشی تیرها در محل اتصال به ستون

۹. برآورد ظرفیت خمشی و برشی ستون‌ها: با توجه به مقدار نیروی محوری ستون به دست آمده از گام ۸ ظرفیت خمشی ستون‌ها بر اساس رابطه (۶-۲) و ظرفیت برشی آنها بر اساس ضوابط مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان تعیین می‌گردد.

۱۰. برآورد تقاضای برش در ستون‌ها: تقاضای برشی ستون‌ها برابر است با:

$$V_{CDi,j}=\frac{\sum_{i=j}^{n}\left(\overline{\overline{M}}_{BNl(i,j)}+\overline{\overline{M}}_{BNr(i,j)}\right)}{2kl_c}\le\frac{\left(M_{cijt}+M_{cij+1b}\right)}{kl_c} \qquad \text{(الف-۷)}$$

که در آن:

$V_{CDi,j}$ = تقاضای برش در ستون طبقه j و ردیفi

k = نسبت ارتفاع آزاد ستون به ارتفاع محور تا محور تیرها

M_{cijt}: ظرفیت خمشی بالای ستون در طبقه j و ردیف i

M_{cijb}: ظرفیت خمشی پائین ستون در طبقه j و ردیف i

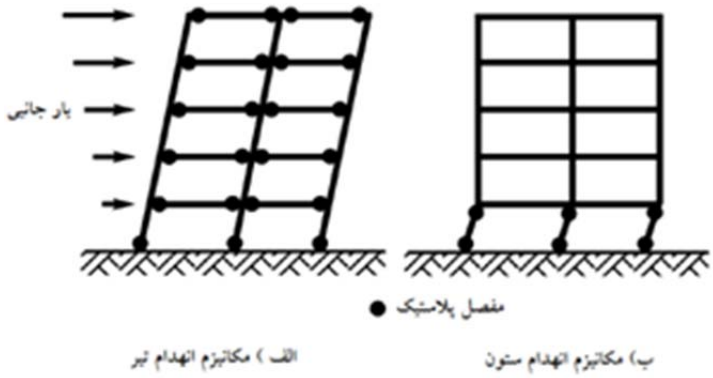
۱۱. کنترل عدم شکست برشی ستون‌ها: در این مرحله تقاضای برش به دست آمده از گام ۱۰ با ظرفیت برشی محاسبه شده درگام ۹ مقایسه شده و در صورت فزونی، شکست برشی ستون محتمل بوده و ظرفیت خمشی تیرها را میبایست بر اساس آن اصلاح نمود.

۱۲. برآورد ضریب پتانسیل مفاصل پلاستیک:در این مرحله جهت تعیین مکانیزم احتمالی خرابی، ضریب پتانسیل مفصل پلاستیک با استفاده از رابطه زیر برای طبقه i محاسبه می‌گردد:

$$S_i=\frac{\Sigma\left(\overline{\overline{M}}_{BNli,j}+\overline{\overline{M}}_{BNri,j}\right)}{\Sigma\left(M_{cijt}+M_{cijb}\right)} \qquad \text{(الف-۸)}$$

چنانچه $S_i > ۰/۸۵$ ، مکانیزم احتمالی خرابی در طبقهi ، مکانیزم شکست تیر و در غیر اینصورت مکانیزم شکست ستون می‌باشد.

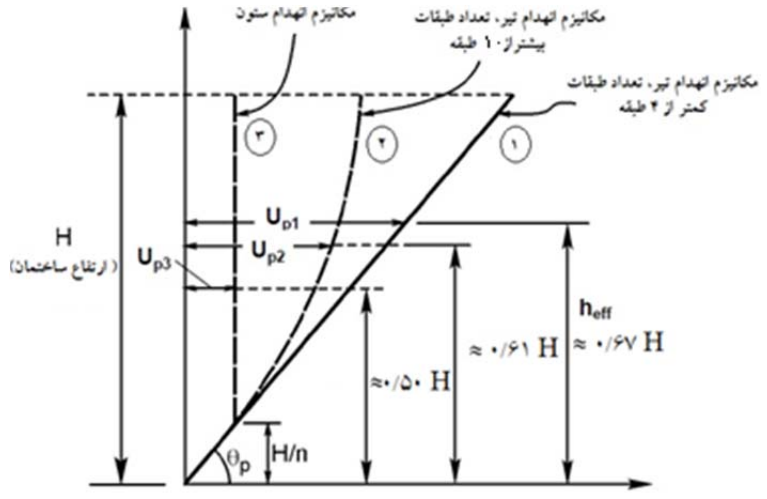
در صورتی که ضریب پتانسیل مفاصل پلاستیک در تمامی طبقات کمتر از ۰/۸۵ باشد مکانیزم شکست تیر برای سازه محتمل است در غیر اینصورت مکانیزم شکست ستون بر اساس آنکه کدام طبقات دارای این مکانیزم می‌باشند محتمل می‌باشد(مطابق شکل زیر).



شکل الف-۴- مکانیزم شکست سازه

الف-۱-۱-۲- ظرفیت تغییرمکان جانبی و شکل پذیری قاب‌ها

شکل (الف-۵) نمودار توزیع تغییرمکان غیرارتجاعی را به ازای سه حالت مختلف مکانیزم خرابی با حداکثر چرخش پلاستیک یکسان θ_p، در پایین‌ترین طبقه نشان می‌دهد. نمودار خطی (۱) متناظر با مکانیزم انهدام تیر در یک قاب کوتاه مرتبه ($n \leq 4$) می‌باشد. برای قاب‌های بلندتر ($n \geq 10$)، تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی نشان می‌دهند که توزیع تغییرمکان در ارتفاع سازه غیرخطی بوده که این امر خود با تغییرمکان‌های نسبی پلاستیک بزرگتر در طبقات پایین همراه است.



شکل الف-۵- نمودار تغییرمکان غیرارتجاعی قاب‌ها

منحنی شماره (۲) شکل مورد انتظار برای قاب‌های $n \geq 10$ را برای مکانیزم خرابی انهدام تیر نشان می‌دهد. اگر مکانیزم خرابی انهدام ستون در پایین‌ترین طبقه ایجاد شود، شکل تغییرمکان غیرارتجاعی مطابق با منحنی (۳) می‌باشد. براساس این منحنی‌ها می‌توان تغییرمکان غیرارتجاعی ناشی از نیروی لرزه‌ای را تعیین کرد. اگرچه نقطه اثر نیروی جانبی خود وابسته به نحوه توزیع آن در ارتفاع می‌باشد، لیکن اگر توزیع مثلث وارون تقریب قابل قبولی از پاسخ تغییرمکان غیرارتجاعی سازه باشد، ارتفاع مؤثر سیستم یک درجه آزادی معادل سازه را می‌توان با استفاده از رابطه زیر تقریب زد:

$h_{eff} = 0.67H$ (الف-۹)

H : ارتفاع ساختمان

رابطه فوق را می‌توان برای برآورد ارتفاع مؤثر قاب‌ها با تعداد طبقات کم که مکانیزم خرابی آن‌ها مطابق منحنی (۱) است، به کار برد. لیکن برای مکانیزم‌های خرابی مطابق منحنی‌های (۲) و (۳) می‌بایست ارتفاع مؤثر کمتری را برای مقادیر بالای μ_s فرض کرد.

ارتفاع مؤثر در مکانیزم خرابی انهدام تیر برابر $0.64H$ بوده و تغییر مکان پلاستیک قاب در ارتفاع موثر را می‌توان براساس تعداد طبقات، n، با استفاده از روابط زیر به دست آورد:

$$n \leq 4 \quad : \quad U_{inel} = 0.64\theta_p H$$

$$4 < n \quad : \quad U_{inel} = (0.64 - 0.0125(n-4))\theta_p H$$

(الف-۱۰)

$$n \leq 4 \quad : \quad U_{inel} = 0.64\theta_p H$$

$$4 < n \quad : \quad U_{inel} = (0.64 - 0.0125(n-4))\theta_p H$$

در مکانیزم انهدام ستون، h_{eff} متأثر از شکل پذیری کلی سازه بوده و از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$h_{eff} = \left[0.64 - 0.14\frac{\mu_s - 1}{\mu_s}\right]H$$ (الف-۱۱)

که μ_s شکل پذیری تغییرمکانی سازه می‌باشد. همچنین تغییرمکان پلاستیک U_{inel} برای سازه n طبقه با ارتفاع طبقات مساوی، h_s، در اثر مکانیزم انهدام ستون برابر است با:

$$U_{inel} = \theta_p h_s$$
$$U_{inel} = \frac{\theta_p H}{n}$$

(الف-۱۲)

در رابطه (الف-۱۲)، θ_p، چرخش پلاستیک اتفاق افتاده در بالا و پایین ستون طبقه نرم می‌باشد.

تغییر مکان جاری شدن قابهای خمشی فولادی را میتوان با استفاده از رابطه زیر تخمین زد:

$$\theta_y = 0.65\varepsilon_y \frac{L_b}{h_b}$$
$$U_y = \theta_y \cdot h_{eff}$$

(الف-۱۳)

که در آن:

ε_y: کرنش جاری شدن فولاد

L_b: طول تیر

h_b: ارتفاع تیر

h_{eff}: ارتفاع موثر که میتوان برابر ۰/۶۴ ارتفاع کل قاب در نظر گرفت.

تغییر مکان جاری شدن قابهای مهاربندی فولادی هم مرکز را میتوان با استفاده از رابطه زیر تخمین زد:

$$\theta_y = \varepsilon_y \frac{L_{bay}}{H_s}$$
$$U_y = \theta_y \cdot h_{eff}$$

(الف-۱۴)

که در آن:

ε_y: کرنش جاری شدن فولاد

L_{bay}: طول دهانه مهاربندی شده

H_s: ارتفاع طبقه

h_{eff}: ارتفاع موثر که میتوان برابر ۰/۶۴ ارتفاع کل قاب در نظر گرفت.

ارزیابی تغییر مکان جاری شدن قاب‌های مهاربندی شده با محورهای غیر متقارب بستگی به نحوه اتصال مهاربند به قاب دارد. برای تشخیص آنکه اتصال مهاربند به صورت خمشی کار میکند یا برشی میتوان از روابط زیر استفاده نمود:

$$L_1 \geq \frac{2.5M_P}{V_P} \longrightarrow \text{Flexural Links}$$
$$L_1 \leq \frac{1.6M_P}{V_P} \longrightarrow \text{Shear Links}$$

(الف-۱۵)

که در آن:

$$M_P = Z_P f_y$$
$$V_P = 0.55 h_1 t_w f_y$$

(الف-۱۶)

L_1: طول اتصال

h_1: عمق اتصال

t_w: عرض جان اتصال

Z_P: مدول پلاستک مهاربند

زاویه دوران و تغییر مکان جاری شدن قابهای مهاربندی شده با محورهای غیر متقارب را میتوان بر حسب نوع عملکرد آنها با استفاده از روابط زیر تخمین زد:

$$\text{Flexural Links} \longrightarrow \theta_{y,f} = \varepsilon_y \frac{L_{bay}}{H_s} + (1 + 2\frac{h_1}{L_1})\frac{Z_p \varepsilon_y L_1^2}{6I \cdot L_{bay}}$$

$$\text{Shear Links} \longrightarrow \theta_{y,s} = \varepsilon_y \frac{L_{bay}}{H_s} + \frac{0.55 h_1 t_w \varepsilon_y L_1^3}{12I \cdot L_{bay}} \qquad \text{(الف-۱۷)}$$

$$U_y = \theta_y \cdot h_{eff}$$

که در آن h_{eff}، ارتفاع موثر قاب بوده که میتوان آنرا برابر ۰/۶۴ ارتفاع کل قاب در نظر گرفت.

پس از محاسبه تغییرمکان تسلیم سازه‌ای U_{el} در ارتفاع مؤثر h_{eff}، ظرفیت تغییرمکان نهائی با استفاده از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$U_{sc} = U_{el} + U_{inel} \qquad \text{(الف-۱۸)}$$

و شکل پذیری تغییرمکانی برابر است با:

$$\mu_{sc} = \frac{U_{sc}}{U_{el}} = 1 + \frac{U_{inel}}{U_{el}} \qquad \text{(الف-۱۹)}$$

بنابراین،شکل پذیری تغییرمکانی μ_s سازه با استفاده زوایای چرخش الاستیک و پلاستیک به صورت زیر به دست می آید:

الف) برای مکانیزم انهدام تیر:

اگر $n \le 4$:

$$\mu_{sc} = 1 + \frac{\theta_p}{\theta_y}$$

اگر $n > 4$:

$$\mu_{sc} = 1 + \frac{\{0.64 - 0.0125(n-4)\}\theta_p}{0.64\theta_y} \qquad \text{(الف-۲۰)}$$

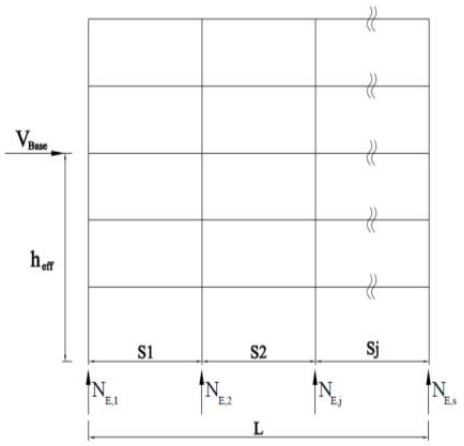
ب) برای مکانیزم انهدام ستون:

$$\mu_{sc} = \frac{\left(0.72 + \frac{2\theta_p}{n\theta_y}\right) + \sqrt{\left(0.72 + \frac{2\theta_p}{n\theta_y}\right)^2 + 1.12}}{2} \qquad \text{(الف-۲۱)}$$

الف-۱-۱-۳- ظرفیت برش پایه

ظرفیت برش پایه سازه را می‌توان مطابق شکل (الف-۷) از رابطه زیر بدست آورد:

$$V_{Base} = \frac{\sum_{j=1}^{s}\left(N_{E,j} \times \sum_{k=1}^{j} s_k\right)}{h_{eff}}$$



شکل الف-۶- نیروی محوری ناشی از زلزله در پای ستونهای

الف-۱-۲- مکانیزم محتمل خرابی در ساختمان‌های با دیوارهای برشی بتن آرمه

تحلیل سیستم‌های سازه‌ای که در آن‌ها مقاومت لرزه‌ای به دیوارهای برشی بتن‌آرمه اختصاص یافته است، دارای پیچیدگی‌های بیشتری نسبت به سیستم‌های قابی، می‌باشد. با وجود دیوارهای برشی، سهم مقاومت لرزه‌ای دیگر اعضا که نقش اصلی آن‌ها تحمل بارهای ثقلی است، اغلب نادیده گرفته می‌شود. این اعضا فقط می‌بایست قادر به جبران موارد کاهش الزامات شکل پذیری بوده و چنانچه به دلیل ارضای سطح عملکرد سازه‌ای، باربری جانبی آن‌ها در محاسبات لحاظ گردد، می‌بایست ضوابط قاب‌های دوگانه را مطابق بند (الف-۱-۳) ارضا نمایند.

حداکثر ظرفیت شکل‌پذیری تغییرمکانی هریک از دیوارهای برشی و بخصوص آنهائی که بیشترین طول را دارند، می‌بایست $\mu = 5$ را در نظر گرفت.

الف-۱-۲-۱- مراحل تعیین مکانیزم محتمل خرابی برای ساختمان‌های با دیوارهای برشی

گام اول: تمامی کمیت‌های مرتبط با بارهای ثقلی از جمله جرم معادل سقف، مرکز جرم ساختمان و بارهای مرده و زنده وارده بر هریک از دیوارهای سازه‌ای می‌بایست تعیین گردد.

تنش فشاری متوسط متناظر با سطح مقطع بتنی هر دیوار محاسبه شده و در نتیجه ممان اینرسی و نتیجتاً سختی موثر آن تعیین خواهد شد (جدول ۶-۲)

براساس آرماتورهای قائم مؤثر در پای دیوار، و بر مبنای بارهای ثقلی وارده، مقاومت خمشی محتمل (مورد انتظار)، M_{wp} ، هر دیوار را می‌توان تعیین نمود. نسبت ارتفاع تار خنثی به طول دیوار، c/l_w، نتیجه فرعی به دست آمده از این محاسبات بوده که در هنگام کنترل ظرفیت شکل‌پذیری انحنایی هر مقطع بحرانی از دیوار مورد استفاده قرار می‌گیرد.

ظرفیت برشی مفصل پلاستیک در پای هر دیوار، $V_{wall,p}$ را می‌توان تنها بر اساس سهم بتن در تحمل نیروی برشی وارده تعیین نمود. برای این منظور مقاومت برشی اسمی بتن از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$v_{cp} = 0.6\sqrt{\left[\left(f'_c/25\right)\left(N^*/A_g\right)\right]} \qquad \text{(الف-۲۲)}$$

تقاضای شکل‌پذیری تغییرمکانی کمتر از ۳ (گام هشتم)، سبب افزایش مقاومت برشی اسمی بتن به شرح زیر می‌گردد:

$$v_{cp} = (5-\mu_{sd})\left(\sqrt{f'_c + N^*/A_g}\right)/16 \qquad \text{(الف-۲۳)}$$

که در آن :

v_{cp}: مقاومت برشی اسمی بتن

N^*: نیروی محوری وارد بر دیوار

μ_{sd}: شکل پذیری تغییر مکانی

گام دوم:

با استفاده از سختی‌های موثر هر دیوار که در گام اول تعیین می‌شود، میتوان سیستم سازه‌ای را تحلیل استاتیکی کرد. هدف اصلی این تحلیل تعیین سهم هر دیوار از مقاومت در برابر کل نیروهای جانبی طراحی می‌باشد.

گام سوم:

از حاصل جمع مقاومت‌های خمشی موجود در پای دیوارها، ظرفیت نیروی جانبی مطابق رابطه زیر به دست می‌آید:

$$V_{prob} = 1.5\Sigma\frac{M_{wp}}{h_w} \qquad \text{(الف-۲۴)}$$

که در آن h_w ارتفاع دیوار می‌باشد که در اینجا برابر ارتفاع ساختمان فرض می‌شود.

در اثر بررسی مقاومت برشی و یا خمش وارده به پای ستون‌ها ممکن است،مقاومت خمشی مورد انتظار دیوار، M_{wp}، برای جلوگیری از شکست برشی و یا تجاوز انحنای پای ستون‌ها از حد مجاز، کاهش یابد.

گام چهارم:

زمان تناوب اصلی نوسان، T_1، و وزن کلی سازه، W_t، متناسب با جزئیات موجود تعیین می‌گردند.

گام پنجم:

در این مرحله ظرفیت شکل پذیری انحنایی دیوارها باید کنترل شود. چه بسا، در شرایط استثنایی، برای مثال وقتی از مقاطع T یا L شکل استفاد می‌شود یا وقتی که بارهای ثقلی زیادی به سازه اعمال می‌گردد، ضوابط مربوط به حداکثر انحنا، حاکم گردد. یک برآورد ساده از ظرفیت شکل پذیری انحنایی مقطع دیوار، براساس کرنش فشاری حداکثر بتن $\varepsilon_{cu} = 0.004$ ، نسبت ارتفاع تار خنثی به طول دیوار، c/l_w، می‌باشد که در گام اول محاسبه شده‌است. چنانچه رابطه زیر:

$$c/l_w \le 0.3 - \mu_{sd}/27 \qquad \text{(الف-۲۵)}$$

ارضا شود، فرض می‌شود که تقاضای شکل پذیری انحنایی در مقطع دیوار تأمین شده‌است و محصور شدگی بتن در ناحیه مرزی فشاری دیوار ضروری نمی‌باشد. در رابطه فوق μ_{sd} تقاضای شکل پذیری تغییرمکانی بوده که در گام ششم به دست آمد.

رابطه (الف-۲۷) برای اکثر دیوارهای لاغر غیرمحافظه کارانه می‌باشد. اگر الزامات رابطه (الف-۲۷) ارضا نشود، دو روش زیر می‌تواند برای تعیین ظرفیت شکل پذیری تقاضای سیستم μ_{sc}، دنبال شود:

الف) با مقدار c/l_w به دست آمده از تحلیل مقطع، محدودیت ظرفیت شکل پذیری تغییرمکانی دیوارها از شکل (الف-۷) تعیین می‌شود. با تقریب خوب، ظرفیت شکل پذیری انحنایی دیوار با استفاده از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\mu_\phi = \frac{1.25}{c/l_w} \qquad \text{(الف-۲۶)}$$

برای نسبت مشخص $A_r = \frac{h_w}{l_w}$ در یک دیوار، مقدار μ_{sc} را می‌توان با استفاده از μ_ϕ و با استفاده از نمودار (الف-۷) به دست آورد.

ب) در صورتی که آرماتور محصور کننده مؤثر در شرایط مرزی وجود داشته باشد، مقطع دیوار قادر به تحمل کرنش‌های فشاری بیشتر و در نتیجه مقدار انحناهای نهائی بیشتر می‌باشد. به شرط آنکه حداکثر فاصله آرماتور عرضی مطابق مبحث نهم مقررات ملی رعایت گردد، ظرفیت شکل پذیری تغییرمکانی دیوارها از عکس رابطه حاکم بر مقدار آرماتور عرضی به دست می‌آید. بنابراین:

$$\mu_{sc} = 40\frac{A_{sh}}{S_h h''}\Big/\left[\frac{A_g^*}{A_c^*}\cdot\frac{f_c}{f_{yh}}(c/l_w - 0.07) - 0.1\right] \qquad \text{(الف-۲۷)}$$

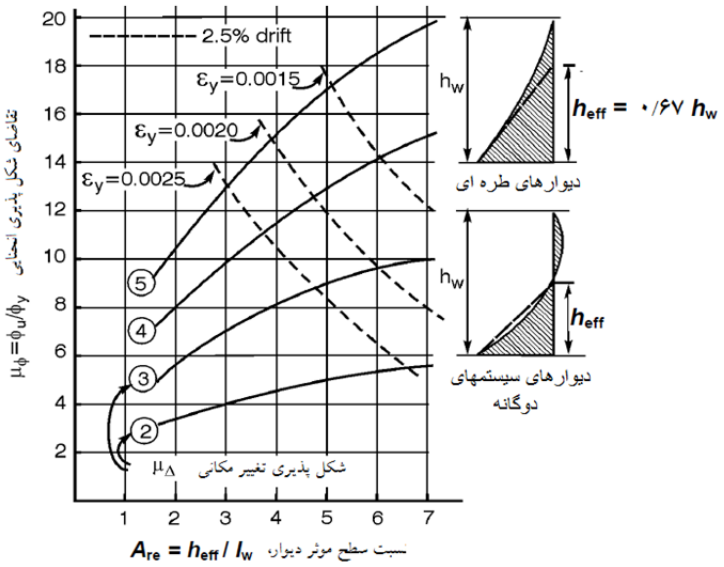
تعریف ارتفاع مؤثر، h_{eff} در شکل (الف-۷) آورده شده‌است. همچنین در این شکل میزان تقاضای شکل پذیری براساس نوع فولاد مصرفی و تقاضای شکل پذیری انحنایی توضیح داده شده‌است.

تغییرمکان نسبی طبقه در دیوارهای شکل پذیر به نسبت سطح مؤثر، A_{re} ، و کرنش تسلیم فولاد ε_y، بستگی دارد. حداکثر شکل پذیری‌های تغییرمکانی و انحنایی به طور قابل توجه‌ای متأثر از نوع آرماتور مصرفی خواهد بود. منحنی‌های خط‌چین در شکل (الف-۷) محدودیت شکل پذیری مرتبط با تغییرمکان نسبی ۲/۵٪ را نشان می‌دهند.

هنگامی که فاصله آرماتورهای عرضی از محدودیت‌های ارائه شده فراتر رود می‌بایست قضاوت مهندسی برای برآورد سطح مؤثر آرماتورها به کار گرفته شود که در این حالت سطح مؤثر آرماتورها برابر است با:

$$A_{sh,effective} = \alpha A_{sh,provided} \qquad \text{(الف-۲۸)}$$

که در آن $\alpha < 1$ می‌باشد.



شکل الف-۷- ظرفیت شکل پذیری انحنایی مورد نیاز در دیوارهای طره‌ای که تابع شکل پذیری تغییرمکانی تقاضا و نسبت سطح می‌باشد

گام ششم:

با به کار بردن ضریب ۱/۷۵ در اصول طراحی ظرفیت، مجموع مقاومت‌های برشی دیوار باید به صورت زیر تعیین شود:

$$\Sigma V_{wall,p} \geq 1.75 V_{prob} \qquad \text{(الف-۲۹)}$$

که در آن V_{prob} به کمک رابطه (الف-۲۴) به دست می‌آید، و باید توجه داشت که مقاومت برش پایه متناظر با پاسخ ارتجاعی سازه ($\mu = 1.25$) حد بالای لازم برای مقاومت برشی را بیان می‌کند.

اگر رابطه (الف-۲۹) ارضا نشود (در تشخیص حد بالای پاسخ ارتجاعی)، معیارهای بهسازی بایستی در نظر گرفته شوند. حتی اگر رابطه هم ارضا شود، ممکن است که بعضی از دیوارها مقاومت برشی کافی جهت تأمین مقاومت خمشی نهائی را نداشته باشند. در جهت تعیین اهمیت دیوارهایی از این قبیل، قضاوت درست مهندسی باید عواملی چون حفظ پایداری کل آن‌ها و میزان تفاوتی را که در رسیدن به حداکثر ظرفیت خمشی خود دارند، در برگیرد.

گام هفتم:

در روابط حاکم بر طراحی خطی توصیه می‌شود که مناطقی که دچار کاهش مقاومت خمشی و برشی می‌شوند بالاتر از سطح تراز پایه دیوارها که مستعد تشکیل مفصل پلاستیک است، قرار گیرند. همچنین می‌بایستی محل قرارگیری مفصل پلاستیک در هر ترازی از پایه کنترل گردد.

گام هشتم:

فونداسیون‌ها می‌بایستی توانایی تحمل لنگری در حدود ۱/۱۵ برابر مقامت محتمل هر دیوار را داشته باشند. اگر مشاهده شود بخشی از فونداسیون دارای مقاومت کافی نیست، موارد زیر می‌بایست انجام گیرد:

الف- مقاومت ممکن در آن بخش از فونداسیون با استفاده از تقاضای برشی پی و کیفیت آرماتورهای آن بررسی گردد.

ب- امکان شکست ترد آن بخش از فونداسیون مورد بررسی قرار گیرد.

پ- چنانچه پاسخ شکل پذیری عضو متناظر با تقاضای شکل پذیری کل سازه *مطابق گام پنجم، نباشد*، سهم دیوار مورد نظر از مقاومت نیروی جانبی کل ساختمان در حالت حدی نهائی کاهش یابد.

ت- اگر شکست برشی در بخشی از فونداسیون پیش‌بینی شود، از مقاومت دیوار مربوطه در باربری جانبی کل ساختمان صرف‌نظر می‌شود.

ث- اگر کاهش سهم دیوار از نیروی جانبی کل قابل ملاحظه باشد، ظرفیت کل سیستم سازه‌ای مجدداً مورد بررسی قرار گیرد .

گام دوازدهم:

در انتها، دیوارها می‌بایست به لحاظ محدودیت‌های ابعادی مقاطع و مناسب بودن آرماتورها، بخصوص در نواحی مستعد جاری شدن، بررسی گردند. نتایج ناشی از شکست دیوارهای موجود در برآورده کردن الزامات آئین‌نامه‌های جدید، به کمک قضاوت درست مهندسی تعدیل می‌گردند.

الف-۱-۲-۲- ظرفیت‌های تغییرشکل دیوارها و ساختمان

صرف نظر از آرایش و نسبت آرماتورهای قائم در تراز پایه یک دیوار به طول، l_w ، مقدار انحنای حد تسلیم به صورت زیر تعیین می‌گردد:

$$\phi_{wy} = 1.8\varepsilon_y / l_w \qquad \text{(الف-۳۰)}$$

مطابق شکل (الف-۶)، تغییرمکان حد تسلیم یک دیوار طره‌ای در ارتفاع مؤثر h_{eff} ، به صورت زیر به دست می‌آید:

$$U_{wy} \approx \phi_{wy} h_{eff}^2 / 3 \approx 0.6\varepsilon_y A_{re} h_{eff} \qquad \text{(الف-۳۱)}$$

که در آن $A_{re} = h_{eff} / l_w$ نسبت سطح مؤثر دیوار و h_w ارتفاع کل دیوار می‌باشد.

تغییرمکان نسبی طبقه در ترازهای بالاتر از ارتفاع مؤثر، h_{eff}، به صورت زیر می‌باشد:

$$\delta_{wy} \approx \phi_{wy} h_{eff} / 2 = 0.9\varepsilon_y A_{re} \qquad \text{(الف-۳۲)}$$

با توجه به کیفیت جزئیات اجرایی دیوار مورد نظر، ظرفیت شکل‌پذیری تغییرمکانی به ۵ تا ۳ و یا مقدار متناظر آن با تغییرمکان نسبی معادل ۲/۵٪ محدود می‌شود.

هنگامی که نسبت سطح مؤثر یک دیوار، A_{re}، به مقدار ۴ برسد، ضوابط تغییرمکان نسبی به مقدار ظرفیت تغییرمکان قابل قبول دیوار محدود خواهد شد. حداکثر تغییرمکان نسبی در نزدیکی ارتفاع مؤثر دیوار به صورت زیر تعیین می‌گردد:

$$\delta_{w,max} = \delta_{wy} + \delta_{wp} \qquad \text{(الف-۳۳)}$$

که در آن تغییرمکان نسبی پس از حد تسلیم دیوار، $U_{wall,inel}$ ، برابر است با:

$$\delta_{wp} = U_{wp} / \left(h_{eff} - 0.5L_p\right) \qquad \text{(الف-۳۴)}$$

با توجه به اینکه $U_{wp}=(\mu_{wc}-1)U_{wy}$ و با فرض اینکه طول مفصل پلاستیک $L_p \approx 0.5l_w$ می‌باشد، ظرفیت شکل‌پذیری یک دیوار، متناسب با تغییرمکان نسبی ۲/۵٪ به مقدار زیر محدود می‌گردد:

$$\mu_{wc}=0.025(A_{re}-0.25)(l_w/U_{wy})+1\approx 0.04(A_{re}-0.25)(\varepsilon_y A_{re}^2)+1 \quad \text{(الف-۳۵)}$$

چون ظرفیت تغییرمکان ساختمان توسط دیواری با کمترین نسبت سطح A_{re}، کنترل می‌شود، روابط (الف-۳۰) ، (الف-۳۱) و (الف-۳۵) می‌بایست برای دیواری با بیشترین طول لحاظ گردد.

با استفاده از رابطه (الف-۳۱) سختی دیوار در حالت ارتجاعی برابر است با:

$$k_w=\frac{M_y}{h_{eff}U_{wy}} \quad \text{(الف-۳۶)}$$

شکل (الف-۷) مدل دوخطی نیرو- تغییرمکان را برای دیوار و سازه نشان می‌دهد. در این شکل تغییرمکان پیچشی در نظر گرفته نشده‌است. می‌توان انتظار داشت که اعضا در تغییرمکان‌های جانبی متفاوتی وارد محدوده غیرارتجاعی شوند و سختی به کار رفته اعضا در مدلسازی متناسب با مقاومت محتمل آن‌ها می‌باشد. مجموع پاسخ‌های اعضا منجر به پاسخ غیرخطی کل سیستم می‌شود. اگرچه تغییر مکان سازه، حد تسلیم مشخصی ندارد، ولی برای سازه‌ها میتوان، تغییرمکان حد تسلیم را به صورت زیر در نظر گرفت:

$$U_{sp}=\sum M_{wp}/\left(h_{eff}\sum k_w\right) \quad \text{(الف-۳۷)}$$

از آنجا که ظرفیت تغییرمکان جانبی سازه عموما به واسطه بحرانی ترین المان، $U_{wc,\min}$، محدود می‌گردد، ظرفیت شکل‌پذیری تغییرمکان سازه را میتوان از رابطه زیر بدست آورد:

$$\mu_S=U_{wc,\min}/U_{sy} \quad \text{(الف-۳۸)}$$

که در آن $U_{wc,\min}$ حداقل تغییر مکان (تغییر مکان الاستیک + پلاستیک) دیوارهای برشی می‌باشد.

الف-۱-۳- برآورد مکانیزم محتمل خرابی برای ساختمان‌با سیستم دوگانه قاب و دیوار

الف-۱-۳-۱- مقدمه

در سیستم‌های دوگانه، اعضای مقاوم در برابر نیروهای زلزله وارد بر ساختمان خصوصیات رفتاری کاملاً متفاوتی خواهند داشت. در این ساختمان‌ها نیروهای لرزه‌ای در صفحات قائم موازی یکدیگر توسط قاب‌ها یا دیوارهای شکل‌پذیر تحمل می‌شوند. در حالیکه دیوارها برای بخش بزرگی از نیروهای زلزله طراحی می‌شوند، قاب‌ها که بارهای ثقلی را تحمل می‌کنند، نیز می‌توانند مقدار اندکی از مقاومت لرزه‌ای را تأمین کنند. صرف نظر از اینکه رفتار ارتجاعی است یا غیرارتجاعی، الزامات سازگاری تغییرمکانی برای کل ارتفاع ساختمان باید در نظر گرفته شود. وجود یک دیافراگم صلب برای انتقال مناسب بارهای دینامیکی از کف به اعضای قائم ضروری می‌باشد. بنابراین بررسی اتصالات دیافراگم به دیوار اهمیت زیادی خواهد داشت.

درسیستم‌های دوگانه، تقاضای شکل‌پذیری تغییرمکانی برای قاب‌ها و نیز دیوارها افزایش می‌یابد. یکی از اهداف روش‌های ارزیابی، تعیین عضوی است که کمترین ظرفیت تغییرمکانی را دارد. دیوارها به دلیل نقش مهم خود در مقاومت جانبی سیستم، می‌توانند ظرفیت تغییرمکان سیستم را کنترل کنند.

از شاخصه‌های مهم این سیستم‌ها تعدیل در شکل‌پذیری تغییرمکانی تحمیل شده بر قاب‌ها و عدم وابستگی تقاضای تغییرمکانی دینامیکی آنها به اثرات مودی می‌باشند.

روش‌های گفته شده برای هر ترکیبی از دیوارها و قاب‌ها به شرط عدم وجود نامنظمی در ارتفاع قابل استفاده می‌باشند. ظرفیت شکل‌پذیری تغییرمکان یک سیستم دوگانه، وابسته به ظرفیت تغییرمکان عضو بحرانی خود می‌باشد.

الف-۱-۳-۲- مراحل تعیین مکانیزم محتمل خرابی سازه‌های با سیستم دوگانه دیوار- قاب

گام اول) مقاومت خمشی تیرها و ستون‌ها :

مقاوت لرزه‌ای تیرها و ستون‌ها، مطابق روش‌های ارائه شده در گام اول، بند (الف-۳-۱-۱) تعیین خواهند شد.

گام ت دوم) مکانیزم غیرارتجاعی قاب‌ها و سهم آن‌ها در مقاومت نیروی جانبی :

نسبت مقاومت تیرها و ستون‌ها مطابق روش ارائه شده در گام دوم، بند (الف-۳-۱-۱) صورت می‌گیرد. براساس مقاومت مفاصل پلاستیک در تیرها، ستون‌ها و اتصالات آن‌ها، مکانیزم‌های ممکن برای هر قاب تعیین می‌شود.

چنانچه اکثر قاب‌ها مشابه یکدیگر باشند، ارزیابی آن‌ها ساده‌تر خواهد بود. اگر قاب‌های مقاوم در برابر نیروهای جانبی متفاوت از یکدیگر باشند، نیروی جانبی مقاوم هر قاب در تراز پایه آن قاب محاسبه می‌شود.

اگر مکانیزم جانبی در هر طبقه شامل تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها یا ستون‌ها باشد، مقاومت خمشی کل مفاصل پلاستیک در یک دهانه، $\sum M_{pi}$ ، تعیین می‌گردد. در نتیجه نیروی برشی هر طبقه از قاب به صورت زیر تعیین می‌شود:

$$V_{pi} = \sum M_{pi} / h_s \qquad \text{(الف-۳۹)}$$

که در آن h_s ارتفاع طبقه مربوطه می‌باشد.

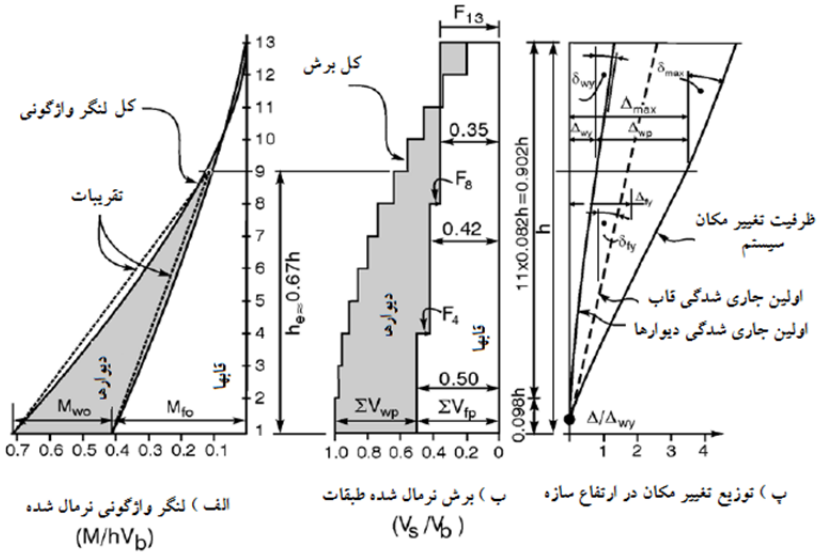
شکل (الف-۸) رابطه (الف-۳۹) را تشریح می‌کند. نیروی برشی کل در یک طبقه که توسط قاب‌ها تحمل می‌شود برابراست با:

$$V_{si} = \sum V_{pi} \qquad \text{(الف-۴۰)}$$

بنابراین سهم همه قاب‌ها در تحمل حداکثر لنگرهای واژگونی در تراز پایه، M_{fo} ، به آسانی تعیین می‌شود.

شکل (الف-۸) سهم ظرفیت لنگر واژگونی کل و نیروی برشی هر طبقه را برای قاب‌ها و دیوارها نشان می‌دهد. برای مثال در یک سازه ۱۲ طبقه، با مقاطع یکسان برای تیرها، ظرفیت‌های برشی در ۳ طبقه اول، ۴ طبقه میانی و ۵ طبقه آخر یکسان خواهند بود. شکل (الف-۸- ب) مقاومت جانبی مرکب از همه قاب‌ها را به کمک سه نیروی جانبی معادل F_{13} ،

F_8 و F_4 نشان می‌دهد. این نیروها تغییرات لنگرهای واژگونی حداکثر را که توسط قاب‌ها تحمل می‌شوند، مشخص می‌کنند.



شکل الف-۸- ارزیابی سهم اعضای قاب‌ها و دیوارها در محاسبه مقاومت جانبی تغییرمکان متناظر با سیستم دوگانه

گام سوم: مکانیزم غیرارتجاعی دیوارها و سهم آن‌ها در مقاومت نیروی جانبی :

مکانیزم دیوارها در سیستم دوگانه با تشکیل مفاصل پلاستیک در پای هر دیوار، تعیین می‌شود. برای بررسی بیشتر این مکانیزم‌ها می‌بایست وضعیت آرماتورهای دیوار تعیین گردد. چنانچه مقدار لنگر واژگونی قابل تحمل در پای دیوارها ، M_{wo}، باشد، ظرفیت لنگر واژگونی کل سیستم دوگانه در تراز پایه برابر است با:

$$M_o = M_{wo} + M_{fo} \qquad \text{(الف-۴۱)}$$

این رابطه در شکل (الف-۸- الف) نشان داده شده‌است. توزیع تقاضای مورد انتظار برای لنگر واژگونی در ارتفاع ساختمان، مشابه توزیع معمول بارهای استاتیکی معادل می‌باشد.

همچنین شکل (الف-۸) نشان می‌دهد که با محاسبه ظرفیت لنگر واژگونی دیوار، M_{wo} ، مقاومت برش پایه دیوار برابر است با :

$$\sum V_{wp} = M_{wo}/h_{eff} \qquad \text{(الف-۴۲)}$$

بنابراین مقاومت برش پایه کل سیستم برابر است با:

$$V_{prob} = \sum V_{wp} + \sum V_{fp} \qquad \text{(الف-۴۳)}$$

مطابق شکل (الف-۸- ب)، نیروهای جانبی و همچنین نیروهای برشی کل طبقه به منظور سادگی در روابط برش پایه کل سیستم به صورت واحد، بیان می‌شوند. در صورتی که دیوارهای لاغرتری در ساختمان استفاده گردد، ممکن است که مقاومت در تراز پایه کوچکتر شود. بنابراین نقطه عطف دیوار در طبقات پایین‌تر خواهد بود؛ یعنی: $h_{eff} < 0.67h_w$.

ارزیابی مقاومت برشی قاب‌ها در سیستم‌های دوگانه با دقت بالایی می‌تواند صورت گیرد حال آنکه این امر در ارتباط با دیوارها به دلیل حساسیت بالای آن‌ها به اختلاف تقاضای واقعی و تقاضای ارزیابی شده از دقت پایین‌تری برخوردار است. بنابراین مقایسه بین مقاومت برشی دیوارهای یک طبقه که تابع آرماتورهای برشی افقی است، می‌بایست با دقت زیادی صورت گیرد.

هرگاه الگوی تقاضای برش در دیوار و قاب مانند شکل (الف-۸- ب) تعیین گردد، لنگر واژگونی متناسب با آن به راحتی قابل تعیین می‌باشد.

گام چهارم: تخمین ظرفیت تغییرمکان سیستم دوگانه:

چون، انتظار می‌رود که دیوارها در نواحی بالاتر از تراز پایه (محل تشکیل مفصل پلاستیک در دیوارها) در حالت ارتجاعی باقی بمانند و از طرفی چون ظرفیت تغییرمکان در دیوارها بیشتر از قاب‌ها می‌باشد، بنابراین تغییرشکل‌های دیوار، کنترل کننده سیستم در حالات حدی مختلف می‌باشند. بنابراین باید تغییرمکان دیوارها تعیین گردند و با تقاضای شکل پذیری تغییرمکانی در قاب‌ها مقایسه شوند.

گام پنجم: سختی و تغییرمکان ظرفیت سیستم‌های دوگانه :

با در نظر گرفتن سهم نیروی جانبی مقاوم در هر یک از اعضای دیوار و قاب در مقاومت برشی پایه، V_{prob} و تغییرمکان حد تسلیم ارتفاع مؤثر سیستم، U_y ، سختی سیستم در زمان تناوب T به صورت زیر تعیین می‌گردد:

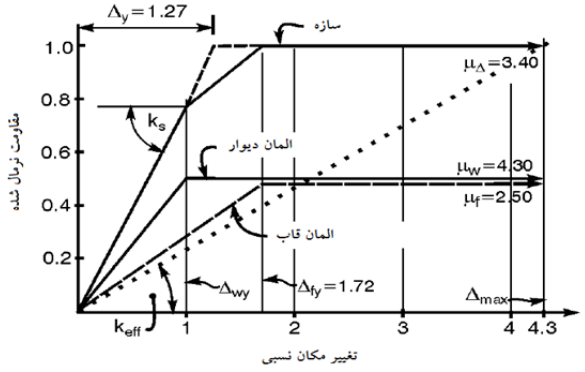
$$k_s = V_{prob}/U_y \qquad \text{(الف-۴۴)}$$

به کمک روش ارزیابی براساس تغییرمکان، سختی مؤثر سیستم دوگانه به صورت زیر تعیین می‌گردد:

$$k_{eff} = V_{prob}/\mu U_y = k_s/\mu_{sc} \qquad \text{(الف-۴۵)}$$

به کمک این روش می‌توان زمان تناوب مؤثر و تقاضای تغییرمکانی سازه را تعیین نمود.

جزئیات این مرحله از تحلیل، با ایجاد مدلی دوخطی در شکل (الف-۹) خلاصه شده‌است. این شکل براساس رفتار سازه مطرح شده در شکل (الف-۸) می‌باشد. به منظور تشریح جزئیات موجود در محاسبات، می‌بایست فرضیات ویژه‌ای را در نظر گرفت.



شکل الف-۹- مدلسازی دوخطه از رفتار نیرو- تغییرمکان سیستم دوگانه

در شکل (الف-۸-ب)، تقریباً ۵۰٪ برش پایه مقاوم سیستم، V_{prob} ، به تنهائی توسط دیوارها و مابقی آن به واسطه قابها تحمل می‌گردد. تغییرمکان‌های حد تسلیم در ارتفاع h_{eff} ، برای دیوار: $U_{wy} = 1.00$ و برای قاب $U_{fy} = 1.72$ می‌باشد. در نتیجه سختی این اعضا برابر است با: $k_w = V_{wp}/U_{wy} = 0.5/1.0 = 0.5$ و $k_f = 0.5/1.72 = 0.29$. از رابطه (الف-۳۹) تغییرمکان حد تسلیم سیستم دوگانه برابر $U_y = 1.00/(0.5+0.29) = 1.27$ به دست می‌آید. این مقادیر را می‌توان در مدل‌های دوخطه شکل (الف-۹) نیز مشاهده نمود.

با بررسی دقیق از رفتار دیوار ظرفیت شکل‌پذیری تغییرمکانی برابر خواهد بود با: $\mu_{wc} \approx 4.3$ که ظرفیت تغییرمکانی دیوار را تعیین می‌کند. در نتیجه برای چنین سیستم‌هایی خواهیم داشت: $U_{max} = \mu_{wc} U_{wy} = 4.3$. چون تغییرمکان حد تسلیم سیستم دوگانه برابر $U_y = 1.27$ می‌باشد، ظرفیت شکل‌پذیری تغییرمکانی سیستم که عامل مهمی در روش ارزیابی مقاومتی است، به مقدار $\mu_{sc} = 4.3/1.27 = 3.4$ کاهش می‌یابد.

روش تحلیل تغییرمکانی سیستم دوگانه، براساس ظرفیت تغییرمکانی، U_{max}، می‌باشد. در آن صورت زمان تناوب معادل سیستم دوگانه شکل پذیر متناظر با سختی مؤثر سیستم خواهد بود.

$$k_{eff} = V_{prob}/U_{max} = V_{prob}/\mu_{sc}U_y = k_s/\mu_s \qquad \text{(الف-۴۶)}$$

در شکل (الف-۹) سختی مؤثر به صورت خط‌چین نشان داده شده‌است.

گام ششم: مقایسه ظرفیت تغییرمکان سازه در برابر تقاضا :

در روش مقاومتی، ظرفیت‌ها و تقاضاهای شکل‌پذیری تغییرمکانی با یکدیگر مقایسه می‌شوند که اگر تقاضا بزرگتر از ظرفیت سازه به دست آید، بهسازی سازه الزامی است.

خواننده گرامی

امور نظام فنی و اجرایی سازمان برنامه و بودجه کشور، با گذشت بیش از چهل سال فعالیت تحقیقاتی و مطالعاتی خود، افزون بر هفتصد عنوان نشریه تخصصی - فنی، در قالب آیین‌نامه، ضابطه، معیار، دستورالعمل، مشخصات فنی عمومی و مقاله، به‌صورت تالیف و ترجمه، تهیه و ابلاغ کرده است. ضابطه حاضر در راستای موارد یاد شده تهیه شده، تا در راه نیل به توسعه و گسترش علوم در کشور و بهبود فعالیت‌های عمرانی به کار برده شود. فهرست نشریات منتشر شده در سال‌های اخیر در سایت اینترنتی **nezamfanni.ir** قابل دستیابی می‌باشد.

Islamic Republic of Iran
Plan and Budget Organization

Instructions for Seismic Evaluation and Rehabilitation of Conventional Existing Steel Buildings

No. 742

Deputy of Technical and Infrastructure Development Affairs

Department of Technical and Executive Affairs

nezamfanni.ir

Road, Housing & Urban Development Research Center

Department of Research

www.bhrc.ac.ir

2017

این ضابطه

با عنوان «دستورالعمل ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی متداول موجود» راهکارهایی جهت ارزیابی و بهبود عملکرد لرزه‌ای ساختمانهای متداول موجود را ارائه می‌نماید. در ویرایش دوم دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰)، ضوابط کلی مربوط به مطالعات آسیب‌پذیری کمی این دسته از ساختمان‌ها ارائه شده و در این نشریه مطالعات آسیب‌پذیری کیفی و همچنین روش‌های مقاوم‌سازی و جزئیات اجرایی روش‌های مورد نظر به صورت مشروح بررسی شده‌است.