جمهوری اسلامی ایران
سازمان برنامه و بودجه کشور

دستورالعمل ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی متداول موجود

ضابطه شماره ۷۴۱

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:**	**۹۶/۱۲۱۸۹۹۸**
	تاریخ:	**۱۳۹۶/۰۳/۲۳**

موضوع: دستورالعمل ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی 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 ۷۴۱ امور نظام فنی و اجرایی، با عنوان «دستورالعمل ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی 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

قرارگیری ایران در منطقه پر خطر لرزه‌ای همواره موجب شده‌است تا با رویداد زلزله‌های متوسط و بزرگ، خسارات اقتصادی و انسانی قابل توجهی در کشور ایجاد شود. با توجه به اهمیت وجود ساختمانهای مقاوم در مقابل زلزله، طراحی و بهسازی لرزه‌ای صحیح ساختمانها از نکات قابل توجه در برنامه‌های کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله می‌باشد. علیرغم وجود ضوابط مرتبط با بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود (نشریه شماره ۳۶۰)، تعیین جزئیات ارزیابی کیفی و ارائه روشهای کاربردی بهسازی ساختمانهای بتنی 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 بتنی 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 بتنی متداول موجود»

[ضابطه شماره ۷۴۱]

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 مقاوم‌سازی 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 مواجه‌اند.

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 بتنی 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 بتنی 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 بتنی می‌باشد که حجم عمده‌ای از ساختمان های اجرا شده و در دست اجرا را پوشش می‌دهد. با توجه به تغییرات زیاد آئین‌نامه‌های طراحی سازه‌های بتنی 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 شماره ۳۶۰)، ضوابط کلی مربوط به مطالعات آسیب‌پذیری 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: کلیات 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- جمع‌آوری 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 آسیبپذیری ۹

۲-۳- شاخص ایمنی اولیه ۹

۲-۴- محدوده شاخص ایمنی اولیه ۱۰

۲-۵- برآورد شاخص ایمنی اولیه ۱۱

۲-۵-۱- شاخص ایمنی اولیه پایه، D_b ۱۱

۲-۵-۲- شاخص ایمنی اولیه اسمی، D_{nom} ۱۱

۲-۵-۳- ضرایب تصحیح ۱۱

۲-۵-۳-۱- ضریب تصحیح شتاب مبنای طرح، FA ۱۱

۲-۵-۳-۲- ضریب تصحیح گروه بندی ساختمان بر حسب اهمیت، FI ۱۵

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

۲-۵-۴- ضریب پیکربندی ساختمان، F_{CON} ۱۷

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 ۱۸
۲-۶- برگه های ارزیابی اولیه ۱۹
فصل سوم: مبانی و ملزومات ارزیابی تفصیلی و بهسازی ۳۵
۳-۱- کاربرد محدوده ۳۶
۳-۲- اطلاعات وضعیت موجود ساختمان ۳۷
۳-۲-۱- پیکربندی ساختمان ۳۷
۳-۲-۲- مشخصات سقف‌ها ۳۷
۳-۲-۳- مشخصات المان ۳۸
۳-۲-۴- ملحقات ۳۸
۳-۲-۵- مشخصات مصالح ۳۹
۳-۲-۶- مشخصات ساختگاه ۳۹
۳-۲-۷- ساختمان‌های مجاور ۳۹
۳-۲-۷-۱- برخورد ساختمان‌های مجاور ۳۹
۳-۲-۷-۲- اجزای مشترک بین ساختما نها ۴۰
۳-۲-۷-۳- آسیب ناشی از ساختمان مجاور ۴۰
۳-۲-۸- سطوح اطلاعات ۴۰
۳-۲-۸-۱- ضریب آگاهی ۴۰
۳-۳- روش‌های تحلیل سازه ۴۱
۳-۳-۱- محدوده‌ی کاربرد روش های خطی ۴۱
۳-۳-۲- محدوده ی کاربرد روش های غیرخطی ۴۳
۳-۴- رفتار اجزای سازه ۴۳
۳-۴-۱- مقاومت مصالح ۴۳
۳-۴-۲- ظرفیت اجزای سازه ۴۴
۳-۴-۲-۱- ظرفیت اجزا در روش های خطی ۴۴
۳-۴-۲-۲- ظرفیت اجزا در روش های غیرخطی ۴۴

۳-۵- معیارهای پذیرش ۴۵
۳-۶- ضوابط کلی طراحی ۴۵
۳-۶-۱- اثرات همزمان مولفه های زلزله ۴۵
۳-۶-۲- اثرات $P-\Delta$ ۴۵
۳-۶-۳- اثرات پیچش ۴۵
۳-۶-۴- اثرات واژگونی ۴۵
۳-۶-۵- پیوستگی ۴۵
۳-۶-۶- دیافراگم‌ها ۴۶
۳-۶-۶-۱- تیرهای لبه ی دیافراگم ۴۶
۳-۶-۶-۲- جمع کننده‌های دیافراگم ۴۷
۳-۶-۷- اجزای غیرسازه‌ای ۴۷
۳-۶-۸- ساختمان‌های با اعضای مشترک ۴۷
۳-۶-۸-۱- به هم بستن ساختمان‌ها ۴۷
۳-۶-۸-۲- جد اکردن ساختما ن‌ها ۴۷
۳-۶-۹- درزهای انقطاع ۴۸
۳-۶-۹-۱- حداقل بعد درز انقطاع ۴۸
۳-۶-۹-۲- موارد استثنا ۴۸
۳-۶-۱۰- اثر مولفه‌ی قایم زلزله ۴۸
فصل چهارم: روش‌های تحلیل ۴۹
۴-۱- محدوده کاربرد ۵۰
۴-۲- ضوابط کلی تحلیل ۵۱
۴-۲-۱- انتخاب روش تحلیل ۵۱
۴-۲-۲- مدل‌سازی ۵۱
۴-۲-۲-۱- فرضیات اولیه ۵۱
۴-۲-۲-۲- اعضای اصلی و غیراصلی ۵۱
۴-۲-۲-۳- پیکربندی ساختمان ۵۲
۴-۲-۳- پیچش ۵۲
۴-۲-۳-۱- پیچش واقعی ۵۲
۴-۲-۳-۲- پیچش اتفاقی ۵۲

۴-۲-۳-۳- ملاحظات خاص پیچش ۵۳
۴-۲-۴- دیافراگم‌ها ۵۳
۴-۲-۴-۱- دسته‌بندی دیافراگم‌ها ۵۳
۴-۲-۴-۲- ملاحظات خاص مدلسازی ۵۴
۴-۲-۵- اثر همزمان مولفه‌های زلزله ۵۴
۴-۲-۶- ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی ۵۴
۴-۲-۷- بررسی اعتبار فرضیات طراحی ۵۴
۴-۲-۸- واژگونی ۵۵
۴-۲-۸-۱- رو های خطی ۵۵
۴-۲-۸-۲- روش‌های غیرخطی ۵۵
۴-۳- روش‌های تحلیل سازه ۵۶
۴-۳-۱- تحلیل استاتیکی خطی ۵۶
۴-۳-۱-۱- تعیین زمان تناوب اصلی نوسان سازه ۵۶
۴-۳-۱-۲- برآورد نیروها و تغییرشکل‌ها ۵۷
۴-۳-۱-۳- توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ۵۸
۴-۳-۱-۴- توزیع نیروی جانبی در پلان ۵۹
۴-۳-۱-۵- دیافراگم ۵۹
۴-۳-۲- تحلیل دینامیکی خطی ۵۹
۴-۳-۲-۱- ملاحظات خاص تحلیلی ۶۰
۴-۳-۲-۱-۱- روش تحلیل طیفی ۶۰
۴-۳-۲-۲- توزیع نیروی جانبی در ارتفاع و پلان ۶۰
۴-۳-۲-۳- دیافراگم‌ها ۶۰
۴-۳-۲-۴- برآورد نیروها و تغییرمکان‌ها ۶۰
۴-۳-۳- تحلیل مکانیزم محتمل خرابی ۶۱
۴-۳-۴- تحلیل استاتیکی غیرخطی ۶۱
۴-۳-۴-۱- ملاحظات خاص مدل‌سازی و تحلیل ۶۱
۴-۳-۴-۱-۱- کلیات ۶۱
۴-۳-۴-۱-۲- نقطه‌ی کنترل ۶۲

۴-۳-۴-۱-۳- توزیع بار جانبی ۶۲
۴-۳-۴-۱-۴- مدل رفتارسه خطی نیرو – تغییرمکان سازه ۶۲
۴-۳-۴-۱-۵- محاسبه زمان تناوب اصلی موثر ۶۲
۴-۳-۴-۲- برآورد نیروها و تغییرشکل‌ها ۶۳
۴-۳-۴-۲-۱ ساختمان با دیافراگم صلب ۶۳
۴-۳-۴-۲-۲- ساختمان با دیافراگم نیمه صلب ۶۵
۴-۳-۴-۲-۳- ساختمان با دیافراگم نرم ۶۶
۴-۴- معیارهای پذیرش ۶۶
۴-۴-۱- روش‌های خطی ۶۶
۴-۴-۱-۱- برآورد نیروها و تغییرشکل‌های طراحی ۶۶
۴-۴-۱-۱-۱- کنترل شونده توسط تغییرشکل ۶۶
۴-۴-۱-۱-۲- کنترل شونده توسط نیرو ۶۶
۴-۴-۱-۲- معیارهای پذیرش برای روش های خطی ۶۷
۴-۴-۱-۲-۱- کنترل شونده توسط تغییرشکل ۶۷
۴-۴-۱-۲-۲- کنترل شونده توسط نیرو ۶۷
۴-۴-۲- روش تحلیل مکانیزم محتمل خرابی ۶۸
۴-۴-۳- روش تحلیل استاتیکی غیرخطی ۶۸
۴-۴-۳-۱- برآورد نیروها وتغییرشکل‌های طراحی ۶۸
۴-۴-۳-۲- معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی ۶۸
۴-۴-۳-۲-۱- کنترل‌شونده توسط تغییرشکل ۶۸
۴-۴-۳-۲-۲- تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو ۶۹
فصل پنجم: بهسازی در تراز پی ساختمان ۷۱
۵-۱- محدوده کاربرد ۷۲
۵-۲- ویژگی‌های ساختگاهی ۷۳
۵-۲-۱- اطلاعات پی ۷۳
۵-۲-۱-۱- شرایط پی ۷۳
۵-۲-۱-۲- شرایط سازه‌ای پی ۷۳
۵-۲-۱-۳- شرایط ژئوتکنیکی ۷۳
۵-۲-۱-۳-۱- کلیات ۷۳

۵-۲-۱-۳-۲- سطح اطلاعات حداقل ۷۴
۵-۲-۱-۳-۳- سطح اطلاعات متعارف ۷۴
۵-۲-۱-۴- شرایط بارگذاری پی ۷۴
۵-۲-۲- مخاطرات ساختگاهی ناشی از ناپایداری ۷۴
۵-۲-۲-۱- گسلش ۷۵
۵-۲-۲-۲- روانگرایی ۷۵
۵-۲-۲-۳- فرونشست ۷۶
۵-۲-۲-۴- زمین لغزش و سنگ ریزش ۷۶
۵-۳- کاهش مخاطرات ساختگاهی ۷۷
۵-۴- مقاومت و سختی پی ۷۷
۵-۴-۱- ظرفیت مورد انتظار باربری خاک پی ۷۷
۵-۴-۱-۱- ظرفیت مورد انتظار باربری تجویزی ۷۷
۵-۴-۱-۲- ظرفیت باربری ساختگاهی ۷۹
۵-۴-۲- مدل‌سازی رفتار ۷۹
۵-۴-۲-۱- ظرفیت باربری پی سطحی ۸۰
۵-۴-۳- معیارهای پذیرش پی ۸۰
۵-۴-۳-۱- معیارهای پذیرش پی در سیستم با تکیه‌گاه صلب ۸۱
۵-۴-۳-۱-۱- روش‌های تحلیل خطی ۸۱
۵-۴-۳-۱-۲- روش‌های تحلیل غیرخطی ۸۳
۵-۵- فشار لرزه‌ای جانبی خاک ۸۳
۵-۶- بهسازی پی ۸۳
فصل ششم: مدل‌سازی و معیارهای پذیرش ۸۵
۶-۱- محدوده کاربرد ۸۶
۶-۲- مشخصات مصالح و بازرسی وضعیت موجود ساختمان ۸۷
۶-۲-۱- کلیات ۸۷
۶-۲-۲- مشخصات مصالح ۸۸
۶-۲-۲-۱- کلیات ۸۸
۶-۲-۲-۲- جمع‌آوری مشخصات مصالح در سطح اطلاعات حداقل ۸۸

۶-۲-۲-۳- جمع آوری مشخصات مصالح در سطح اطلاعات متعارف ۸۹
۶-۲-۲-۳-۱- کلیات ۸۹
۶-۲-۲-۳-۲- آزمایش‌های متعارف ۸۹
۶-۲-۳- بازرسی وضعیت موجود ۹۰
۶-۲-۳-۱- کلیات ۹۰
۶-۲-۳-۲- مشخصات اجزا ۹۰
۶-۲-۳-۳- روش‌ها و محدوده کاربرد ۹۰
۶-۲-۳-۴- آزمایش های اضافی ۹۱
۶-۲-۳-۵- مدل‌سازی تحلیلی ساختمان ۹۲
۶-۲-۴- ضریب آگاهی k ۹۲
۶-۳- ملزومات و فرضیات طراحی ۹۲
۶-۳-۱- مدل سازی ۹۲
۶-۳-۱-۱- کلیات ۹۲
۶-۳-۱-۲- سختی ۹۳
۶-۳-۱-۲-۱- روش های خطی ۹۳
۶-۳-۱-۲-۲- روش‌های غیرخطی ۹۳
۶-۳-۱-۳- اعضای متشکل از بال و جان ۹۴
۶-۳-۲- مقاومت و تغییر شکل ۹۵
۶-۳-۲-۱- تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییر شکل ۹۵
۶-۳-۲-۲- تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو ۹۵
۶-۳-۲-۳- طبقه‌بندی شکل پذیری عضو ۹۶
۶-۳-۳- بارهای محوری و خمشی ۹۶
۶-۳-۳-۱- حد کرنش قابل استفاده ۹۷
۶-۳-۴- برش و پیچش ۹۷
۶-۳-۵- طول گیرایی و وصله‌های آرماتور ۹۸
۶-۳-۶- اتصالات به بتن موجود ۱۰۰
۶-۳-۶-۱- سیستم‌های «درجا ریخته شده» ۱۰۰
۶-۳-۶-۲- سیستم‌های «بعداً نصب شده» ۱۰۰
۶-۳-۷- ضوابط کلی بهسازی ۱۰۰

۶-۴- سیستم‌های سازه‌ای ۱۰۱
۶-۴-۱- قاب‌های خمشی بتنی ۱۰۱
۶-۴-۱-۱- انواع قاب‌های خمشی بتنی ۱۰۱
۶-۴-۱-۱-۱- قاب‌های خمشی بتن مسلح تیر- ستونی ۱۰۱
۶-۴-۱-۱-۲- قاب‌های خمشی دال- ستونی ۱۰۱
۶-۴-۱-۲- قاب‌های خمشی بتن مسلح تیر- ستونی ۱۰۲
۶-۴-۱-۲-۱- ملاحظات کلی ۱۰۲
۶-۴-۱-۲-۲- سختی ۱۰۲
۶-۴-۱-۲-۲-۱- روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۰۲
۶-۴-۱-۲-۲-۲- روش استاتیکی غیر خطی ۱۰۳
۶-۴-۱-۲-۳- مقاومت ۱۰۳
۶-۴-۱-۲-۳-۱- ضوابط تکمیلی ستون و اتصالات ۱۰۵
۶-۴-۱-۲-۴- معیارهای پذیرش ۱۰۵
۶-۴-۱-۲-۴-۱- روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۰۵
۶-۴-۱-۲-۴-۲- روش تحلیل مکانیزم محتمل خرابی ۱۰۷
۶-۴-۱-۲-۴-۳- روش استاتیکی غیر خطی ۱۰۷
۶-۴-۱-۲-۵- معیارهای بهسازی ۱۰۷
۶-۴-۱-۳- قاب خمشی دال- ستونی ۱۱۴
۶-۴-۱-۳-۱- ملاحظات کلی ۱۱۴
۶-۴-۱-۳-۲- سختی ۱۱۵
۶-۴-۱-۳-۲-۱- روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۱۵
۶-۴-۱-۳-۲-۲- روش‌های استاتیکی غیر خطی ۱۱۵
۶-۴-۱-۳-۳- مقاومت ۱۱۵
۶-۴-۱-۳-۴- معیارهای پذیرش ۱۱۶
۶-۴-۱-۳-۴-۱- روش استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۱۶
۶-۴-۱-۳-۴-۲- روش تحلیل مکانیزم محتمل خرابی ۱۱۷
۶-۴-۱-۳-۴-۳- روشهای استاتیکی غیر خطی ۱۱۷
۶-۴-۱-۳-۵- معیارهای بهسازی ۱۱۷

۶-۵- اجزای سازه‌ای بتنی ۱۲۰
۶-۵-۱- دیوارهای برشی بتنی ۱۲۰
۶-۵-۱-۱- انواع دیوارهای برشی بتنی و اجزای مربوط ۱۲۰
۶-۵-۱-۱-۱- دیوارهای برشی یکپارچه و قطعات دیوار ۱۲۰
۶-۵-۱-۱-۲- ستون‌های بتن مسلحی که دیوارهای برشی ناپیوسته بر آن‌ها اتکا دارند. ۱۲۰
۶-۵-۱-۱-۳- تیرهای کوپله بتن مسلح ۱۲۱
۶-۵-۱-۲- دیوارهای برشی بتن مسلح، قطعات دیوار، تیرهای کوپله ۱۲۱
۶-۵-۱-۲-۱- ملاحظات کلی ۱۲۱
۶-۵-۱-۲-۲- سختی ۱۲۱
۶-۵-۱-۲-۱- روش های استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۲۲
۶-۵-۱-۲-۲- روش استاتیکی غیر خطی ۱۲۲
۶-۵-۱-۲-۳- مقاومت ۱۲۴
۶-۵-۱-۲-۴- معیارهای پذیرش ۱۲۵
۶-۵-۱-۴-۲-۱- روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی ۱۲۵
۶-۵-۱-۴-۲-۲- روش تحلیل مکانیزم محتمل خرابی ۱۲۶
۶-۵-۱-۴-۲-۳- روشهای استاتیکی غیر خطی ۱۲۶
۶-۵-۱-۲-۵- معیارهای بهسازی ۱۲۶
۶-۵-۲- دیافراگم‌های بتنی درجا ۱۳۱
۶-۵-۲-۱- اجزای تشکیل‌دهنده‌ی دیافراگم‌های بتنی ۱۳۱
۶-۵-۲-۱-۱- دال‌ها ۱۳۱
۶-۵-۲-۱-۲- مهارها و اجزای جمع کننده (جمع کننده) ۱۳۱
۶-۵-۲-۱-۳- اجزای لبه ۱۳۱
۶-۵-۲-۲- مدل‌سازی، تحلیل و معیارهای پذیرش ۱۳۱
۶-۵-۲-۲-۱- ملاحظات کلی ۱۳۱
۶-۵-۲-۲-۲- سختی ۱۳۲
۶-۵-۲-۲-۳- مقاومت ۱۳۲
۶-۵-۲-۲-۴- معیارهای پذیرش ۱۳۲
۶-۵-۲-۲-۵ معیارهای بهسازی ۱۳۲
۶-۵-۳- پی‌های بتنی ۱۳۲

۶-۵-۳-۱- انواع پی‌های بتنی ۱۳۲
۶-۵-۳-۱-۱- پی‌های کم عمق ۱۳۳
۶-۵-۳-۱-۲- پی‌های عمیق ۱۳۳
۶-۵-۳-۲- تحلیل پی‌های موجود ۱۳۴
۶-۵-۳-۳- ارزیابی شرایط موجود ۱۳۴
۶-۵-۳-۴- معیارهای بهسازی ۱۳۴
فصل هفتم: راهکارهای بهسازی قاب‌های خمشی بتنی ۱۳۵
۷-۱- خصوصیات کلی سازه ۱۳۶
۷-۱-۱- کلیات ۱۳۷
۷-۱-۲ دیافراگم‌های کف و بام ۱۳۷
۷-۱-۳- پی ۱۳۸
۷-۲- خصوصیات پاسخ لرزه‌ای ۱۳۸
۷-۳- کمبودهای متداول لرزه‌ای و روش‌های کاربردی بهسازی ۱۳۸
۷-۳-۱- مقاومت کلی ۱۳۹
۷-۳-۲- پیکربندی ۱۳۹
۷-۳-۳- جزئیات اجزا ۱۳۹
۷-۳-۴- کمبودهای دیافراگم ۱۳۹
۷-۴- جزئیات روش‌های بهسازی ۱۴۳
۷-۴-۱- افزودن قاب مهاربندی شده‌ی فولادی (متصل به یک دیافراگم بتنی) ۱۴۳
۷-۴-۱-۱- موارد کاربرد ۱۴۳
۷-۴-۱-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی ۱۴۳
۷-۴-۱-۳- ملاحظات طراحی ۱۴۳
۷-۴-۱-۴- بررسی جزئیات ۱۴۷
۷-۴-۱-۵- ملاحظات اجرایی ۱۵۰
۷-۴-۲- افزودن دیوار برشی بتنی (متصل به دیافراگم بتنی) ۱۵۰
۷-۴-۲-۱- موارد کاربرد ۱۵۰
۷-۴-۲-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی ۱۵۱
۷-۴-۲-۳- ملاحظات طراحی ۱۵۱

۷-۴-۲-۴- بررسی جزئیات ۱۵۲
۷-۴-۲-۵- ملاحظات اجرایی ۱۵۷
۷-۴-۳- افزایش مقاومت ستون‌ها با استفاده از پوشش کامپوزیتی FRP ۱۵۷
۷-۴-۳-۱- موارد کاربرد ۱۵۷
۷-۴-۳-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی ۱۵۸
۷-۴-۳-۳- ملاحظات طراحی ۱۵۸
۷-۴-۳-۴- بررسی جزئیات ۱۶۱
۷-۴-۳-۵- ملاحظات اجرایی ۱۶۱
۷-۴- ارتقای مقاومت برشی با استفاده از پوشش بتنی یا فولادی ۱۶۱
۷-۴-۴-۱- موارد کاربرد ۱۶۱
۷-۴-۴-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی ۱۶۱
۷-۴-۴-۳- بررسی جزئیات ۱۶۱
۷-۴-۴-۴- ملاحظات اجرایی ۱۶۳
۷-۴-۵- فراهم نمودن جمع‌کننده در دیافراگم بتنی ۱۶۳
۷-۴-۵-۱- موارد کاربرد ۱۶۳
۷-۴-۵-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی ۱۶۳
۷-۴-۵-۳- ملاحظات طراحی ۱۶۳
۷-۴-۵-۴- بررسی جزئیات ۱۶۴
۷-۴-۵-۵- ملاحظات اجرایی ۱۶۸
فصل هشتم: راهکارهای بهسازی دیوارهای برشی بتنی در سیستم‌های دیوار باربر ۱۷۱
۸-۱- تشریح خصوصیات سازه ۱۷۲
۸-۱-۱- کلیات ۱۷۳
۸-۱-۲- شرایط گوناگون این نوع سازه ۱۷۳
۸-۱-۳- دیافراگم‌های کف و بام ۱۷۴
۸-۱-۴- پی ۱۷۴
۸-۲- خصوصیات پاسخ لرزه‌ای ۱۷۴
۸-۳- کمبودهای لرزه‌ای متداول و روش‌های بهسازی کاربردی ۱۷۵
۸-۳-۱- مقاومت کلی ۱۷۵
۸-۳-۲- سختی کلی ۱۷۵

۸-۳-۳- مسیر هدایت بار ۱۷۶
۸-۳-۴- جزئیات اجزا ۱۷۶
۸-۳-۵- کمبودهای پی ۱۷۶
۸-۴- تشریح جزئیات روش‌های عمده بهسازی ۱۷۹
۸-۴-۱- ارتقای مقاومت برشی دیوار برشی با استفاده از ورق‌های FRP ۱۷۹
۸-۴-۱-۱- موارد کاربرد ۱۷۹
۸-۴-۱-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی ۱۷۹
۸-۴-۱-۳- ملاحظات طراحی ۱۷۹
۸-۴-۱-۴- بررسی جزئیات ۱۸۱
۸-۴-۱-۵- ملاحظات اجرایی ۱۸۱
۸-۴-۲- ارتقای مقاومت تیرها و دال‌های همبند ناکارآمد ۱۸۲
۸-۴-۲-۱- موارد کاربرد ۱۸۲
۸-۴-۲-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی ۱۸۲
۸-۴-۲-۳- ملاحظات طراحی ۱۸۲
۸-۴-۲-۴- بررسی جزئیات ۱۸۳
۸-۴-۲-۵- ملاحظات اجرایی ۱۸۳
۸-۴-۳- ارتقای اتصالات بین دال و دیوارها ۱۸۶
۸-۴-۳-۱- موارد کاربرد ۱۸۶
۸-۴-۳-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی ۱۸۷
۸-۴-۳-۳- ملاحظات طراحی ۱۸۷
۸-۴-۳-۴- بررسی جزئیات ۱۸۷
۸-۴-۳-۵- ملاحظات اجرایی ۱۸۹
فصل نهم: راهکارهای بهسازی دیوارهای برشی بتنی در سیستم‌های دارای قاب باربر ثقلی ۱۹۱
۹-۱- تشریح خصوصیات سازه ۱۹۲
۹-۱-۱- کلیات ۱۹۳
۹-۱-۲- تنوع سیستم‌های قاب‌بندی ۱۹۳
۹-۱-۳- دیافراگم‌های کف ۱۹۴
۹-۱-۴- پی ۱۹۴

۹-۲- خصوصیات پاسخ لرزه‌ای ۱۹۴
۹-۳- کمبودهای لرزه‌ای متداول و روش‌های بهسازی کاربردی ۱۹۵
۹-۳-۱- مقاومت کلی ۱۹۶
۹-۳-۲- سختی کلی ۱۹۶
۹-۳-۳- پیکربندی ۱۹۶
۹-۳-۴- مسیر هدایت بار ۱۹۶
۹-۳-۵- جزئیات اجزا ۱۹۶
۹-۳-۶- کمبودهای دیافراگم ۱۹۷
۹-۴- بررسی جزئیات ۱۹۷
فصل دهم: راهکارهای بهسازی دیافراگم‌ها ۲۰۱
۱۰-۱- کلیات ۲۰۲
۱۰-۲- تشریح جزئیات روش‌های بهسازی دیافراگم ۲۰۳
۱۰-۲-۱- پر کردن بازشوها دیافراگم‌بتنی ۲۰۳
۱۰-۲-۱-۱- موارد کاربرد ۲۰۳
۱۰-۲-۱-۱- تشریح خصوصیات روش بهسازی ۲۰۳
۱۰-۲-۱-۳- ملاحظات طراحی ۲۰۳
۱۰-۲-۱-۴- بررسی جزئیات ۲۰۴
۱۰-۲-۱-۵- ملاحظات اجرایی ۲۰۵
۱۰-۲-۲- پوشش دیافراگم بتنی با کامپوزیت‌های FRP ۲۰۵
۱۰-۲-۲-۱- موارد کاربرد ۲۰۵
۱۰-۲-۲-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی ۲۰۵
۱۰-۲-۲-۳- بررسی جزئیات ۲۰۵
۱۰-۲-۲-۴- ملاحظات اجرایی ۲۰۶
فصل یازدهم: راهکارهای بهسازی پی‌ها ۲۰۷
۱۱-۱- کلیات ۲۰۸
۱۱-۲- اهداف کلی بهسازی لرزه‌ای پی ۲۰۹
۱۱-۳- مسائل اجرایی ۲۱۰
۱۱-۴- اجرای پی جدید ۲۱۰
۱۱-۴-۱- انواع پی‌های جدید متداول در بهسازی لرزه‌ای ۲۱۰

۱۱-۴-۲- افزودن پی‌سطحی در مجاورت پی‌سطحی موجود ۲۱۱
۱۱-۴-۲-۱- تشریح خصوصیات روش بهسازی ۲۱۱
۱۱-۴-۲-۲- ملاحظات طراحی ۲۱۱
۱۱-۴-۲-۳- ملاحظات اجرایی و تهیه‌ی جزئیات ۲۱۳
۱۱-۴-۳- اجرای پی عمیق در مجاورت پی سطحی موجود ۲۱۵
۱۱-۴-۴- افزودن پی‌عمیق در مجاورت پی‌عمیق موجود ۲۱۶
۱۱-۵- بهسازی سازه‌ای پی سطحی موجود ۲۱۷
۱۱-۵-۱- اهداف ۲۱۷
۱۱-۵-۲- افزودن ریزشمع‌ها در مجاورت پی‌نواری موجود ۲۱۸
۱۱-۵-۲-۱- موارد کاربرد ۲۱۸
۱۱-۵-۲-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی ۲۱۸
۱۱-۵-۲-۳- ملاحظات طراحی ۲۱۸
۱۱-۵-۲-۴- ملاحظات اجرایی و تهیه‌ی جزئیات ۲۱۹
۱۱-۵-۳- افزایش طول یا جایگزینی یک پی منفرد موجود ۲۲۰
۱۱-۵-۳-۱- موارد کاربرد ۲۲۰
۱۱-۵-۳-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی ۲۲۰
۱۱-۵-۳-۳- بررسی جزئیات ۲۲۰
۱۱-۵-۳-۴- ملاحظات اجرایی و تهیه‌ی جزئیات ۲۲۱
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 ۲۳۳
الف-۱-۱-۳- ظرفیت برش پایه ۲۳۵
الف-۱-۲- مکانیزم محتمل خرابی در ساختمان‌های با دیوارهای برشی بتنآرمه ۲۳۶
الف-۱-۲-۱- مراحل تعیین مکانیزم محتمل خرابی برای ساختمان‌های با دیوارهای برشی ۲۳۶
الف-۱-۲-۲- ظرفیتهای تغییرشکل دیوارها و ساختمان ۲۴۰
الف-۳-۱- برآورد مکانیزم محتمل خرابی برای ساختمان‌با سیستم دوگانه قاب و دیوار ۲۴۱

الف-۳-۱-۱- مقدمه ۲٤۱
الف-۳-۱-۲- مراحل تعیین مکانیزم محتمل خرابی سازههای با سیستم دوگانه دیوار- قاب ۲٤۲
مراجع..... ۲۴۶

فهرست اشکال

عنوان **صفحه**

شکل ۴-۱- منحنی ساده شده نیرو – تغییر مکان ۶۳
شکل ۵-۱- تعریف پارامترها ۸۰
شکل ۶-۱- رابطه بار-تغییر شکل کلی(تعمیم یافته) برای اعضا و اجزای بتنی ۹۴
شکل ۶-۲- اتصال تیر- ستون ۱۰۴
شکل ۶-۳- چرخش مفصل خمیری در دیوار برشی برای حالتی که خمشی بر رفتار غیر خطی ارتجاعی حاکم است. ۱۲۳
شکل ۶-۴- چرخش مفصل خمیری در دیوار برشی برای حالتی که برش بر رفتار غیر خطی ارتجاعی حاکم است. ۱۲۳
شکل ۶-۵- دوران در تیرهای همبند ۱۲۴
شکل ۷-۱- قاب‌های خمشی بتنی ۱۳۷
شکل ۷-۱- مقاوم‌سازی قاب خمشی بتنی با اضافه کردن مهاربند ۱۴۴
شکل ۷-۲- نمونه اتصال قاب مهاربندی شده جدید به دیافراگم بتنی ۱۴۴
شکل ۷-۳- نمونه اتصال قاب مهاربندی شده جدید به ستون بتنی ۱۴۵
شکل ۷-۴- نمونه اتصال قاب مهاربندی شده جدید به تیر بتنی ۱۴۶
شکل ۷-۵- اتصال قاب مهاربندشده به ستون بتنی ۱۴۸
شکل ۷-۶- اتصال قاب مهاربندشده به دال ۱۴۹
شکل ۷-۷- اتصال دیوار بتنی به دال بتنی ۱۵۳
شکل ۷-۸- اتصال دیوار بتنی به دال بتنی- نمای قسمتی از دیوار ۱۵۴
شکل ۷-۹- اتصال دیوار بتنی به سقف‌های تیرچه بلوک یا دال‌های مشبک ۱۵۵
شکل ۷-۱۰- اتصال دیوار بتنی به سقف‌های تیرچه بلوک یا دال‌های مشبک- قسمتی از نمای دیوار ۱۵۶
شکل ۷-۱۱- بهسازی لرزه‌ای ستون‌ها با استفاده از ورق‌های FRP ۱۵۹
شکل ۷-۱۲- بهسازی لرزه‌ای ستون‌ها با استفاده از ورق‌های FRP - مقطع ۱۶۰
شکل ۷-۱۳- استفاده از ژاکت‌های فولادی و بتنی ۱۶۲
شکل ۷-۱۴- اتصال دیوار جمع کننده بتنی به دال بتنی ۱۶۶
شکل ۷-۱۵- اتصال جمع کننده بتنی به تیرچه ها یا تیرک‌ها ۱۶۶
شکل ۷-۱۶- اتصال جمع‌کننده بتنی به تیر موجود ۱۶۸
شکل ۷-۱۷- جمع کننده صفحه فولادی ۱۶۹
شکل ۸-۱- دیوارهای برشی بتنی (سیستم دیوارهای باربر) ۱۷۳
شکل ۸-۲- مقاوم‌سازی دیوار برشی با استفاده از ورق‌های FRP ۱۸۰
شکل ۸-۳- جزئیات مهار الیاف ۱۸۱

شکل ۸-۴- نمونه‌ای از نصب کربل ۱۸۴
شکل ۸-۵- نمونه‌ای از مقاوم‌سازی تیر همبند ۱۸۵
شکل ۸-۶- نمونه‌ای از مقاوم‌سازی تیر عمیق همبند ۱۸۶
شکل ۸-۷- اضافه کردن تکیه گاه و افزایش مقاومت برشی در اتصال دال به دیوار ۱۸۸
شکل ۸-۸- افزایش ظرفیت برشی در اتصال دیوار به دال ۱۸۸
شکل ۹-۱- دیوار برشی بتنی با قاب باربر گرانشی ۱۹۴
شکل ۱۰-۱- پر کردن بازشو در دیافراگم بتنی ۲۰۴
شکل ۱۱-۱- انواع پی‌های متداول در بهسازی لرزه‌ای ۲۱۲
شکل ۱۱-۲- اجرای پی نواری بتنی در کنار پی نواری موجود ۲۱۳
شکل ۱۱-۳- اجرای پی سطحی جدید در عمق پائین تر از پی سطحی موجود ۲۱۴
شکل ۱۱-۴- اجرای پی سطحی جدید در عمق کمتر از پی سطحی موجود ۲۱۵
شکل ۱۱-۵- اجرای پی ستونی درجای جدید در کنار پی نواری موجود ۲۱۷
شکل ۱۱-۶- ارتقای اتصال ریز شمع به پی نواری موجود ۲۱۹
شکل ۱۱-۷- بزرگ کردن پی منفرد موجود ۲۲۲
شکل ۱۱-۸- جایگزین کردن پی منفرد موجود ۲۲۳
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 ۲۳۱
شکل الف-۴- مکانیزم شکست سازه ۲۳۳
شکل الف-۵- نمودار تغییرمکان غیرارتجاعی قابها ۲۳۳
شکل الف-۶- نیروی محوری ناشی از زلزله در پای ستون‌های ۲۳۶
شکل الف-۷- ظرفیت شکل پذیری انحنایی مورد نیاز در دیوارهای طرهای که تابع شکل‌پذیری تغییرمکانی تقاضا و نسبت سطح میباشد ۲۳۹
شکل الف-۸- ارزیابی سهم اعضای قابها و دیوارها در محاسبه مقاومت جانبی تغییرمکان متناظر با سیستم دوگانه ۲۴۳
شکل الف-۹- مدلسازی دوخطه از رفتار نیرو- تغییرمکان سیستم دوگانه ۲۴۵

فهرست نمودارها

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- نمودار شاخص ایمنی اولیه اسمی ساختمان‌های طراحی شده بر اساس ویرایش دوم استاندارد ۲۸۰۰ ..... ۱۵

فهرست جداول

عنوان **صفحه**

جدول ۲-۱- ضریب تصحیح شتاب مبنای طرح، FA ۱۲
جدول ۲-۲- ضریب تصحیح گروه‌بندی ساختمان‌ها بر حسب اهمیت، FB ۱۶
جدول ۲-۳- ضریب تصحیح رفتار ساختمان، FR ۱۶
جدول ۲-۴- ارزش‌گذاری کمی ضرایب تاثیر ۱۸
جدول ۲-۵- ارزش‌گذاری کیفی ۱۹
جدول ۳-۱- ضریب آگاهی ۴۰
جدول ۳-۲- اطلاعات لازم برای محاسبه ظرفیت اجزای سازه در تحلیل‌های خطی ۴۴
جدول ۳-۳- اطلاعات لازم برای محاسبه ظرفیت اجزای سازه در تحلیل های غیر خطی ۴۴
جدول ۴-۱- مقادیر ضریب *Cm ۵۸
جدول ۴-۲- مقدار ضریب C0[1] ۶۴
جدول ۵-۱- احتمال وقوع روانگرایی در واحدهای مختلف زمین ریخت‌شناسی ۷۵
جدول ۵-۲- پارامترهای محاسبه ظرفیت‌های فرضی مورد انتظار شالوده های سطحی و گسترده ۷۹
جدول ۶-۱- ضرایب برای تبدیل مشخصات کرانه پایین به مشخصات مورد انتظار مصالح ۸۸
جدول ۶-۲- مقادیر سختی های موثر ۹۴
جدول ۶-۳- طبقه‌بندی نیاز شکل‌پذیری اعضا ۹۶
جدول ۶-۴- مقدار ضریب اصلاحی γ برای اتصالات تیر-ستون ۱۰۴
جدول ۶-۵- شرایط ستون بر اساس جزئیات آرماتور عرضی ۱۰۶
جدول ۶-۶- معیارهای پذیرش برای روش های خطی- تیرهای بتن مسلح ۱۰۸
جدول ۶-۷- معیارهای پذیرش برای روش های خطی- ستون های بتن مسلح ۱۰۹
جدول ۶-۸- معیارهای پذیرش برای روش های خطی- اتصالات تیر- ستون بتن مسلح ۱۱۰
جدول ۶-۹- پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش برای روش های غیرخطی- تیرهای بتن مسلح ۱۱۱
جدول ۶-۱۰- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی- ستون‌های بتن مسلح ۱۱۲
جدول ۶-۱۱- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی- اتصالات تیر- ستون بتن مسلح ۱۱۳
جدول ۶-۱۲- معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی- دال‌های دوطرفه و اتصالات دال- ستون ۱۱۸
جدول ۶-۱۳- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی- دال‌های دو طرفه و اتصالات ستون به دال ۱۱۹
جدول ۶-۱۴- معیارهای پذیرش برای روش های خطی- اعضای کنترل شونده با خمش ۱۲۷
جدول ۶-۱۵- معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی- اعضای کنترل شونده با برش ۱۲۸
جدول ۶-۱۶- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی- اعضای کنترل شونده با خمش ۱۲۹

جدول ۶-۱۷- پارامترها و مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی- اعضای کنترل شونده با برش ۱۳۰
جدول ۸-۱- کمبود لرزه‌ای متداول ور روش‌های بهسازی کاربردی برای دیوارهای برشی بتنی ۱۷۷
جدول ۹-۱- کمبود لرزه‌ای متداول و روش‌های بهسازی کاربردی برای دیوارهای برشی بتنی با قابهای باربر ۱۹۸

فصل اول

کلیات

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 چهار دسته ذیل تقسیم می‌شوند:

- قاب‌های خمشی بتن مسلح
- قاب‌های ساده با دیوار برشی بتن مسلح
- سیستم‌های دوگانه بتن مسلح
- سیستم دیوارهای باربر

تعداد طبقات این نوع ساختمان‌ها به ده طبقه محدود می‌شود.

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 خطرپذیری 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 می گردند. 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 اولیه‌ی ارزیابی مقاومت لرزه‌ای، تاریخچه‌ی بهره‌برداری 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 بتنی 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 پشود، لذا استفاده از ضوابط آن برای تامین عملکرد مورد نظر ساختمانهای دارای اهمیت خیلی زیاد کافی نیست.

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

۱-۳-۳- جمع‌آوری اطلاعات وضعیت موجود ساختمان

اطلاعات لازم جهت انجام ارزیابی اولیه ساختمان‌های بتنی 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 آسیب‌پذیری 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 ساختمان‌های با آسیب‌پذیری متوسط در برابر زلزله محسوب شده و بهسازی آنها بر اساس مندرجات این دستورالعمل اکیدا پیشنهاد می‌گردد.

ساختمان‌هایی که شاخص ایمنی اولیه آنها بین ۱ و ۲ می‌باشد، به عنوان ساختمان‌ها با آسیب‌پذیری زیاد در برابر زلزله محسوب شده و باید 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 جمع‌آوری 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

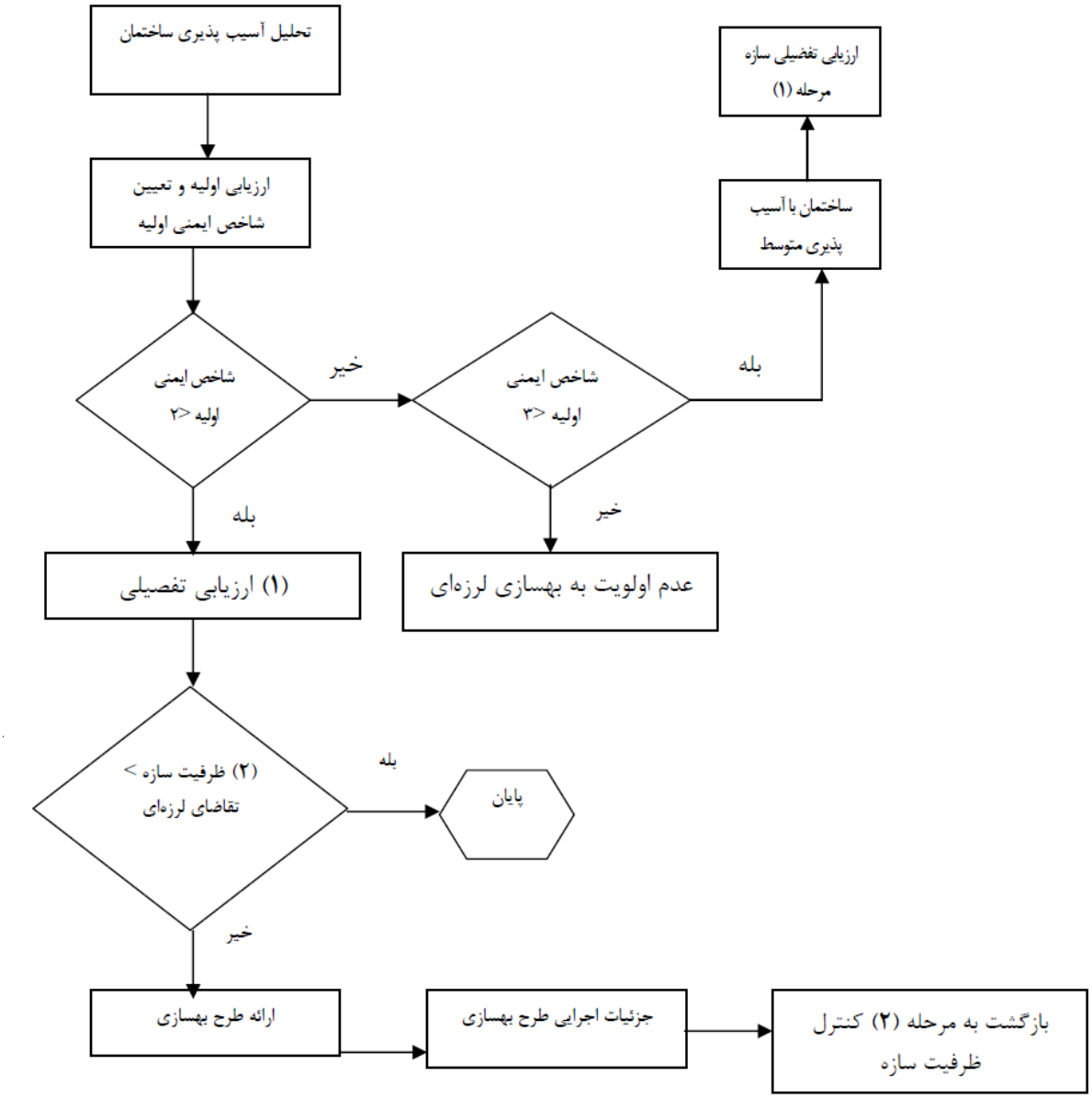
بر اساس نتایج حاصل از تحلیل آسیب‌پذیری و با استفاده از راهکارهای ارائه شده در فصل هفتم تا دوازدهم این دستورالعمل یا دیگر راهکارهای مناسب ساختمانی، گزینه‌هایی برای طراحی در نظر گرفته می‌شودکه از میان این طرح‌ها "گزینه نهائی" انتخاب خواهد شد.

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 ویژه‌ای 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 مقدار شتاب مبنای طرح (A) و طیف ضریب بازتاب (B) ساختمان حاصل می‌شود. برای به دست آوردن شتاب مبنای طرح می‌توان از نقشه‌های معتبر پهنه بندی لرزه‌ای که در آن میزان بیشینه‌ی شتاب زمین برای دوره‌ی 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 بتنی متداول موجود بوده و ارزیابی اولیه ساختمان‌های آسیب دیده در برابر زلزله را شامل نمی‌شود.

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

در صورتی که تطابق طراحی و اجرای ساختمان مورد ارزیابی با آئین نامه‌های زمان ساخت احراز نگردد، نیاز به ارزیابی اولیه ساختمان نبوده و انجام ارزیابی تفصیلی الزامی است.

۲-۲- مراحل ارزیابی اولیه آسیب‌پذیری

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

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.

۲-۳- شاخص ایمنی اولیه

شاخص ایمنی اولیه برای ساختمان‌های بتنی متداول موجود، بر اساس ضوابط آئین‌نامه 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:

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

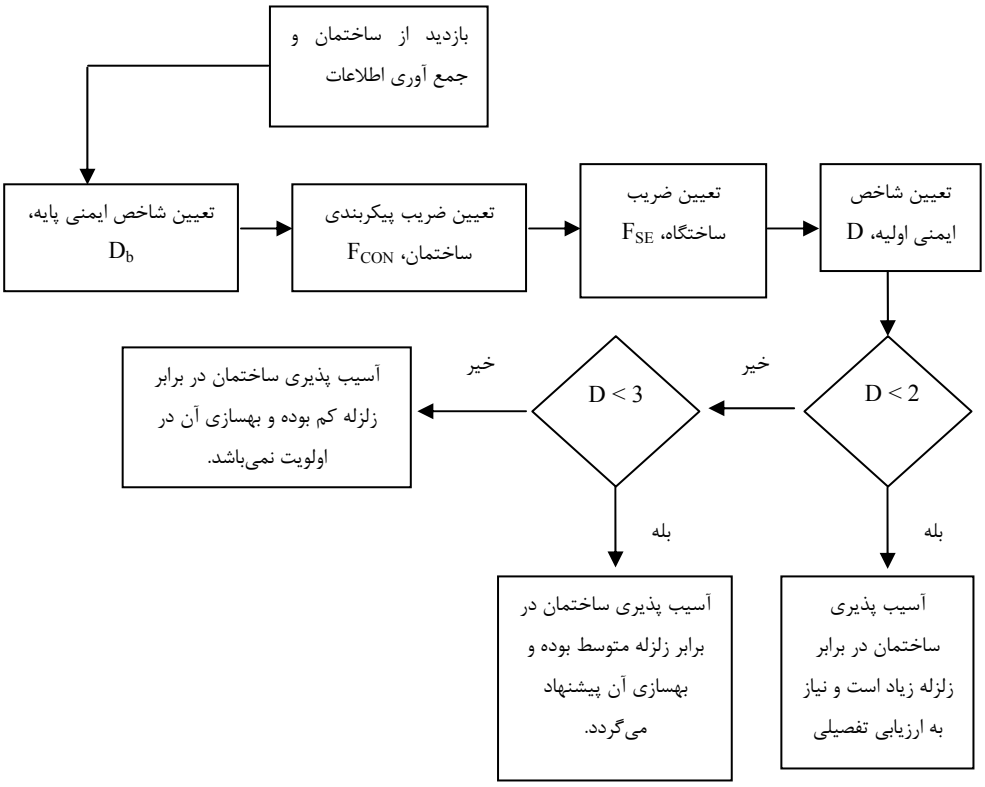
در این رابطه:

D: شاخص ایمنی اولیه

D_b: شاخص ایمنی اولیه پایه

F_{CON}: ضریب پیکربندی ساختمان

F_{SE}: ضریب اثر ساختگاه



نمودار ۲-۱- فرآیند ارزیابی اولیه آسیب پذیری

۲-۴- محدوده شاخص ایمنی اولیه

شاخص ایمنی اولیه بیشتر از ۳ به معنای آسیب پذیری کم ساختمان در مقابل زلزله و عدم اولویت بهسازی لرزه‌ای می‌باشد. شاخص ایمنی اولیه بین ۲ و ۳ به معنای آسیب پذیری 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.

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 می‌گردد.

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، لرزه‌خیزی 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:

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

در این رابطه:

Db: شاخص ایمنی اولیه پایه

Dnom: شاخص ایمنی اولیه اسمی

FA: ضریب تصحیح شتاب مبنای طرح

FI: ضریب تصحیح گروه‌بندی ساختمان بر حسب اهمیت

FR: ضریب تصحیح رفتار ساختمان

۲-۵-۲- شاخص ایمنی اولیه اسمی، D_{nom}

شاخص ایمنی اولیه اسمی عبارتست از نسبت ضریب بازتاب بکاررفته در آئین نامه مورد استفاده در زمان طراحی به مقدار متناظر آن در ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ شاخص ایمنی اولیه اسمی ساختمان با توجه به آئین نامه 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.

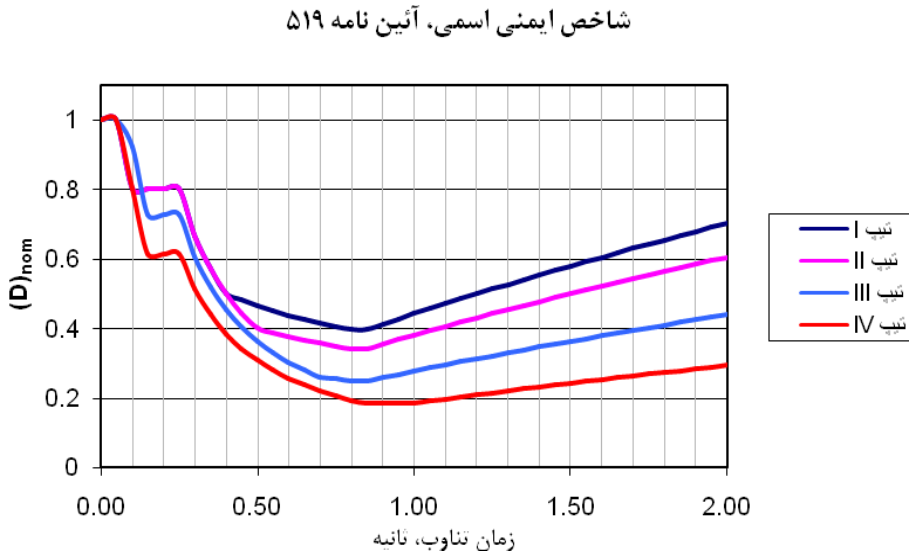
۲-۵-۳- ضرایب تصحیح

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

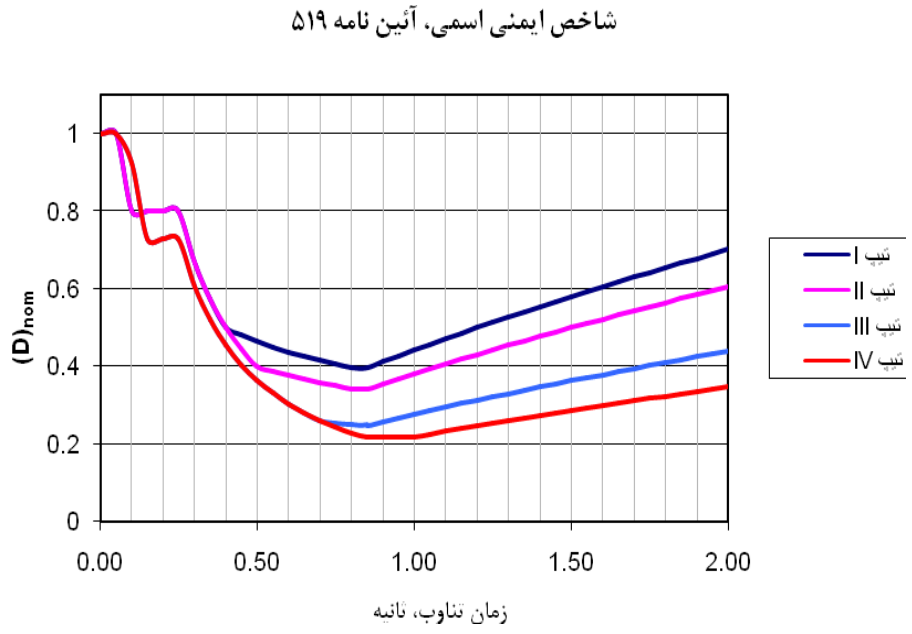
ضریب تصحیح شتاب مبنای طرح با توجه به میزان لرزه‌خیزی محل استقرار ساختمان بر اساس ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ و آئین نامه مورد استفاده در طراحی مطابق جدول ۲-۱ تعیین می‌گردد.

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

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**

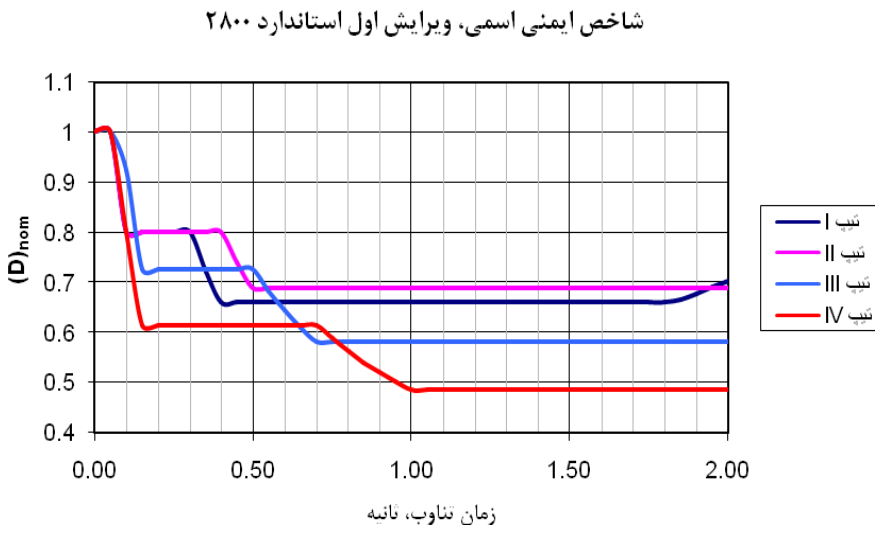


الف- مناطق با خطر لرزه خیزی کم و متوسط

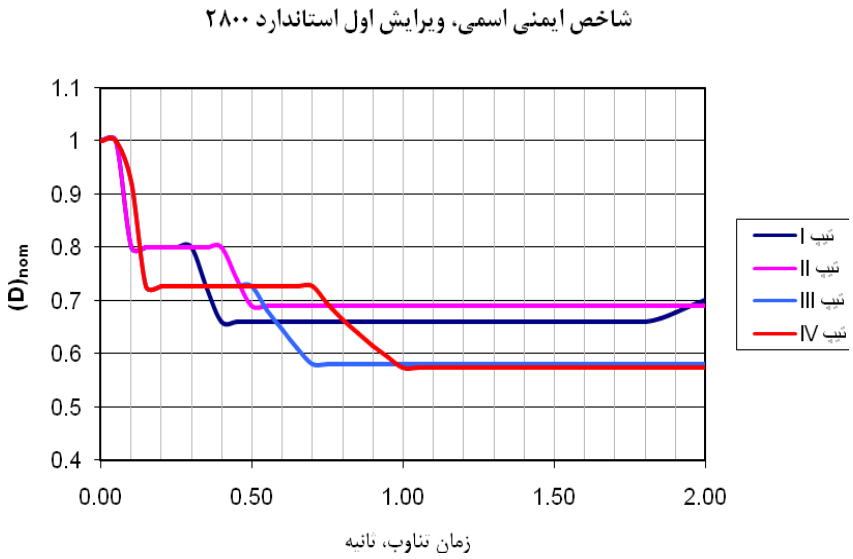


ب- مناطق با خطر لرزه‌خیزی زیاد و بسیار زیاد

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

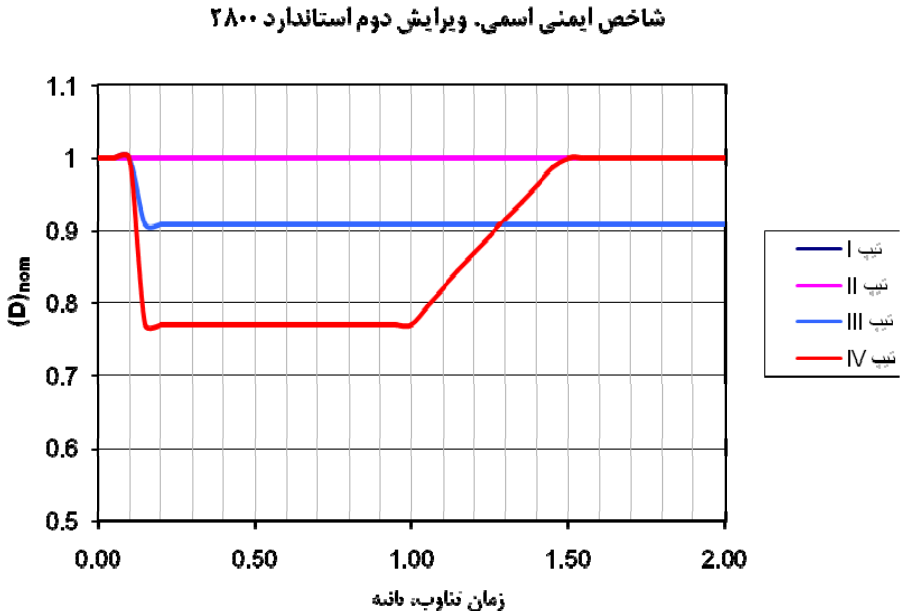


الف- مناطق با خطر لرزه‌خیزی کم و متوسط

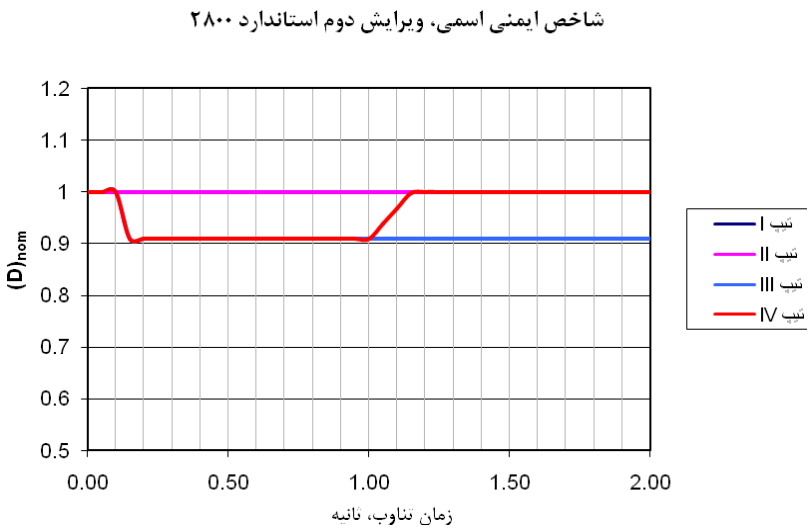


ب- مناطق با خطر لرزه‌خیزی زیاد و بسیار زیاد

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



الف- مناطق با خطر لرزه خیزی کم و متوسط



ب- مناطق با خطر لرزه خیزی زیاد و بسیار زیاد

نمودار ۲-۴- نمودار 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، FI

ضریب تصحیح اهمیت ساختمان با توجه به گروه طبقه‌بندی 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 گروه‌بندی ساختمان‌ها بر حسب اهمیت، FB

ضریب تصحیح گروه بندی ساختمان‌ها بر حسب اهمیت، F_I			ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ ایران	
استاندارد۲۸۰۰ 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، FR

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

جدول ۲-۳- ضریب تصحیح رفتار ساختمان، FR

ضریب تصحیح رفتار ساختمان، F_R			ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ ایران	
استاندارد۲۸۰۰ ویرایش دوم	استاندارد۲۸۰۰ 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:

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

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، FPR

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

۲-۵-۵-۲- ضریب تاثیر نامنظمی قائم، FVR

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، FSC

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، FPE

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

۲- ۵-۶- ضریب اثر ساختگاه، FSE

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- ارزش‌گذاری کمی ضرایب تاثیر

ضرایب تاثیر	ارزش‌گذاری 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- ارزش‌گذاری 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 آمدگی های 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 می‌باشند	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 یا روانگرائی	ناپایدار، زمین لغزش و روانگرائی محتمل نمی‌باشد.	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 بخش های قبل برگه‌های ارزیابی اولیه لرزه‌ای ساختمان‌های متداول موجود به شرح ذیل باید تکمیل گردد.

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 لرزه‌خیزی 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 بتن مسلح $T = 0.07H^{3/4}$

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

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

- ساختمان‌ها با 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 می‌باشد.

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

$$D_{nom} = \square$$

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 سازه‌ای 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 سازه‌ای 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}:

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

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

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

فصل سوم

مبانی و ملزومات

ارزیابی تفصیلی و بهسازی

۳-۱- کاربرد محدوده

این فصل اختصاص به بیان مبانی لازم جهت جمع‌آوری اطلاعات، روش‌های تحلیلی و شیوه‌های ارزیابی تفصیلی و طراحی در بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی متداول موجود دارد. در بخش (۳-۲) روش‌های جمع آوری اطلاعات مورد نیـاز 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 نوع اعضای تشکیل دهنده ساختمان و اجزای غیرسازه‌ای که در هنگام وقوع زلزله در نیروها و تغییرمکان‌های اعضای سازه‌ای موثر هستند و همچنین اطلاعات مشخصات مصالح و ساختگاه و ساختمان‌های مجاور باید مطابق با ضوابط این بخش جمع آوری شوند .جمع آوری این اطلاعات همراه با بازرسی از محل، جهت تایید مدارک و نقشه های موجود لازم است.

۳-۲-۱- پیکربندی ساختمان

اطلاعات مربوط به پیکربندی ساختمان موجود باید شامل نوع و خواص اعضا و نحوه 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 بازشوها در دیوارها و سقف‌ها
- مشخص کردن دیوارهای باربر و غیرباربر
- مشخص کردن هرگونه ناپیوستگی در مسیر بار
- تعیین محل قرارگیری 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، خیز های 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 نقشه ها 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 از نظر تغییر شکل، باید جمع آوری شود. درجه اعتبار نتایج حاصل از اطلاعات جمع آوری 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 جمع آوری 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، مطالعه‌ی شرایط زیرسطحی ضرورت می‌یابد.
بازدید از محل ساختگاه ضروری است. 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 ساختما ن 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 موردنیاز جهت ارزیابی این گونه تاثیرات جمع‌آوری شود .اطلاعات جمع آوری شده باید امکان مدل سازی اثرات متقابل ذکر شده در بندهای(۳-۲-۷-۱) تا (۳-۲-۷-۳) را فراهم نماید. در صورتی که امکان تهیه‌ی 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 موردنظر جمع آوری 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 جمع آوری شوند .قسمت هایی از ساختمان که در معرض آسیب ناشی از برخورد قطعات سست ساختمان مجاور هستند باید تقویت شوند.

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

۳-۲-۸- سطوح اطلاعات

دامنه‌ی اطلاعات جمع آوری شده از وضعیت موجود ساختمان موردنظر در دو سطح اطلاعات حداقل و متعارف مطابق ضوابط بند ۶-۲ می‌باشد.

۳-۲-۸-۱- ضریب آگاهی

در روابط محاسبه ظرفیت، درجه‌ی اعتبار نتایج حاصل از اطلاعات جمع آوری شده از ساختمان موجود، توسط ضریب آگاهی، k 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 تغییرشکل های 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- محدوده‌ی کاربرد روش های خطی

محدوده‌ی کاربرد روش های 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 براینکه انتقال نیروی افقی به طور ایمن توسط یک عضو (تیر) انتقال دهنده 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 طبقه ای 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 Ts 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 تغییر مکان 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 از ۵۰ ٪ با طبقه ی 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 ی کاربرد روش های غیرخطی

در صورتی که نتوان از روش‌های خطی استفاده نمود باید یا در سیستم‌های موجود اصلاحی بوجود آورد که به توان از روش‌های خطی استفاده نمود و یا از روش‌های غیرخطی برای تحلیل سازه استفاده شود .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 نیرو 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 غیر خطی 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 قائل 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 کرانه‌ی 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 روش های خطی

هنگامی که از روش‌های خطی استفاده می‌شود ظرفیت اجزای کنترل شونده توسط تغییرشکل باید از حاصل ضرب ظرفیت مورد انتظار در ضریب m (ضریب اصلاح بر مبنای رفتار غیر خطی)، 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 روش های 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 کنترل شونده توسط نیرو باید برابر کرانه 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	$k \times Q_{CE}$	$K \times Q_{CL}$
	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 مولفه های زلزله

سیستم باربر جانبی ساختمان بهسازی 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 .پاسخ های 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 قسمت های 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 ی (۳-۱) بدست می‌آید.

$$F_P = 0.133\, S_S W \qquad (۱-۳)$$

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 ی(۳-۱) را دارند.

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

۳- در صورتی که حداقل در یک انتهای جزء تکیه گاه های 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 سیستم های قایم باربر جانبی از طریق عملکرد توام اجزای دیافراگم شامل تیرهای لبه، جمع کننده‌ها و کلاف‌ها 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 ی دیافراگم

در لبه های خارجی و داخلی (لبه ی 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 دیافراگم، 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 برش‌گیرها برای انتقال نیرو از دیافراگم به سیستم باربر جانبی استفاده نمود جمع‌کننده باید به اندازه کافی در دیافراگم قرار داده شوند و طوری به دیافراگم متصل شوند تا قادر به انتقال همه نیروهای مورد نظر 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 و یا دستورالعمل مقاوم‌سازی تاسیسات و تجهیزات شهری، 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، ساختمآن‌ها 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 هر طرف 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 کم تر 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 مولفه‌ی قایم زلزله

اثر مولفه‌ی 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 سازه ها به منظورارزیابی و ارائه طرح بهسازی ارایه شده است .در بخش (۴-۲) ضوابط کلی تحلیل برای مدل‌سازی ساختمان شامل فرضیات اولیه، پیچش، دیافراگم‌ها، اثرات بارگذاری هم زمان مولفه‌های 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 غیرخطی با رعایت محدودیت‌های هر یک مطابق بخش (۴-۳) انتخاب می‌شود.

۴-۲-۲- مدل‌سازی

۴-۲-۲-۱- فرضیات اولیه

سازه باید به صورت سه بعدی مدل سازی شود. در موارد ذکرشده در این بند برای تحلیل‌های غیرخطی می‌توان 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، می‌توان از مدل سازی دو بعدی در تحلیل های غیرخطی نیز استفاده نمود. در سازه‌های با دیافراگم نرم، مدل‌سازی دو بعدی در تحلیل‌های غیرخطی می‌تواند با توجه به بند (۴-۲-۴-۲) انجام شود. هنگامی که سازه در تحلیل‌های غیرخطی دو بعدی مدل می‌شود، برای محاسبه سختی و مقاومت اجزا و اعضای سازه باید خواص سه بعدی آن‌ها مدنظر قرار گیرد . در مدل سازی، سختی اعضای سازه‌ای باید برحسب نوع مصالح، مطابق فصل ۶ برآورد شود.

در تحلیل‌های غیرخطی، اگر اتصالات ضعیف‌تر و یا دارای شکل پذیری کمتر از اعضای متصل شونده باشد و یا به نحوی تخمین زده شود که با درنظرگرفتن اتصالات 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 زلزله در ترکیب با بار ثقلی و اعضای غیر اصلی 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 می‌شود .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 گونه‌ای 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 چرخه‌ای با ید در مدل‌سازی وارد شود در تحلیل تعیین مکانیزم خرابی و یا استاتیکی غیرخطی ساده شده، فقط اعضای اصلی مدل شده و از اثرزوال چرخه‌ای صر فنظر می‌شود.

۵- هرگاه جمع سختی جانبی اجزای غیر سازه‌ای 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 می‌شود .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 می‌شود اما در ساختمان‌های 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 می‌شود.

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، ، می‌توان از اثر پیچش اتفاقی صرفنظر نمود

۳- هرگاه اثر لنگر پیچشی اتفاقی کوچکتر از ۲۵٪ اثر لنگر پیچشی واقعی باشد می‌توان 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 استاتیکی یا دینامیکی خطی در اثر کل پیچش در یکی از طبقات η بزرگتر از ۱/۲ باشد، نیروها و تغییر مکان‌های 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- دسته‌بندی دیافراگم‌ها

دیافراگم‌ها به صورت صلب، نیمه صلب و یا نرم دسته‌بندی می‌شوند .چنانچه حداکثر تغییر شکل افقی دیافراگم بزرگ‌تر از دو برابر متوسط تغییر مکان جانبی نسبی طبقه زیر آن باشد، آن دیافراگم نرم محسوب می‌شود. در دیافراگم‌هایی که بر روی دیوارهای زیرزمین تکیه نموده‌اند، متوسط تغییرمکان جانبی نسبی طبقه‌ی بالایی مدنظر قرار می‌گیرد .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 می‌باشد. برای دسته‌بندی 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 طبقه‌ای به طبقه دیگر، محاسبه شوند.

۴-۲-۴-۲- ملاحظات خاص مدل‌سازی

در مدل سازی سازه ها 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 می‌توان قاب‌های موجود در سیستم قایم باربر جانبی سازه را به صورت مجزا و از طریق مدل سازی دو بعدی و با تخصیص جرم متناسب با سطح باربری قاب‌ها تحلیل نمود.

۴-۲-۵- اثر همزمان مولفه‌های زلزله

ساختمان‌ها باید برای اثر هم زمان مولفه های 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 قائم زلزله باید درنظرگرفته شود . در این صورت ترکیب اثر مولفه قائم با مولفه افقی ضروری نمی‌باشد.

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.

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L) \qquad (۱-۴)$$

$$Q_G = 0.9Q_D \qquad (۲-۴)$$

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 شود که مکانیزم رفتار و موقعیت مفصل‌های خمیری فرض شده برای تحلیل مدل سازه تا حد امکان مشابه رفتار سازه واقعی هنگام زلزله سطح خطر مورد نظر باشد. از این رو توصیه می‌شود که مقاومت تمامی اعضای سازه‌ای برای تحمل تغییرشکل‌های غیرارتجاعی ناشی از زلزله در تمامی طول آن‌ها (علاوه بر دو انتها) مورد ارزیابی

قرارگیرد. 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 واژگونی در هر طبقه برابر لنگر مقاوم بارهای مرده در طبقه موردنظر می‌باشد . 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 می‌آید. 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 می‌باشد.
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 شده‌اند.

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 می‌باشد.

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

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 شود. 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 پیش‌بینی 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 روش های تجربی ساده که مبتنی بر اندازه گیری‌های انجام شده در ساختمان‌های موجود می‌باشد.

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

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

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

قاب خمشی بتنی	$\alpha = 0.7$
سایر سیستم‌های سازه‌ای	$\alpha = 0.5$

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 :

$$V = C_S W$$
$$C_{S_+} = C_1 C_2 C_m S_a \qquad (۶-۴)$$

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 می‌شود.

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

۱-با استفاده از رابطه (۴-۷)

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

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) :

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

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.

در صورتی‌که برش پایه نظیر حد رفتار ارتجاعی سازه، V_e، در دست باشد:

$$R = \frac{S_a}{V_e / W} C_m \qquad (۹-۴)$$

در این رابطه S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی T است.

با استفاده از رابطه (۴-۹) در صورتی که نسبت مقاومت R_u مطابق روابط (۴-۸) یا (۴-۹) معلوم نباشد

$$C_1 = 1 + \frac{T_s - T}{2T_s - 0.2} \qquad (۱۰-۴)$$

در هر صورت مقدار C_1 نباید از ۱ کمتر انتخاب شود.

C_2: ضریب تصحیح برای اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای بر تغییرمکان‌ها ناشی از زوال چرخشی که به یکی از دو روش زیر محاسبه می شود:

۱- با استفاده از رابطه (۴-۱۱)

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{R-1}{T}\right)^2 \qquad (۱۱-۴)$$

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

۲-در غیاب محاسبات دقیق تر برای تحلیل خطی می توان C_2 را برابر با واحد در نظر گرفت.

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	سازه با دیوار برشی	سایر سیستم‌های سازه‌ای
یک یا دو	۱	۱	۱
سه و بیشتر	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:

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j^k} \qquad (۱۲-۴)$$

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

$$k = \begin{cases} 1.0 & T \le 0.5 \\ 0.5T + 0.75 & 0.5 \le T \le 2.5 \\ 2.0 & T \ge 2.5 \end{cases} \qquad (۱۳-۴)$$

۴-۳-۱-۴- توزیع نیروی جانبی در پلان

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

۴-۳-۱-۵- دیافراگم

دیافراگم طبقات باید برای نیروی اینرسی F_{pi} مطابق رابطه (۴-۱۴) طراحی شوند .

$$F_{pi} = \frac{\sum_{j=i}^{n} F_j}{\sum_{j=i}^{n} W_j} w_i \qquad (۱۴-۴)$$

که در آن W_j و F_j مطابق بند ۴-۳-۱-۳ تعریف می‌شوند و W_i وزن موثر لرزه‌ای 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 می‌تواند به روش طیفی انجام شود. فرضیات خاص این روش در محدوده رفتار خطی عبارتند از:

۱- رفتار سازه را می‌توان 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 می‌شود تا حداکثر تغییرشکل سازه با آنچه که در زلزله پیش بینی می‌شود مطابقت داشته باشد. به همین علت نیروهای داخلی در سازه‌های شکل‌پذیر که در هنگام زلزله رفتار غیرخطی خواهند داشت بزرگ‌تر از نیروهای قابل تحمل در سازه برآورد می‌شوند. 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. 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 ز لزله 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 دقیق‌تر که اندرکنش بین مودها را دقیق‌تر درنظر می‌گیرد، انجام شود. ترکیب اثر حداکثر مودها در ساختمان‌های نامنظم در پلان و یا در مواردی که زمان‌های تناوب دو یا چند مود سازه به یکدیگر نزدیک باشد باید صرفاً با روش 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 می‌آید.

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 دیافراگم‌ها در مدل سازه وارد شده باشند نیروهای ناشی از تغییر موقعیت یا سختی سیستم باربر جانبی مستقیما از تحلیل دینامیکی برآورد می‌شوند، 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 می‌شود 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 می‌تواند 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 می‌شود .همچنین اثرات کاهندگی به نحوی وارد محاسبات می‌شود.

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

۴-۳-۴-۱-۲- نقطه‌ی 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 نمی‌شود).

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 ی کنترل را مطابق شکل (۴-۱) مشخص می‌نماید به منظور محاسبه سختی جانبی مو ثر (K_e) و برش تسلیم موثر (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 نشان‌دهنده 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_d,Δ_d) ، به نقطه‌ای بر روی خط اول به گونه‌ای تعیین می‌شود که مساحت زیر منحنی ایده‌آل شده با مساحت زیر منحنی ظرفیت سازه برابر گردد. قسمت سوم منحنی ایده‌آل شده که دارای شیب منفی $(\alpha_2 K_e)$ می‌باشد از اتصال نقطه متناظر با تغییر مکان هدف یا تغییر مکان متناظر با حداکثر برش پایه (V_d,Δ_d)، به نقطه‌ای متناظر با برش پایه برابر با ۶۰ درصد برش پایه تسلیم سازه ترسیم می‌گردد.

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

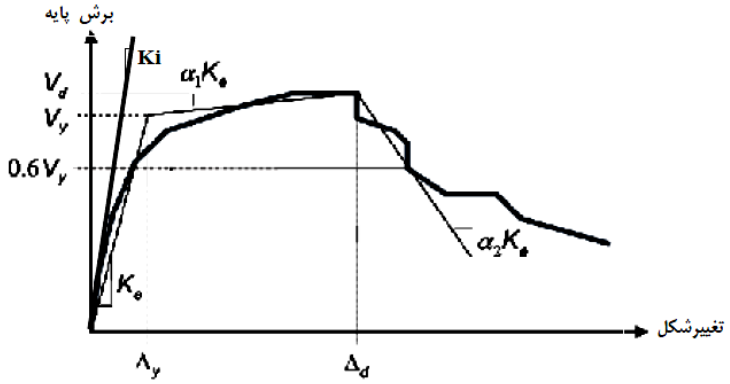
زمان تناوب اصلی موثر T_e در امتداد مورد بررسی براساس مدل رفتار دو خطی برابر است با :

$$T_e = T_i\sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \qquad (۱۵-۴)$$

که در آن T_iزمان 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 در صورت نیاز 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 مورد نظر 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

تغییر مکان هدف برای سازه با دیافراگم‌های صلب باید با درنظرگرفتن رفتار غیرخطی سازه برآورد شود. به عنوان یک روش تقریبی می‌توان مقدار تغییرمکان هدف را از رابطه (۴-۱۶) محاسبه نمود.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_\alpha \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \qquad (۱۶-۴)$$

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 تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزادی است که برابر یکی از مقادیر زیر انتخاب می‌شود:

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

جدول ۴-۲- مقدار ضریب C_0[1]

تعداد طبقات ساختمان	ساختمآن‌های 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 (۴-۱۷) محاسبه می‌شود.

$$\begin{cases} T \le 0.2 \rightarrow C_1 = 1 + \dfrac{R-1}{0.04\alpha} \\ 0.2 \le T \le 1 \rightarrow C_1 = 1 + \dfrac{R-1}{\alpha T_e^2} \\ 1 \le T \rightarrow C_1 = 1 \end{cases} \qquad (۴-۱۷)$$

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 (۴-۱۵) تعیین می‌گردد.

R : نسبت مقاومت مطابق رابطه (۴-۱۸) می‌باشد. در صورتی که R بزرگتر از R_{max} مطابق رابطه (۴-۲۰) باشد، استفاده از روش آنالیز استاتیکی غیرخطی مجاز نمی‌باشد.

$$R = \frac{S_a}{Vy/W} C_m \qquad (۴-۱۸)$$

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 لرزه‌ای 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 سازه‌ای را بر تغییرمکان‌ها به دلیل رفتار چرخشی آن‌ها وارد می‌کند و مقدار آن برابر است با:

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{R-1}{T_e}\right)^2 \qquad (۱۹-۴)$$

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

برای ساختمان‌هایی با رفتار نرم شدگی (سختی پس جاری شدن منفی) بیشینه ضریب مقاومت،R_{max}، می‌بایست با استفاده از رابطه (۴-۲۰) محاسبه گردد.

$$R_{max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4} \qquad (۲۰-۴)$$

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)،

$$h = 1 + 0.15 \ln T_e \qquad (۲۱-۴)$$

α_e: شیب منفی پس جاری شدگی موثر مطابق رابطه (۴-۲۲):

$$\alpha_e = \alpha_{p-\Delta} + \lambda(\alpha_2 - \alpha_{p-\Delta}) \qquad (۲۲-۴)$$

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 لرزه‌خیزی بسیار زیاد و زیاد برابر ۰/۸ و برای مناطق با لرزه‌خیزی متوسط و کم برابر ۰/۲ می‌باشد.

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

برای سازه‌ایی که دارای دیافراگم نیمه صلب هستند، تغییرمکان هدف باید با درنظرگرفتن سختی دیافراگم محاسبه شود. برای این منظور باید تغییر مکان 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 از بام به تغییرمکان مرکز جرم بام ضرب شود . تغییرمکان هدف که به این ترتیب محاسبه می‌شود باید برای تمام قاب های 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 شالوده ها 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:

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \qquad (۲۳-۴)$$

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 می‌شوند 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 مورد انتظار آن‌ها می‌تواند در یک تحلیل حدی به عضو وارد شود.
۲- حداکثر تلاشی که با درنظرگرفتن رفتار غیرخطی سازه می‌تواند در عضو ایجاد شود.
۳- تلاش‌های حاصل از ترکیب تلاش های Q_E و Q_G مطابق رابطه (۴-۲۴):

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 J} \qquad (۲۴-۴)$$

در رابطه(۴-۲۴) J ضریب کاهش بار است و برابر کوچک ترین مقدار DCR اعضایی که بار را به عضو مورد نظر منتقل می‌کنند اختیار می‌شود . به عنوان یک روش دیگر می‌توان 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 صورتی که اعضایی که بار را به عضو موردنظر منتقل می‌کنند ار تجاعی خطی باقی بمانند J برابر ۱/۰ می‌باشد.

۴-۴-۱-۴-۲- معیارهای پذیرش برای روش های خطی

۴-۴-۱-۴-۲-۱- کنترل شونده توسط تغییرشکل

تلاش‌ها در اعضای اصلی و غیراصلی که کنترل شونده توسط تغییرشکل هستند باید رابطه (۴-۲۵) را ارضا نمایند:

$$mkQ_{CE} \geq Q_{UD} \qquad (۲۵-۴)$$

در این رابطه m ، ضریب اصلاح برمبنای رفتار غیرخطی عضو می‌باشد که به تفصیل در فصل های ۵ و ۶ تشریح شده است و k 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.

۴-۴-۱-۴-۲-۲- کنترل شونده توسط نیرو

تلاش‌ها در اعضای اصلی و غیراصلی که کنترل شونده توسط نیرو هستند باید رابطه (۴-۲۶) را ارضا نمایند:

$$kQ_{CL} \geq Q_{UF} \qquad (۲۶-۴)$$

که در آن Q_{CL} کرانه پایین مقاومت عضو با درنظرگرفتن کلیه تلاش‌هایی که همزمان به هر عضو وارد می‌شوند. .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 می‌باشد. مراحل این روش به شرح ذیل است:

گام اول: تعیین مکانیزم 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 لرزه‌ای آن،W_1.

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

$$R_\mu = \frac{A \cdot B(T_1) \cdot I \cdot W_1}{V_{Pro}} \qquad (۴-۲۷)$$

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

(گروه خاک‌های I,II,II)

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

(گروه خاک IV)

$$\mu_d = \begin{cases} R_\mu & T_1 \geq 1\ s \text{ or } R_\mu \leq 1.5 \\ \dfrac{(R_\mu - 1.5)}{T_1} + 1.5 & T_1 < 1\ s \text{ or } R_\mu > 1.5 \end{cases} \qquad (۴-۲۸)$$

گام پنجم: مقایسه ضریب شکل‌پذیری تقاضای سازه با ظرفیت شکل‌پذیری بدست آمده از گام اول: در صورتی‌که ظرفیت شکل پذیری سازه ،μ_{sc} از مقدار تقاضای شکل‌پذیری مطابق رابطه (۴-۲۸) بیشتر باشد سازه نیاز به بهسازی ندارد. در غیر این صورت بهسازی سازه 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 تغییر مکان‌های حداکثر در هر عضو با درنظرگرفتن رفتار غیرخطی سازه و با توجه به بند (۴-۳-۴) محاسبه می‌شوند.

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

۴-۴-۳-۲-۱- کنترل‌شونده 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 می‌شود، براساس فصل ۶ برآورد شود. در این حالت برش پایه نظیر تغییرمکان هدف(δt) نباید کم تر از ۸۰٪ برش تسلیم موثر سازه(Vy) مطابق تعریف بند (۴-۳-۴-۱-۴) باشد. تلاش‌های اعضای اصلی و غیراصلی برحسب سطح عملکرد مورد نظر 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 می‌باشد 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 شکل های حاصل اعمال شوند.

۴-۴-۳-۲-۲- تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو

در اعضای اصلی و غیراصلی کنترل شونده توسط نیرو باید نیروهای طراحی کوچک‌تر از کرانه پایین مقاومت اعضا با درنظرگرفتن کلیه تلاش‌هایی که هم زمان بر عضو وارد می‌شوند 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- محدوده کاربرد

در این بخش، مسایل مرتبط با رفتار خاک و سازه 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، نحوه محاسبه منحنی نیرو – تغییر شکل پی و همچنین پارامترهای مورد نیاز برای تحلیل اندرکنش خاک و سازه 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، نحوه قرارگیری سازه پی و نیز هندسه 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 سازه پی (سطحی و عمیق) و نوع مصالح، جزییات طراحی و مشخصات اجرایی سازه 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 تغییر شکل الاستیک و نیز تغییر شکل‌های 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 برنامه 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 احتمال گسلش در ساختگاه مورد مطالعه، اطلاعات لازم باید جهت تصمیم‌گیری در مورد امکان یا عدم امکان بهسازی جمع‌آوری گردد:

۵-۲-۲-۲- روانگرایی

در هنگام وقوع زمین‌لرزه 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 می‌باشد.
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 ماسه و لای) با تعداد ضربات نفوذ استاندارد اصلاح شده $(N_1)_{60}$ مساوی یا بیش‌تر 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 روباره ۱۰۰KPa است. نتایج آزمایش S.P.T در هر پروژه می‌بایست با توجه به نحوه انجام آزمایش و استفاده از مراجع معتبر ژئوتکنیک در این زمینه نظیر آیین‌نامه ASTM با اعمال ضریبی مناسب به $(N_1)_{60}$ تبدیل شود.

اگر معیارهای فوق، منتفی بودن احتمال وقوع پدیده 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 محدوده 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 قایم به ۴ افقی (مگر آن که زمین مستعد روانگرایی باشد و یا 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 نتیجه 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 مطالعه 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 بر اساس 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 مورد انتظار باربری خاک پی

ظرفیت مورد انتظار باربری خاک پی را می‌توان توسط یکی از دو روش تجویزی یا ساختگاهی آن‌گونه 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 مورد انتظار باربری 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، محاسبه ظرفیت باربری مورد انتظار تجویزی توسط روابط زیر مجاز است.

۱- پی سطحی: ظرفیت باربری تجویزی پی سطحی، q_c، می‌تواند از رابطه (۵-۱) محاسبه شود:

$$q_c = 3q_a \qquad (۵-۱)$$

که در آن:

q_a: ظرفیت باربری مجاز ذکر شده در مدارک فنی موجود برای پی های 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:

$$Q_c = 3Q_{allow} \qquad (۵-۲)$$

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 تجویزی مورد انتظار پی سطحی ساختمان مورد نظر را از رابطه (۵-۳) محاسبه نمود.

$$q_c = 1.5Q_D / A \qquad (۵-۳)$$

که در آن:

Q_D: بارمرده ساختمان،

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

همچنین در صورتی که مدارک فنی ساختمان با گزارش مطالعات ژئوتکنیک انجام شده برای محل مورد نظر در دسترس نباشد و تعداد طبقات ساختمان کمتر یا مساوی ۵ طبقه باشد می‌توان از مقادیر ارائه شده در جدول (۵-۲) استفاده نمود.

جدول ۵-۲- پارامترهای محاسبه ظرفیت‌های فرضی مورد انتظار شالوده های سطحی و گسترده

رده مصالح[۲]	ظرفیت باربری قائم شالوده[۳] q_c kg/cm²	ظرفیت باربری جانبی در واحد عمق زیر تراز طبیعی[۴] Kg/cm²/m	لغزش جانبی[۱]	
			ضریب[۵]	مقاومت[۶] kg/cm²
سنگ بستر بلورین فشرده	۴	۳/۹۰	۰/۸	_
سنگ رسوبی ورقه‌ای	۲	۱/۳۰	۰/۷	_
شن ماسه‌ای و یا شن	۲	۰/۶۵	۰/۷	_
ماسه، ماسه لای‌دار، ماسه رسی و شن رسی (SW,SP,SM,SC,GM,GC)	۱/۵	۰/۵	۰/۵	_
رس، رس ماسه‌ای، رس لای‌دار و لای رسی	۱[۷]	۰/۳۰	_	۰/۱۵

۱- ظرفیت باربری جانبی و مقاومت لغزشی جانبی را می توان با هم ترکیب کرد.

۲- برای طبقه بندی خاک OL,OH,PT (خاک مردابی و آلی) نیاز به بررسی ساختگاهی شالوده است.

۳- تمام مقادیر ظرفیت‌های باربری مورد انتظار برای شالوده‌هایی است که دارای حداقل عرض ۳۰ سانتیمتر و حداقل عمق ۳۰ سانتیمتر نسبت به تراز طبیعی زمین باشند. بجز در مواردی که تبصره ۷ کاربرد دارد، برای هر ۳۰ سانتی‌متر افزایش عرض یا عمق شالوده، افزایش ظرفیت به میزان ۲۰٪ تا حداکثر میزان ۳ برابر مقدار مشخص شده مجاز است.

۴- افزایش ظرفیت به میزان ظرفیت تا حداکثر میزان ۱۰ برابر مقدار مشخص شده، به ازای هر ۳۰ سانتی متر افزایش عمق شالوده، مجاز است.

۵- ضرایب اعمال شده به بار مرده.

۶- مقدار مقاومت لغزشی جانبی باید در سطح تماس ضرب شود. در هیچ شرایطی مقاومت لغزشی جانبی نباید بیش از نصف بار مرده باشد.

۷- هیچ گونه افزایش ظرفیت به دلیل افزایش عرض مجاز نیست.

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- مدل‌سازی رفتار

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

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 سازه 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

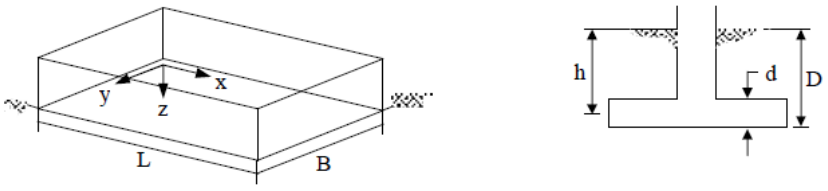
ظرفیت باربری کلی سطح قائم پی، Q_c (از بعد نیرو)، از رابطه (۵-۴) به دست می‌آید:

$$Q_c = q_c BL \qquad (۴-۵)$$

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 پی های 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 در نظر 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 شده‌اند.

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 می‌کند، 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 مولفه های مختلف عکس العمل‌های تکیه گاهی ارزیابی می‌شود، در این حالت خاک پی کنترل شونده توسط تغییرشکل محسوب می‌شود. 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.

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

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 عکس‌العملی 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 پی های ساختمان تحت لنگر ناشی از بارهای جانبی (لنگر واژگونی) (مطابق با رابطه ۴-۴) مورد کنترل قرار می‌گیرد.

$$M_{ST} > \frac{M_{OT}}{C_1 C_2 R_{OT} 0.9}$$ (۴-۴- 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 می‌کند، 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 عکس‌العمل‌های تکیه گاهی ارزیابی می‌شود، در این حالت خاک پی کنترل شونده توسط نیرو محسوب می‌شود .تمام عکس العمل‌های تکیه‌گاهی برمبنای رابطه (۴-۲۲) و معیار پذیرش بر مبنای رابطه (۴-۲۴) کنترل می‌شود و استفاده از کران بالای ظرفیت پی مجاز نمی‌باشد. در تعیین عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی(شامل لنگر واژگونی) برمبنای رابطه (۴-۲۲) لازم نیست این مقادیر از حداکثر نیروهایی که سازه با در نظر گرفتن رفتار واقعی غیرخطی می‌تواند 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 رابطه 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 رابطه 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 رابطه 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 نگهدارنده خاک باید در مقابل اثرات فشارهای لرزه‌ای زمین ارزیابی شوند. در غیاب مطالعات ژئوتکنیکی خاص پروژه، اضافه فشار خاک در حین زلزله وارد بر یک دیوار ساختمانی که یک توده خاک غیر اشباع با سطح افقی (تراز) در بالای سطح آب زیرزمینی را نگه می‌دارد می‌تواند از رابطه (۵-۸) محاسبه شود:

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

در رابطه فوق، ΔP اضافه فشار جانبی خاک در حین زلزله 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 محاسبه 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 مجموعه سازه و پی منجر به تأمین سطح عملکرد ایمنی جانی تحت سطح خطر I 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 سازه بهسازی شده در نظر گرفته شوند. سازگاری اجزای جدید و موجود باید تحت تغییر شکل های متناسب با سطح عملکرد ایمنی جانی کنترل شود.

فصل ششم

مدل‌سازی و معیارهای پذیرش

۶-۱- محدوده کاربرد

در این فصل ضوابط ارزیابی و بهسازی اعضا و اتصالات بتنی مقاوم در برابر زلزله ارایه می‌شود. ضوابط این فصل هم برای اعضای بتنی ساختمان موجود و هم برای اعضای بتنی تقویت شده یا اضافه شده به سیستم ساختمانی موجود قابل کاربرد می‌باشد.

مطالب ارایه شده در این فصل با مباحثی که برای همه ساختمان‌های بتنی با هر سیستم سازه‌ای در مدل‌سازی، تحلیل و تهیه مشخصات اعضای این مدل ها باید مورد توجه قرار بگیرند شروع می‌شود. این مباحث شامل نحوه جمع‌آوری اطلاعات لازم در مورد خواص مواد واجزا در بخش (۶-۲) و یک سری دستورالعمل‌های مدل سازی از جمله کلیاتی در مورد نحوه تعیین سختی و مقاومت در بخش (۶-۳) می‌باشد. سپس دستورالعمل‌های ویژه قاب‌های خمشی، قاب‌های با میان‌قاب، دیوارهای برشی، دیافراگم‌ها، پی‌ها در بخش‌های (۶-۴) و (۶-۵) ارایه شده‌اند. درهر بخش انواع مختلف سیستم مورد بحث دسته بندی شده‌اند و برای هر نوع، ضوابطی کلی جهت نحوه مدل سازی ارایه شده است و چگونگی تعیین دو پارامتر اصلی در مدل‌سازی یعنی سختی و مقاومت در هر روش تحلیل مشخص شده‌اند. معیارهای پذیرش و قابل قبول بودن عملکرد اعضا نیز برای هر روش تحلیل داده شده‌اند و کلیاتی در مورد معیارهای بهسازی اعضایی که واجد عملکرد قابل قبول نباشند مطرح شده‌اند.

۶-۲- مشخصات مصالح و بازرسی وضعیت موجود ساختمان

۶-۲-۱- کلیات

جهت ساختن یک مدل تحلیلی که بتواند برآورد مناسبی از رفتار ساختمان را بدست دهد، علاوه بر وضعیت اعضا و هندسه و پیکربندی آن، باید مشخصات مصالح به کار گرفته شده، در آن نیز مشخص شود. این بخش به ضوابط تعیین مشخصات مصالح و نحوه بررسی وضعیت موجود ساختمان اختصاص دارد. مطمئن‌ترین راه برای اطلاع از مشخصات مصالح، انجام آزمایش می‌باشد. نوع و تعداد آزمایش‌های لازم به دقت اطلاعات موجود سازه‌ای، کیفیت و شرایط فیزیکی مصالح و اجزای ساختمان بستگی دارد. وجود هر گونه اطلاعات مستند و قابل اطمینان از نوع و مشخصات مصالح استفاده شده در اجزاء و اتصالات ساختمان حائز اهمیت بوده و می‌تواند از تعداد آزمایش های لازم بکاهد.

کلیات تعیین مشخصات مصالح و اجزای بتنی موجود ساختمان طبق بخش (۳-۴-۱) صورت می‌پذیرد. ضوابط ویژه ساختمان‌های بتنی در بندهای مختلف این بخش ذکر شده است.

مشخصات مصالح بر اساس ضوابط بند (۶-۲-۲) تعیین می‌شوند. بازرسی وضعیت موجود نیز بر اساس ضوابط بند (۶-۲-۳) می‌باشد. وسعت آزمایش‌های انجام شده و نحوه بازرسی وضعیت موجود ساختمان، ملاک تعیین ضریب آگاهی بر اساس ضوابط بند (۶-۲-۴) می‌باشد.

۶-۲-۲- مشخصات مصالح

۶-۲-۲-۱- کلیات

برای تعیین مشخصات مکانیکی مصالح اعضا و اتصالات بتنی موجود، لازم است مقاومت فشاری مشخصه بتن و تنش تسلیم و مقاومت نهایی آرماتورهای معمولی و قطعات فلزی به کار رفته در اتصالات تعیین شود.

در صورتی که انجام آزمایش برای یافتن این کمیت‌ها ضروری شود می‌توان اطلاعات مفید دیگری نظیر ضریب ارتجاعی و شکل پذیری بتن و یا فولاد مصرفی را از روی منحنی‌های تنش – کرنش مصالح به دست آورد.

اگر برای ارضای ضوابط مربوط به سطوح اطلاعات در بند (۳-۲-۸) نیاز به انجام آزمایش باشد باید شرایط بند (۶-۲-۲-۳-۱) در مورد نحوه محاسبه مشخصات مصالح در نظر گرفته شود. ضوابط تکمیلی دیگری در این رابطه، از جمله تعداد حداقل نمونه ها در بند (۶-۲-۲-۳-۲) مشخص شده‌اند.

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

در صورتی که مشخصات مصالح در دفترچه محاسبات یا نقشه‌های اجرایی موجود باشند، برای آرماتور این مقادیر را می‌توان به عنوان مشخصات کرانه پایین مصالح در سطح اطلاعات حداقل در نظر گرفت. در غیر این صورت می‌توان از مقادیر پیش فرض به شرح زیر استفاده نمود:

f_y=230 MPa برای میلگرد ساده

f_y=300 MPa برای میلگرد آجدار

در مورد بتن در صورتی می‌توان از مقادیر دفترچه محاسبات یا نقشه‌های اجرایی برای سطح اطلاعات حداقل استفاده نمود که با استفاده از آزمایش‌های غیر مخرب نظیر چکش اشمیت نسبت به یکنواختی مصالح اطمینان حاصل شود و یا مدارک فنی معتبر دال بر انجام آزمایش در زمان ساخت موجود باشد. 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 مشخصات مقادیر کرانه پایین مصالح را با ضرایبی به مشخصات مورد انتظار مصالح تبدیل نمود. این ضرایب را می‌توان با آزمایش به دست آورد. به عنوان یک راهنما مقادیر جدول (۶-۱) قابل استفاده‌اند.

جدول ۶-۱- ضرایب برای تبدیل مشخصات کرانه پایین به مشخصات مورد انتظار مصالح

مشخصات مصالح	ضریب
مقاومت فشاری مشخصه ی بتن	۱/۲۵
تنش کششی و تسلیم میلگرد	۱/۱۵

۶-۲-۲-۳- جمع آوری مشخصات مصالح در سطح اطلاعات متعارف

۶-۲-۲-۳-۱- کلیات

به منظور یافتن خصوصیات مکانیکی مصالح موجود در قطعات ساختمان لازم است تا از آزمایش‌های مخرب و غیر مخرب معمول استفاده شود. اندازه‌گیری دقیق خصوصیات بتن موجود معمولاً با برداشت نمونه از بتن و انجام آزمایش‌های مخرب در محیط آزمایشگاهی همراه است. در این صورت نمونه برداری بایداز محل‌های دارای کم‌ترین تنش در اعضای سیستم‌های باربر ثقلی و جانبی انجام شود. مشخصات مورد انتظار مصالح بر اساس متوسط گیری از نتایج آزمایش‌ها به دست می‌آیند. کرانه پایین مشخصات بر مبنای مقدار «متوسط منهای یک انحراف معیار» بدست می‌آیند.

در مورد بتن آزمایش‌های لازم می‌تواند شامل مجموعه‌ای از آزمایش‌های مخرب و آزمایش‌های غیر مخرب باشد. آزمایش مخرب متداول شامل نمونه‌گیری از طریق مغزه گیری از بتن موجود می‌باشد که تعداد حداقل لازم آن در بند (۶-۲-۲-۳-۲) آمده است. تعداد حداقل آزمایش‌های غیر مخرب از قبیل آزمایش‌های اولتراسونیک نیز در بند (۶-۲-۲-۳-۲) آمده است. آزمایش‌های غیر مخرب نباید به طور کامل جایگزین آزمایش‌های مخرب شوند ولی می‌تواند از تعداد آزمایش‌های مخرب لازم بکاهند. مغزه‌گیری نباید تا حدامکان به آرماتورهای موجود صدمه بزند. استفاده از ردیاب آرماتور در این رابطه توصیه می‌شود. بعد از مغزه‌گیری حفره ایجاد شده باید توسط بتن یا ملاتی با مشخصات مشابه بتن موجود ترمیم شود. مقاومت‌های حاصل از مغزه‌ها باید توسط روش‌های قابل قبول به مقاومت فشاری بتن در محل تبدیل شود. مغزه‌گیری، نمونه‌گیری، نمونه‌برداری و سایر آزمایش‌ها باید طبق روش‌های استاندارد قابل قبول انجام گیرد.

در صورتی که مشخصات آرماتور معمولی مورد نیاز باشد، بعد از اخذ نمونه از آرماتورها باید وصله‌هایی جهت اطمینان از پیوستگی آرماتورها تعبیه شود تا تداوم انتقال نیرو توسط آرماتورها مختل نشود.

۶-۲-۲-۳-۲- آزمایش‌های متعارف

حداقل تعداد آزمایش‌های لازم برای تعیین مشخصات بتن و میلگرد در یک برنامه جمع‌آوری اطلاعات درسطح متعارف باید بر اساس ضوابط زیر باشد.

۱- برای تعیین مقاومت طراحی بتن، حداقل دو مغزه باید از هر نوع عضو (تیر، ستون یا دیوار، شالوده) گرفته شود. حداقل تعداد مغزه در کل ساختمان در این حالت ۶ نمونه می‌باشد.

۲- در صورتی که مقاومت مشخصه میلگردهای فولادی طبق مدارک معتبر حاوی گزارش مصالح معلوم باشد می‌توان از مشخصات اسمی یا طراحی مصالح بدون نیاز به انجام آزمایش به عنوان مشخصات کرانه پایین استفاده کرد. اما در صورتی که مقاومت مشخصه میلگردهای فولادی معلوم نباشد حداقل دو نمونه‌گیری باید از آرماتورهای به کار رفته در ساختمان جهت آزمایش انجام شوند و یا از مقادیر پیش فرض مطابق بند ۶-۲-۲-۲ استفاده شود.

در صورت صلاح دید مهندس بهساز، تعداد آزمایش های مخرب می‌تواند با جایگزینی آن‌ها با آزمایش‌های غیرمخرب مناسب بر اساس ضوابط پیوست ۲ نشریه ۳۶۰ کاهش داده شود.

۶-۲-۳- بازرسی وضعیت موجود

۶-۲-۳-۱- کلیات

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

۱- وضعیت قطعات و اتصالات آن‌ها برای بازرسی ضعف‌هایی نظیر تغییر شکل‌های تابع زمان (وارفتگی و وادادگی)، ترک خوردگی، افتادگی‌ها، خوردگی‌ها و ضعف‌های اجرایی در قطعات اصلی و غیر اصلی ضرورت دارد؛

۲- وجود پیکربندی و شکل هندسی قطعات و اتصالات، همچنین وجود یا عدم وجود پیوستگی در مسیرهای انتقال بار میان قطعات، اعضا و سیستم باید کنترل شود.

۳- هرگونه شرایط دیگری که بر عملکرد ساختمان موجود تأثیر داشته باشد مانند وجود دیوارهای مشترک با ساختمان‌های همسایه، اجزای غیر سازه‌ای، تغییرات داده شده در ساختمان بعد از ساخت اولیه آن و نیز محدودیت هایی که در ساختمان برای انجام عملیات بهسازی وجود دارد باید بررسی و مستند سازی شوند.

۶-۲-۳-۲- مشخصات اجزا

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

۱ – ابعاد مقطع اعضا و پیکربندی کلی ساختمان،

۲- مشخصات اتصالات اعضا، میل مهارها، مهاربندها و سخت کننده‌ها؛

۳- هرگونه تغییر داده شده در اعضا یا پیکربندی کلی ساختمان؛

۴- وضعیت فعلی اعضا و اتصالات و در صورت وجود خرابی و آسیب، برآورد شدت و گستره آسیب موجود؛

۵- وجود هرگونه شرایطی، مانند شرایط محیطی گزندآور، که بتواند بر عملکرد ساختمان تأثیر گذارد.

۶-۲-۳-۳- روش‌ها و محدوده کاربرد

بازرسی وضعیت موجود ساختمان باید حداقل شامل بازرسی چشمی از کلیه اعضا و قطعاتی که در مقاومت در برابر بار جانبی شرکت دارند و جهت بررسی در دسترس می‌باشند، شود. در بازرسی وضعیت موجود ساختمان در مواردی ممکن است نیاز به انجام آزمایش‌های اضافی، بنا به تشخیص مهندس نیز باشد.

هدف از این بازرسی شناسایی و تعیین هرگونه مسائل در رابطه با هندسه و پیکربندی ساختمان، تعیین موارد کاهش سختی و مقاومت در اعضاء، کنترل پیوستگی مسیرهای انتقال بار، تشخیص نیاز و ضرورت انجام آزمایش‌های دیگری مطابق بند (۶-۲-۳-۴) جهت تشخیص و اندازه‌گیری میزان آسیب و ضعف، و نیز اندازه‌گیری ابعاد موجود ساختمان و مقایسه آن با اطلاعات موجود در مدارک فنی و تعیین وجود هرگونه تغییر شکل دائمی می‌باشد.

اگر وجود پوشش معماری و موانع دیگر امکان بازرسی چشمی را سلب کرده باشد، این بازرسی می‌تواند از طریق برداشت موضعی مصالح پوششی یا به طور غیر مستقیم مثلاً از طریق ایجاد حفره در مانع انجام شود.

بازرسی چشمی ساختمان شامل پی‌ها (قسمت های قابل دید)، اعضای سیستم های مقاوم در برابر بارهای جانبی، دیافراگم‌ها و اتصالات می‌باشد. در هر طبقه ۲۰٪ اعضاء اجزا باید بازرسی چشمی شوند. اگر آسیب و ضعف قابل ملاحظه‌ای در بعضی اعضا مشاهده شود، تعداد نمونه مورد بازرسی چشمی از آن اعضا به صورت مناسبی افزایش یابد. درصد فوق تعداد تقریبی را مشخص می‌کند و بنا به شرایط ساختمان، مهندس مسوؤل طرح بهسازی تعداد بازرسی‌های لازم را مشخص خواهد کرد . این بازرسی صرفاً به منظور مطالعه هندسی و آسیب و ضعف مشهود می‌باشد ووضعیت آرماتورها بررسی نمی‌شود.

در بازرسی وضعیت موجود علاوه بر جمع‌آوری اطلاعات ذکر شده، نحوه آرماتورگذاری اعضا نیز مطالعه می‌شوند. اطلاعات لازم تکمیلی را می‌توان با مطالعه اعضا از طریق روش‌های غیرمخرب (مثل استفاده از دستگاه ردیاب آرماتور) به دست آورد.

ضوابط زیر در بازرسی اتصالات اصلی ساختمان باید مورد توجه واقع شوند:

۱ – اگر بعضی نقشه‌های اجرایی با جزییات کافی موجود است، از هر نوع اتصال اصلی (اتصال تیر به ستون میانی، اتصال تیر به ستون کناری، اتصال ستون به پی، اتصال تیر به دیافراگم) یک نمونه با برداشتن بتن رویه بررسی شود. اگر تفاوتی با نقشه‌ها دیده نشود، می‌توان فرض کرد که وضعیت اجرا شده مطابق نقشه‌ها می‌باشد. اگر تفاوتی با نقشه‌ها دیده شود حداقل ۵٪ اتصالات موجود از آن نوع باید بررسی شوند تا میزان تفاوت کاملاً مشخص شود؛

۲- اگر نقشه‌های اجرایی موجود نباشد، از هر نوع اتصال اصلی حداقل سه عدد باید بررسی شوند، اگر آن‌ها به صورت یکسان اجرا شده بودند نیازی به بازرسی اضافی نیست. اگر جزییات اتصالات مختلف بودند، تعداد اتصال بیشتری باید بازرسی شوند تا زمانی که اطلاعات دقیقی از نحوه اجرای ساختمان حاصل شود.

۶-۲-۳-۴- آزمایش های اضافی

بنا به شرایط فیزیکی قطعات و اتصال دهنده‌ها ممکن است آزمایش های مخرب و غیر مخرب اضافی نیاز شود. این آزمایش‌ها ممکن است جهت تعیین درجه خسارت یا وجود زوال یافتگی یا درک بهتر وضعیت و کیفیت بتن باشد. دستورالعمل و نحوه کاربرد روش‌های مخرب و غیر مخربی که ممکن است در خلال بازرسی وضعیت موجود مورد نیاز باشند باید بر مبنای استانداردهای قابل قبول باشند.

۶-۲-۳-۵- مدل‌سازی تحلیلی ساختمان

اطلاعات جمع آوری شده از بررسی وضعیت موجود ساختمان باید در تهیه مدل تحلیلی ساختمان به کار گرفته شوند، عمده خصوصیاتی که در این را بطه مورد نیازند عبارتند از:

۱ – ابعاد مقاطع اعضا و مشخصات و خواص آن‌ها؛

۲ – هندسه، شکل و نحوه پیکربندی اعضا و نیز وجود هرگونه خروج از مرکزیت یا تغییر شکل دایمی در آن‌ها

۳- شکل اتصالات و وجود هرگونه خروج از مرکزیت در آن‌ها

۴- اطلاع از هر گونه تغییر در سیستم سازه‌ای و یا کاربردی ساختمان بعد از اجرای اولیه آن و در نظر گرفتن اثر آن بر عملکرد ساختمان

۵- آگاهی از نحوه اندرکنش احتمالی اجزای غیر سازه‌ای با اجزای سازه‌ای و دخالت و یا عدم دخالت آن‌ها در تحمل بار جانبی وارد به ساختمان

به تفاوت‌های میان اطلاعات مندرج در مدارک فنی موجود و اطلاعات حاصل از بازرسی چشمی ساختمان باید توجه نمود و این امر را در تحلیل سازه ملحوظ نمود.

۶-۲-۴- ضریب آگاهی k

در محاسبه ظرفیت و تغییر شکل‌های مجاز اعضای بتنی باید ضریب آگاهی مطابق ضوابط بند (۳-۲-۸-۱) و با در نظر گرفتن ضوابط اضافی زیر، در نظر گرفته شود.

در صورتی که یکی از شرایط زیر صادق باشد مقدار ضریب آگاهی k را باید برابر با ۰/۷۵ اختیار کرد؛

۱- مشخصات مصالح و بازرسی وضع موجود در سطح حداقل انجام شده باشد.

۲ – در خلال ارزیابی اعضاء خرابی و زوال یافتگی مشاهده شود به نحوی که برای اطلاع از چگونگی رفتار اعضا نیاز به انجام آزمایش‌های اضافی باشد اما این آزمایش‌ها انجام نگیرد و لذا استفاده از ضریب $k=1$ قابل توجیه نباشد.

۳- در صورتی که مشخصات مکانیکی اعضا دارای ضریب تغییرات C.O.V بزرگتر از ۲۵٪ باشند.

۶-۳- ملزومات و فرضیات طراحی

۶-۳-۱- مدل سازی

۶-۳-۱-۱- کلیات

در مراحل بهسازی اعضای بتنی سازه‌های موجود باید ضوابط آیین نامه بتن ایران به جز مواردی که دراین دستورالعمل مشخص شده اند، رعایت شوند.

در بررسی آسیب‌پذیری ساختمان، ارزیابی نیاز و ظرفیت لرزه‌ای اعضای بتن مسلح باید حداقل برای مقاطعی در طول عضو انجام شود که پاسخ‌های ناشی از بارهای جانبی و ثقلی در آن مقاطع بیشترین تأثیر را دارند و نیز در مقاطعی که شکل مقطع یا تعداد آرماتور تغییر می‌کند و منتج به کاهش مقاومت می‌شود یا تغییرات ناگهانی در قطع آرماتورها (مثل محل وصله‌ها) ممکن است منجر به تمرکز تنش و گسیختگی زودرس شوند.

۶-۳-۱-۲- سختی

سختی قطعات باید به کمک روش‌های متداول معتبر، با در نظر گرفتن تغییرشکل‌های ناشی از رفتار محوری، برشی و خمشی و لغزش آرماتور محاسبه شود. تراز تغییر شکلی که در اعضا به خاطر بار ثقلی، جانبی و حرارت و وارفتگی ایجاد می‌شود نیز باید در محاسبه سختی ملحوظ شود. در بندهای زیر نکاتی در مورد نحوه در نظرگیری سختی اعضا در مدل‌سازی ارایه شده‌اند، بند (۶-۳-۱-۲-۱) ضوابطی برای تعیین سختی اعضا برای مدل سازی جهت تحلیل خطی و بند (۶-۳-۱-۲-۲) ضوابطی برای نحوه مدل‌سازی سختی اعضا جهت تحلیل غیر خطی ارایه می‌نماید.

۶-۳-۱-۲-۱- روش های خطی

اگر تلاش‌های طراحی، به کمک روش های خطی فصل ۴ تعیین شوند برای محاسبه سختی‌های موثر اعضا می‌توان از جدول (۶-۲) استفاده نمود.

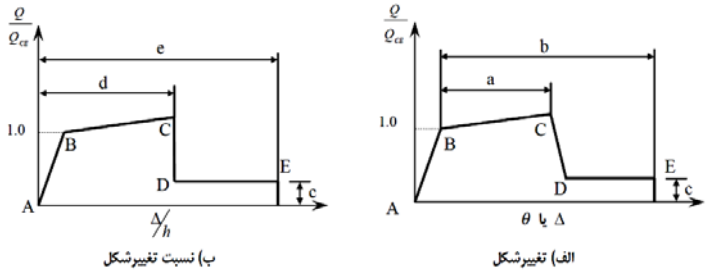
۶-۳-۱-۲-۲- روش‌های غیرخطی

اگر پاسخ‌های سازه برای طراحی، به کمک روش های غیر خطی فصل۴ تعیین شوند، رابطه بار – تغییر شکل قطعات باید به صورت روابطی غیر خطی بیان می‌شوند، در صورتی که تحت بارهای وارد شده پاسخ غیر خطی در قطعه اتفاق نیفتد می‌توان از روابط خطی استفاده نمود. روابط نیرو – تغییر مکان غیر خطی باید مطابق مقادیر ارایه شده در بخش های (۶-۵) و (۶-۶) تعیین شوند.

در شکل (۶-۱) رابطه کلی بار- تغییر شکل رسم شده است. این رابطه از نقطه A (عضو فاقد بارگذاری) تا یک نقطه تسیلم موثر در B، خطی است و بین نقاط B و C سختی کاهش یافته‌ای به صورت خطی وجود دارد که با یک کاهش ناگهانی در مقاومت در برابر بار جانبی از نقطه C به نقطه D می‌رسد و تا نقطه E ثابت می‌ماند. سرانجام در این نقطه مقاومت به صفر کاهش می‌یابد. شیب از A تا B را می‌توان مطابق ضوابط بند(۶-۳-۱-۲-۱) محاسبه کرد. شیب از نقطه B تا نقطه C، با نادیده گرفتن اثرات بارهای ثقلی برای تغییر شکل جانبی، بین صفر تا ۱۰٪ شیب اولیه منظور می‌شود. نقطه C دارای عرضی برابر با مقاومت عضو و طولی برابر با مقدار تغییر مکانی که در آن کاهش شدید مقاومت آغاز می‌شود، می‌باشد. مقادیر عددی برای نقاط نشان داده شده در شکل (۶-۱) در بخش(۶-۵) داده شده‌اند.

جدول ۶-۲- مقادیر سختی های موثر

عضو	سختی محوری	سختی برشی	سختی خمشی
تیر غیر پیش تنیده	-	۰/۴ E_cA_w	۰/۳ E_cI_g
ستون با بار محوری فشاری ناشی از بار ثقلی طراحی بزرگتر از ۰/۵ $A_g f_c$	E_cA_g	۰/۴ E_cA_w	۰/۷ E_cI_g
ستون با بار محوری فشاری ناشی از بار ثقلی طراحی کمتر از ۰/۱ $A_g f_c$ یا بار کششی	E_cA_g فشار E_sA_s کشش	۰/۴ E_cA_w	۰/۳ E_cI_g
دیوار بدون ترک	E_cA_g	۰/۴ E_cA_w	۰/۸ E_cI_g
دیوار دارای ترک بر اساس بازرسی‌ها	E_cA_g	۰/۴ E_cA_w	۰/۵ E_cI_g
دال تخت غیر پیش تنیده	-	۰/۴ E_cA_g	۰/۳۳ E_cI_g
توضیح: می‌توان مقدار I_g برای تیرهای T شکل را دو برابر مقدار I_g برای جان آن‌ها در نظر گرفت. در سختی برشی مقدار E_c ۰/۴ بیانگر مدول برشی بتن می‌باشد. برای ستون‌ها با بار محوری مابین حدود داده شده در جدول می‌توان از دورن یابی خطی استفاده کرد یا مقدار بحرانی تر را اختیار کرد			



شکل ۶-۱- رابطه بار-تغییر شکل کلی(تعمیم یافته) برای اعضا و اجزای بتنی

۶-۳-۱-۳- اعضای متشکل از بال و جان

در تیرهایی که شامل بال و جان بوده و به صورت یکپارچه عمل می‌نمایند، مقاومت و سختی مرکب بال و جان برای خمش و نیروهای محوری باید محاسبه شود که به این منظور باید پهنایی از بال موثر در هر طرف از جان به همراه آن در نظر گرفته شود. محاسبه عرض موثر باید طبق ضوابط بند (۱۰-۷-۴) آیین نامه بتن ایران (آبا) صورت پذیرد.

زمانی که بال تحت فشار است، نیروهای محوری و خمشی توسط بتن و آرماتورهایی که داخل پهنای موثر قرار می‌گیرند تحمل می‌شوند. زمانی که بال تحت کشش است فقط آرماتورهای طولی که داخل پهنای موثر قرار می‌گیرد را در محاسبه مقاومت خمشی و محوری باید به کار برد به شرطی که طول مهاری آرماتورها بعد از مقطع بحرانی کافی باشد. فرض می‌شود آن قسمت از بال که بیرون از پهنای جان واقع است، در تحمل نیروی برشی موثر نمی‌باشد.

در دیوارهای شامل بال و جان، پهنای موثر باید طبق بند (۲۰-۵-۳-۱-۴) آیین‌نامه بتن ایران در نظر گرفته شود.

۶-۳-۲- مقاومت و تغییر شکل

پارامترهای رفتاری و تلاش‌های موجود در اعضای یک ساختمان را می‌توان به دو گروه «کنترل شونده توسط تغییر شکل» و «کنترل شونده توسط نیرو» مطابق تعاریف بخش (۳-۴) تقسیم کرد. با توجه به طبیعت شکل پذیر پارامترها و تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییر شکل و طبیعت رفتار ترد پارامترها و تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو، نحوه محاسبه مقاومت‌های طراحی آنها با هم متفاوت می‌باشد. مقاومت‌های طراحی برای پارامترهای کنترل شونده توسط تغییر شکل و کنترل شونده توسط نیرو را می‌توان به ترتیب مطابق ضوابط بندهای (۶-۳-۲-۱) و (۶-۳-۲-۲) محاسبه کرد.

اعضای ساختمان باید مطابق بند (۶-۳-۲-۳) به سه دسته دارای نیاز شکل‌پذیری کم، متوسط یا زیاد تقسیم شوند. نیاز شکل پذیری یک عضو، همان طوری که در بخش‌های بعد دیده می‌شود، در ضوابط پذیرش آن موثر می‌باشد.

زمانی که مقاومت و تغییر شکل اعضا از طریق آزمایش مشخص شوند، آزمایش باید معرف اندازه‌ها، جزییات و سطح تنشی در اعضا باشد که در بار طرح خواهند داشت. مقاومت و تغییر شکل اعضای بتنی باید بر مبنای مقادیر حاصل از بارگذاری زلزله شامل سه چرخه کامل رفت و برگشتی تا سطح تغییر مکان طراحی باشد، مگر این که با در نظر گرفتن مدت زلزله و خصوصیات دینامیکی ساختمان، تعداد چرخه بیشتر یا کم تری به دست آید.

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

مقاومت‌های متناظر با تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییر شکل همان «مقاومت‌های مورد انتظار» Q_{CE}، معرفی شده در بند (۳-۴-۲) بوده که برابر مقاومت‌های آزمایشگاهی یا مقاومت‌های بدست آمده از روش‌های محاسباتی بر اساس اصول متداول مقاومت مصالح می‌باشند.

چنانچه برای تعیین مقاومت مورد انتظار از محاسبه استفاده شود در محاسبات از خصوصیات مورد انتظار مصالح استفاده می‌شود. در محاسبه مقاومت‌های مورد انتظار، به جز در مواردی که در این دستورالعمل روش خاصی ارایه شده باشد، همان روش‌های ارایه شده در آیین نامه بتن ایران برای محاسبه مقاومت‌های نهایی طراحی دراین مورد هم به کار می‌روند. با این تفاوت که ضرایب ایمنی جزیی مقاومت بتن و فولاد برابر یک فرض می‌شود. علاوه بر این مقاومت مشخصه فولاد را در محاسبات می‌توان با در نظر گرفتن اثر اضافه مقاومت و سخت شدگی کرنش در نظر گرفت. برای این منظور معمولاً می‌توان مقاومت مشخصه فولاد را ۱/۱۵ برابر مقاومت اسمی تسلیم آن فرض نمود.

معیارهای پذیرش برای تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییر شکل در بخش های (۶-۴) و(۶-۵) آورده شده است.

۶-۳-۲-۲- تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو

مقاومت‌های متناظر با تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو باید برابر کرانه پایین مقاومت، Q_{CL} طبق بند (۳-۴) فرض شود. اگر از محاسبه برای تعیین کرانه پایین مقاومت استفاده می‌شود از کرانه پایین خصوصیات مصالح (مشخصات اسمی

آن‌ها) در این محاسبات باید استفاده کرد. به جز در مواردی که در این دستورالعمل روش خاصی ارایه شده باشد، روش‌های ارایه شده در آیین نامه بتن ایران برای محاسبه مقاومت‌های طراحی در این مورد هم به کار می‌روند با این تفاوت که ضرایب ایمنی جزیی مقاومت بتن و فولاد برابر یک فرض می‌شود.

۶-۳-۲-۳- طبقه‌بندی شکل پذیری عضو

در مواردی که ملاحظات این فصل طبقه‌بندی نیاز شکل‌پذیری را طلب می‌نماید اعضا به اعضای با نیاز شکل‌پذیری کم، متوسط و زیاد طبقه‌بندی می‌شوند. این طبقه بندی بر پایه بیشترین مقدار نسبت نیاز به ظرفیت (DCR) از روش‌های خطی مطابق بند (۳-۳-۱) یا نسبت شکل پذیری محاسبه شده از روش های غیر خطی قرار داشته و طبق جدول ۶-۳ می‌باشد.

جدول ۶-۳- طبقه‌بندی نیاز شکل‌پذیری اعضا

نیاز شکل‌پذیری	حداکثر مقدار DCR یا نسبت شکل پذیری
کم	کوچک‌تر از ۲
متوسط	بین ۲ تا ۴
زیاد	بزرگتر از ۴

۶-۳-۳- بارهای محوری و خمشی

مقاومت خمشی با یا بدون نیروی محوری باید مطابق با ضوابط آیین‌نامه بتن ایران یا روش‌های مورد قبول دیگر محاسبه شوند. ظرفیت‌های مقاومت و تغییر شکل اعضا باید با در نظر گرفتن طول گیرایی موجود برای میلگردهای طولی مطابق ضوابط بند (۶-۳-۵) محاسبه شوند.

برای ستون‌های بتنی که تحت اثر توام نیروی محوری و خمشی دو محوره قرار دارند، مقاومت باید با در نظر گرفتن اثر خمش دو محوره به دست آید. در صورتی که از روش‌های خطی استفاده شود، نیروی محوری طراحی، P_{UF}، باید بر اساس ترکیب بارهای کنترل شونده توسط نیرو مطابق فصل چهارم به دست آید. لنگرهای طراحی ، M_{UD} ، باید حول هر محور اصلی بر اساس ترکیب بارهای کنترل شونده توسط تغییر شکل مطابق فصل چهارم به دست آید. ملاک پذیرش بر اساس معادله زیر است.

$$\left[\frac{M_{UD_x}}{m_x k M_{CE_x}}\right]^2+\left[\frac{M_{UD_y}}{m_y k M_{CE_y}}\right]^2 \le 1 \qquad (۱-۶)$$

که در آن:

M_{UD_x}: لنگر خمشی طراحی حول محور x برای نیروی محوری P_{UF}

M_{UD_y} لنگر خمشی طراحی حول محور y برای نیروی محوری P_{UF}

M_{CE_x}: مقاومت خمشی مورد انتظار حول محور x با حضور نیروی محوری P_{UF}

M_{CE_y}: مقاومت خمشی مورد انتظار حول محور y با حضور نیروی محوری P_{UF}

k: ضریب آگاهی

m_x: ضریب m ستون برای خمش حول محور x

m_y: ضریب m ستون برای خمش حول محور y

استفاده از روش‌های دیگر که مبتنی بر اصول معتبر مقاومت مصالح و مکانیک باشند نیز مجاز می‌باشد.

۶-۳-۳-۱- حد کرنش قابل استفاده

در صورتی که اثر محصور شدگی بتن توسط آرماتورهای عرضی موجود نباشد، حداکثر کرنش قابل قبول در دورترین تار فشاری بتن نباید از ۰/۰۰۳ تجاوز نماید مگر این که بر پایه مستندات آزمایشگاهی امکان استفاده از کرنش‌های بزرگ‌تر موجود باشد. حداکثر کرنش فشاری قابل قبول در صورتی که بتن توسط آرماتور عرضی محصور شده باشد را می‌توان بر اساس داده‌های آزمایشگاهی یا روابط معتبر به نحوی تعیین نمود که مسایلی از قبیل گسیختگی آرماتورهای عرضی، کمانش آرماتورهای طولی و کاهشی مقاومت اجزا در سطوح تغییر شکل‌های بزرگ در نظر گرفته شود. حداکثر کرنش فشاری در آرماتور طولی نباید از ۰/۰۲ و حداکثر کرنش کششی در آرماتور طولی نباید از ۰/۰۵ تجاوز نماید.

۶-۳-۴- برش و پیچش

مقاومت‌های برشی و پیچشی باید مطابق ضوابط آیین‌نامه بتن ایران محاسبه شوند مگر در مواردی که در این دستورالعمل اشاره شود.

درون نواحی جاری شده اجزا با نیاز شکل پذیری متوسط یا زیاد، مقاومت برشی و پیچشی باید مطابق با روش‌های مربوط به اعضای شکل پذیر (مثلاً ضوابط فصل بیستم آیین‌نامه بتن ایران) محاسبه شود. داخل نواحی جاری شده اعضای دارای نیاز شکل‌پذیری کم و نواحی جاری شده برای اعضای با هر سطح از نیاز شکل پذیری، مقاومت برشی طراحی ممکن است با روش‌های معمول (مثلاً ضوابط فصل دوازدهم آیین‌نامه بتن ایران) برای پاسخ های ارتجاعی موثر محاسبه شوند.

مقاومت برشی کلیه مقاطع بتنی باید ۰/۸ برابر مقدار محاسبه شده از رابطه (۱۲-۴) آبا با فرض ضریب ایمنی جزیی مقاومت بتن برابر یک، در نظر گرفته شود.

اگر فاصله آرماتورهای عرضی زیاد باشد و یا شکل آن‌ها شرایط لازم را نداشته باشد، نمی‌توان تمام آرماتورهای عرضی را موثر فرض کرد در موارد زیر فرض می‌شود آرماتور عرضی حداکثر ۵۰٪ در تحمل برش یا پیچش موثر است.

۱ – فاصله طولی آرماتورهای عرضی بیش از نصف عمق موثر عضو اندازه‌گیری شده در جهت برش باشد.

۲- در تیرها و ستون‌هایی که تنگ‌ها دارای وصله پوششی هستند یا قلاب‌ها به اندازه تعیین شده توسط آئین‌نامه آبا در هسته بتن مهار نشده‌اند اگر تنگ‌ها در محدوده‌ای از عضو با نیاز شکل پذیری متوسط واقع باشد.

در صورتی که موارد مذکور در بندهای ۱ و ۲ در محدوده‌ای از عضو با نیاز شکل‌پذیری زیاد برقرار باشد آرماتورهای عرضی بی اثر فرض می‌شوند.

اگر فاصله طولی آرماتورهای عرضی بیش از اندازه عمق موثر قطعه در راستای برش اعمال شده باشد، این آرماتورهای عرضی در محاسبه مقاومت برشی و پیچشی بی اثر فرض می‌شوند.

مقاومت برش اصطکاکی باید مطابق بخش (۱۲-۱۳) از آیین‌نامه بتن ایران محاسبه شود و در آن بارهای محوری ناشی از اثرات زلزله و ثقلی نیز در نظر گرفته شوند. هنگامی که بهسازی ایجاب کند که بتن ریزی به صورت بتن خشک (dry – pack) و به صورت سربالا انجام شود، ضریب اصطکاک برشی μ بایستی برابر با ۷۰٪ مقدار معین شده در آیین نامه در نظر گرفته شود.

۶-۳-۵- طول گیرایی و وصله‌های آرماتور

طول‌گیرایی آرماتورهای مستقیم، خم‌دار و طول پوشش در وصله‌های پوششی باید مطابق با ضوابط آیین‌نامه بتن ایران و با توجه به نکات زیر در نظر گرفته شود:

۱- بر حسب نوع نیاز شکل پذیری اعضا مطابق بند (۶-۳-۲-۳) ضوابط زیر باید رعایت شوند:

الف – اعضا با نیاز شکل‌پذیری کم: در تمام مقاطع این اعضا، آرماتورها باید ضوابط فصل هجدهم آیین‌نامه بتن ایران را در مورد طول گیرایی تأمین نمایند.

ب – اعضا با نیاز شکل پذیری متوسط و زیاد؛ در مقاطعی که در نواحی جاری شده اعضا واقع می‌باشند، باید ضوابط فصل بیستم آیین‌نامه بتن ایران در مورد طول گیرایی رعایت شود. در مقاطع واقع در خارج از نواحی جاری شده ی اعضا، باید ضوابط فصل هجدهم آیین‌نامه بتن ایران در مورد طول گیرایی رعایت شود.

طول وصله پوششی، برای تمام انواع وصله، برابر طول گیرداری آرماتور مستقیم در کشش می‌باشد.

۲- نحوه در نظر گرفتن اثر وجود طول گیرایی ناکافی: وقتی طول گیرایی آرماتور مستقیم، خم‌دار و طول وصله، شرایط بند ۱ را تأمین نمی‌نماید، حداکثر ظرفیت آرماتور از رابطه (۶-۲) بدست می‌آید.

$$f_s = \left[\frac{l_b}{l_d}\right]^{2/3} f_{yL} \qquad (۶-۲)$$

که در این رابطه:

f_s: حداکثر تنشی که می‌تواند در میلگرد به طول l_b به وجود آید، حداکثر f_s برابر با f_{yL} می‌باشد،

l_d: طول مورد نیاز طبق آیین‌نامه بتن ایران برای طول وصله و طول‌های گیرایی آرماتورهای مستقیم یا قلاب دار. طول وصله‌ها را می‌توان برابر طول گیرایی آرماتور مستقیم در کشش در نظر گرفت؛

f_{yL}: تنش تسلیم کرانه پائین آرماتورها

میزان تنش قابل تحمل آرماتور، f_s، به فاصله آرماتورهای عرضی نیز بستگی دارد. اگر آرماتورهای عرضی در طول گیرایی دارای فواصل کم تر از یک سوم عمق موثر هستند، می‌توان فرض کرد که آرماتور قادر به حفظ حداکثر تنش محاسبه شده تا نیازهای شکل‌پذیری زیاد می‌باشد. اگر فاصله آرماتورهای عرضی بیشتر باشد، چنانچه نیاز شکل پذیری یا DCR بین ۱ تا ۲ باشد، تنش قابل ایجاد در آرماتور بتدریج از f_s به $0/2\,f_s$ کاهش می‌یابد.

۳- نحوه در نظر گرفتن اثر وجود طول مهار (مدفون) ناکافی: مقاومت میلگردهای آجدار مستقیم که در مقاطع بتنی با اتصالات تیر – ستون مهار شده و پوشش روی آنها کمتر از $3\,d_b$ نباشد را می‌توان مطابق رابطه ی (۶-۳) محاسبه نمود:

$$f_s = \frac{17.2}{d_b} l_e \le f_y \qquad (۳-۶)$$

در این معادله f_s حداکثر تنشی (بر حسب نیوتن بر میلی متر مربع (مگاپاسکال)) است که در میلگردهای مهار شده با طول قرارگیری l_e (بر حسب میلی‌متر) قابل ایجاد است. d_b قطر میلگرد (به میلی متر) و f_y تنش تسلیم میلگرد (بر حسب نیوتن بر میلی‌متر مربع) می‌باشد، مقدار f_s نباید بزرگتر از f_y اختیار شود.

اثر نوع نیاز شکل پذیری عضو نیز باید در نظر گرفته شود. اگر f_s کمتر از f_{yL} باشد و تنش محاسباتی در میلگرد ناشی از بارهای طراحی مساوی یا بزرگتر از f_s باشد، در این صورت باید حداکثر تنش قابل ایجاد در آرماتور را وقتی نیاز شکل پذیری یا DCR بین ۱ تا ۲ می‌باشد بتدریج از مقدار f_s به مقدار $0/2\,f_s$ کاهش داد. در تیرهایی که طول مهار میلگردهای پایینی آنها در اتصالات تیر ستون کوتاه می‌باشد، در محاسبه مقاومت خمشی آنها باید محدودیت تنش مطابق معادله (۶-۳) در نظر گرفته شود.

۴- برای آرماتورهای صاف (بدون آج) مستقیم خم دار یا وصله‌دار، باید طول گیرایی و وصله را برابر مقادیر تعیین شده توسط آیین‌نامه بتن ایران برای آرماتورهای صاف (فصل ۱۸ آیین‌نامه‌ی بتن ایران) در نظر گرفت مگر این که از طریق روش‌های آزمایشگاهی یا محاسباتی یا استفاده از سایر استانداردهای معتبر، بتوان طول گیرایی و وصله‌ی دیگری را بدست آورد.

۵- آرماتورهای ریشه (آرماتور زبانه، آرماتور اتصال)که در حین عملیات بهسازی به سازه اضافه می‌شوند را در صورتی می‌توان فرض کرد که قادر به رسیدن به تنش جاری شدن می‌باشند که تمام شرایط زیر محقق شده باشند:

۵-۱- سوراخ‌های ایجاد شده در بتن جهت آرماتورهای ریشه توسط برس های زبر با طولی بیش از طول سوراخ به خوبی تمیز شده باشند؛

۵-۲- طول مدفون آرماتور ، l_eکمتر از $10d_b$ نباشد؛

۵-۳- حداقل فاصله بین آرماتورهای ریشه کمتر از $4\,l_e$ و حداقل فاصله لبه کمتر از $2\,l_e$ نباشد. در صورتی که آرماتورهای ریشه این شرایط را اقناع نکنند، مقادیر مقاومت طراحی آن‌ها باید توسط انجام آزمایش مشخص شود.

۶-۳-۶- اتصالات به بتن موجود

اتصالاتی که جهت وصل کردن دو یا چند عضو به کار می‌رود را می‌توان بسته به نوع سیستم مهاری آنها به دو نوع «درجا ریخته شده» (Cast – in – place) و یا «بعداً نصب شده» (post Installed) تقسیم نمود.

۶-۳-۶-۱- سیستم‌های «درجا ریخته شده»

تلاش‌های اعضا در اتصالات درجا ریخته شده، شامل نیروهای برشی، نیروهای کششی، لنگرهای خمشی و غیره، به عنوان پارامترهای کنترل شونده توسط نیرو در نظر گرفته می‌شوند. مانند سایر پارامترهای کنترل شونده توسط نیرو، کرانه پایین مقاومت به عنوان ظرفیت مقاومت در نظر گرفته می‌شود. حد پایین مقاومت اتصالات باید بر اساس مقادیر نهایی حاصل از آیین‌نامه بتن ایران و با فرض ضریب کاهش مقاومت یا ضرایب جزیی ایمنی برابر یک محاسبه شود.
ظرفیت مهارهایی که در محل‌هایی قرار دارند که احتمال ترک خوردگی در آنجا می‌رود، باید به نصف کاهش داده شود.

۶-۳-۶-۲- سیستم‌های «بعداً نصب شده»

تلاش‌های اعضا در سیستم اتصالات «بعداً نصب شده» به عنوان پارامترهای کنترل شونده توسط نیرو در نظر گرفته می‌شود. لذا کرانه پایین مقاومت آن‌ها به عنوان ظرفیت مقاومت‌شان در نظر گرفته می‌شود. کرانه پایین ظرفیت مهارهای «بعداً نصب شده» باید بر اساس مقدار «میانگین منهای یک انحراف معیار» مقادیر نهایی که در گزارش‌های آزمایشگاهی معتبر چاپ شده باشد، تعیین می‌شود.

۶-۳-۷- ضوابط کلی بهسازی

در صورتی که مشخص شود بعضی اعضای بتنی در یک ساختمان موجود واجد شرایط لازم جهت تأمین عملکرد ایمنی جانی برای ساختمان نمی‌باشند، این اعضا باید بهسازی یا تعویض شوند و یا این که ساختمان باید به نحوی بهسازی شود که اعضای فوق الذکر در شرایط جدید ساختمان مشکلی در جهت تأمین سطح عملکرد ایمنی جانی برای ساختمان ایجاد ننمایند. در صورتیکه تصمیم بر تعویض عضو گرفته شود، عضو جدید باید بر اساس آیین‌نامه بتن ایران طراحی شود.
اصول و ضوابط این دستورالعمل می‌تواند به عنوان معیار بررسی روش‌های بهسازی انتخابی قرار بگیرد تا از تطبیق شرایط ساختمان بهسازی شده با سطح عملکرد مورد نظر اطمینان حاصل شود. اثرات بهسازی روی سختی، مقاومت و قابلیت تغییر شکل ساختمان باید در ساخت مدل تحلیلی ساختمان بهسازی شده در نظر گرفته شود. با توجه به تغییر شکل‌های مورد انتظار در سطح عملکرد انتخابی، باید سازگاری اعضای موجود و جدید کنترل شود.
اتصالات مورد نیاز جهت وصل کردن اعضای موجود و جدید ساختمان باید واجد شرایط بند (۶-۳-۶) و سایر ضوابط این دستورالعمل باشند.

۶-۴- سیستم‌های سازه‌ای

در دو بخش (۶-۴) و (۶-۵) ضوابط مربوط به مدل‌سازی و طراحی سیستم‌های سازه‌ای بتنی و اجزای سازه‌ای بتنی ارایه می‌شوند. سیستم‌های سازه‌ای که موضوع بخش حاضر می‌باشند به سه دسته کلی قاب‌های خمشی بتنی، قاب‌های بتنی با میان قاب و قاب‌های بتنی مهاربندی شده تقسیم شده‌اند که در بندهای (۶-۴-۱) تا (۶-۴-۳) ضوابط هر سیستم مشخص شده است.

۶-۴-۱- قاب‌های خمشی بتنی

۶-۴-۱-۱- انواع قاب‌های خمشی بتنی

قاب‌های خمشی بتنی به عنوان سازه‌ای که اجزای اصلی آن‌ها عبارتند از: اعضای قابی افقی (تیرها، دال‌ها)، اعضای قابی عمودی (ستون‌ها) و اتصالات مابین اجزای قابی افقی و عمودی، تعریف می‌شوند.

ضوابط این بند شامل قاب‌هایی است که به صورت یکپارچه ریخته شده باشند و نیز قاب‌های یکپارچه ریخته شده‌ای که با اضافه شدن اجزای جدید ایجاد شده باشند. قاب‌هایی که مشمول ضوابط این بند هستند عبارتند از: قاب‌های خمشی بتن مسلح تیر- ستونی و قاب‌های خمشی دال- ستونی.

سیستم‌های قابی دیگر شامل قاب‌های بتنی با میان قاب (پرکننده) و قاب‌های بتنی مهاربندی شده باید از ضوابط بندهای (۶-۴-۲) و (۶-۴-۳) تبعیت نمایند.

۶-۴-۱-۱-۱- قاب‌های خمشی بتن مسلح تیر- ستونی

قاب‌های خمشی بتن مسلح تیر – ستونی قاب‌هایی هستند که شرایط زیر را ارضا نمایند:

۱ – اجزای قاب شامل تیرها (با یا بدون دال)، ستون‌ها و اتصالات آن‌ها می‌باشند؛

۲ – تیرها و ستون‌ها از ساخت یکپارچه برخوردارند که امکان انتقال لنگر بین تیرها و ستون‌ها فراهم شود؛

۳- آرماتورهای اصلی در اجزایی که برای تحمل بار جانبی در نظر گرفته شده‌اند، پیش‌تنیده نمی‌باشند.

قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری کم، قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری متوسط و قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری زیاد، به نحوی که در فصل بیستم آیین‌نامه‌ی بتن ایران تعریف شده‌اند شرایط فوق الذکر را دارند.

البته قاب‌هایی که سه شرط فوق را دارا بوده ولی فاقد ضوابط فصل بیستم آیین‌نامه بتن ایران می‌باشند نیز در گروه‌های قاب‌های خمشی بتن مسلح تیر – ستونی قرار دارند.

۶-۴-۱-۱-۲- قاب‌های خمشی دال- ستونی

قاب‌های خمشی دال - ستونی قاب‌هایی هستند که شرایط زیر را ارضا نمایند.

۱- اجزای قاب شامل دال‌ها (با یا بدون تیردر جهت عرضی)، ستون‌ها و اتصالات آن‌ها می‌باشند؛

۲- قاب‌ها باید دارای ساخت یکپارچه بوده به نحوی که امکان انتقال لنگر بین دال‌ها و ستون‌ها فراهم شود؛
۳- آرماتورهای اصلی در دال‌هایی که در تحمل بار جانبی مشارکت دارند می‌توانند شامل آرماتورهای معمولی غیر پیش تنیده، آرماتور پیش تنیده یا هر دو نوع باشند.

این دسته‌بندی شامل قاب‌هایی است که به عنوان جزیی از سیستم مقاوم در برابر بار جانبی در نظر گرفته شده‌اند، همچنین قاب‌هایی که در طراحی اولیه به عنوان جزیی از سیستم مقاوم در برابر بار جانبی در نظر گرفته نشده اند، مشمول دسته بندی فوق الذکر خواهند بود.

۶-۴-۱-۲- قاب‌های خمشی بتن مسلح تیر- ستونی

۶-۴-۱-۲-۱- ملاحظات کلی

مدل تحلیلی یک عضو قاب تیر- ستونی باید مشخصات مقاومت، سختی و ظرفیت تغییر شکل تیرها، ستون‌ها، اتصالات تیر- ستون و سایر اجزای قاب شامل اتصال به سایر اعضا را شامل باشد. احتمال گسیختگی در تمام مقاطع در طول هر عضو ناشی از خمش، برش یا گیرایی آرماتور باید در نظر گرفته شود. اندرکنش با سایر اعضاء، شامل اعضا و اجزای غیر سازه‌ای باید محلوظ شود.

عملکرد دال به عنوان دیافراگمی که اعضای عمودی را به هم متصل می‌نمایند باید در مدل‌سازی در نظر گرفته شود. در تخمین سختی، مقاومت و ظرفیت تغییر شکل تیرها، باید عملکرد دال به عنوان بال تیر مرکب مطابق ضوابط بند (۶-۳-۱-۳) در نظر گرفته شود.

رفتار غیر ارتجاعی تنها برای اعضا و پارامترهای پاسخی که در جداول (۶-۴) تا (۶-۶) آورده شده‌اند در نظر گرفته می‌شود مگر این که از طریق آزمایش یا تحلیل نشان داده شود که امکان رفتار غیرارتجاعی قابل قبول دیگری نیز برای سطح عملکرد انتخابی موجود است. معیارهای پذیرش باید طبق ضوابط بند (۶-۴-۱-۲-۴) باشد.

۶-۴-۱-۲-۲- سختی

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

در مدل‌سازی تیرها سختی خمشی و سختی برشی می‌بایست در نظر گرفته شوند و در صورتی که ساخت دال یکپارچه با تیرها بوده، تأثیر دال به عنوان بال تیر مطابق بند (۶-۳-۱-۳) در نظر گرفته شود. در مورد ستون‌ها باید سختی‌های خمشی، برشی و محوری در نظر گرفته شود. اتصالات را می‌توان صلب فرض نمود. محاسبه سختی‌های موثر طبق ضوابط بند (۶-۳-۱-۲) انجام می‌گیرد.

۶-۴-۱-۲-۲-۲- روش استاتیکی غیر خطی

در صورتی که تحلیل سازه توسط روش استاتیکی غیر خطی انجام می‌گیرد، روابط غیر خطی نیرو- تغییر شکل طبق ضوابط بند (۶-۳-۱-۲) مدل‌سازی می‌شوند.

روابط یکنوای بار- تغییر شکل باید طبق رابطه کلی بار- تغییر شکل نشان داده شده در شکل (۶-۱) در نظر گرفته شوند. رابطه کلی بار- تغییر شکل باید به نحوی اختیار شود که حداکثر مقاومت با ضوابط مقاومت طراحی در بندهای (۶-۳-۲) و (۶-۴-۱-۲-۳) مطابقت داشته باشد. تغییر شکل کلی نشان داده شده در شکل (۶-۱)، برای تیرها و ستون‌ها می‌تواند میزان دوران عضو (chord rotation) یا میزان دوران مفصل خمیری در نظر گرفته شود.

در صورتی که رفتار اتصال تیر – ستون هم مدل‌سازی شود در این صورت منظور از تغییر شکل کلی، کرنش برشی اتصال می‌باشد. مقادیر تغییر شکل‌های کلی متناظر با نقاط C,B و D باید با آزمایش یا تحلیل منطقی و با در نظر گرفتن اندرکنش‌های بین خمش، نیروی محوری و برشی انتخاب شوند.

۶-۴-۱-۲-۳- مقاومت

مقاومت‌های اعضا باید بر اساس ضوابط کلی بند (۶-۳-۲) با در نظر گرفتن ضوابط ارایه شده در بند حاضر محاسبه شوند. مقاومت حداکثر هر عضو باید با در نظر گرفتن احتمال گسیختگی تحت کلیه تلاش‌های ناشی از ترکیبات بارگذاری طراحی شامل بارهای ثقلی و جانبی، مثل خمش، بار محوری، برش، پیچش و اثرات مربوط به گیرایی در تمام نقاط عضو مورد نظر تعیین شود.

مقاومت برشی ستون‌ها را می‌توان از رابطه زیر برآورد نمود:

$$V_n = V_c + V_s \qquad (۴-۶)$$

که در آن:

$$V_C = 0.8K\frac{\sqrt{f'_c}}{\frac{2M}{Vd}}\left(\sqrt{1+\frac{2N_u}{f_c b_w d}}\right)b_w \qquad (۵-۶)$$

$$V_s = k\frac{A_{sv}f_{yv}d}{s} \qquad (۶-۶)$$

F'_c : مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای استاندارد بتن، مگاپاسکال

b_w: پهنای جان یا قطر مقطع مدور، میلی‌متر

d: فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح آرماتور کششی طولی، میلی‌متر

A_{sv} : سطح مقطع آرماتور برشی در محدوده‌ای به طول s

f_{yv}: مقاومت مشخصه فولادهای عرضی

s: فاصله بین سفره‌ها آرماتور برشی در امتداد موازی با آرماتورهای طولی، میلی‌متر

M/Vd: بیشترین نسبت لنگر خمشی به برش ضربدر عمق موثر تحت بارهای طراحی، این نسبت نباید بزرگتر از ۴ و کوچکتر از۲ منظور شود

K: ضریب اصلاحی که برای نواحی با شکل‌پذیری کم، متوسط و زیاد به ترتیب برابر ۱، ۰/۸۵و ۰/۷ منظور می‌شود.

N_u: نیروی محوری فشاری (برای کشش برابر صفر منظور می‌گردد)

مقاومت برشی اسمی اتصالات تیر-ستون را می‌توان از رابطه زیر برآورد نمود:

$$V_n = 0.17\gamma\sqrt{f_c A_j} \qquad (۶-۷)$$

که در آن:

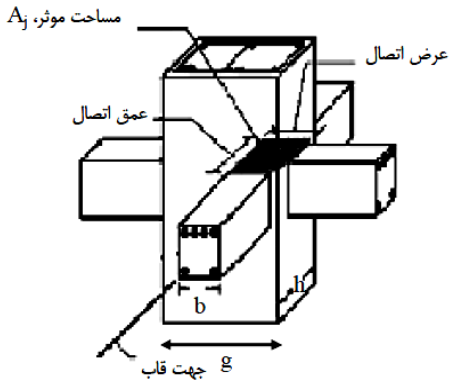
A_j: سطح مقطع موثر اتصال است که عمق آن برابر بعد ستون،h، در جهت قاب مورد نظر و عرض آن برابر کمترین مقدارمعرفی شده در زیر می‌باشد:

الف- بعد ستون، g

ب- عرض تیر بعلاوه عمق اتصال

پ -دو برابر کمترین فاصله عمودی بین محور طولی تیر و کنار ستون، می‌باشد.

γ: ضریب اصلاحی مطابق جدول(۶-۴)



شکل ۶-۲- اتصال تیر- ستون

جدول ۶-۴- مقدار ضریب اصلاحی γ برای اتصالات تیر-ستون

آرماتور عرضی	اتصالات داخلی با تیر عرضی	اتصالات داخلی بدون تیر عرضی	اتصالات خارجی با تیر عرضی	اتصالات خارجی بدون تیر عرضی	اتصالات زانویی با یا بدون تیر عرضی
$s \le h_c/2$	۱۰	۷/۵	۷/۵	۶	۴
$s > h_c/2$	۶	۵	۴	۳	۲

s: فاصله آرماتورهای عرضی و h_c بعد ستون

۶-۴-۱-۲-۳-۱- ضوابط تکمیلی ستون و اتصالات

در محاسبه مقاومت ستون‌ها و اتصالات موارد زیر باید در نظر گرفته شوند. در ستون‌ها، مشارکت بتن در مقاومت برشی، V_c را می‌توان طبق ضوابط فصل دوازدهم آیین‌نامه بتن ایران (آبا) محاسبه نمود. در این ارتباط به خصوص به بندهای (۱۲-۳-۱-۳)، (۱۲-۳-۲-۲) و (۱۲-۳-۲-۳) آبا باید توجه شود. مقاومت برشی ستون که بر مبنای ضوابط فصل دوازدهم آبا محاسبه شده باشد باید برای سطح شکل پذیری مورد نظر اصلاح شود.

۱- برای عضو با نیاز شکل‌پذیری کم، ضریب اصلاح مقاومت برشی برابر یک می‌باشد.

۲- برای اعضا با شکل‌پذیری متوسط، مقدار ضریب اصلاح را می‌توان برابر ۰/۸۵ فرض نمود.

۳- برای عضو با نیاز شکل پذیری زیاد، مقدار ضریب اصلاح برابر ۰/۷ می‌باشد.

برای محاسبه مقاومت برشی در ستون‌هایی که ضوابط فصل بیستم آبا را دارا می‌باشند، می‌توان از ضوابط آبا بدون اعمال ضرایب اصلاحی استفاده کرد. در صورتی که نیروی محوری از روش‌های خطی فصل ۴ محاسبه شده باشد، حداکثر نیروی محوری که در معادلات محاسبه مقاومت برشی در فصل دوازدهم آبا استفاده می‌شود باید مقدار به دست آمده از رابطه (۴-۱) با در نظر گرفتن بار طراحی ثقلی باشد. حداقل نیروی فشاری محوری نیز باید از رابطه (۴-۳۶) محاسبه شود. راه دیگر برای تعیین نیروهای محوری طراحی جهت استفاده در روش‌های خطی فصل چهارم، استفاده از روش آنالیز حدی مطابق شرایط بند (۴-۴-۱-۱) می‌باشد. برای محاسبه مقاومت ستون می‌توان از فرمول‌های دیگری که اثرات تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی و چرخه‌ای را در نظر بگیرند یا بر اساس شواهد آزمایشگاهی بدست آمده باشند، استفاده کرد.

در مورد اتصالات تیر- ستون، باید فصل دوازدهم آبا و نیز بندهای (۲۰-۵-۴-۱-۳۹ و۰۲۰-۵-۵) آبا جهت محاسبه مقاومت برشی اتصال و ضوابط مربوطه مورد توجه قرار گیرند. در مورد این اتصالات، سطح مقطعی اسمی A_j با در نظر گرفتن عمقی برای اتصال مساوی بعد ستون در جهت قاب مورد نظر و عرضی برابر کمترین مقدار: (۱) عرض ستون، (۲) عرض تیر بعلاوه عمق اتصال و (۳) دو برابر کمترین فاصله عمودی بین محور طولی تیر و کنار ستون، محاسبه شود. نیروهای طراحی باید بر اساس فرض تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی در اعضای قابی مرتبط با اتصال مورد نظر به دست آیند. این نیروها لازم نیست از مقادیر حاصل ناشی از ترکیبات بارگذاری طراحی نیروهای ثقلی و زلزله بیشتر باشند.

۶-۴-۱-۲-۴- معیارهای پذیرش

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

کلیه تلاش‌ها و پارامترهای پاسخ سازه در دو گروه «کنترل شونده توسط نیرو» و یا «کنترل شونده توسط تغییر شکل» مطابق تعاریف فصل سوم قرار می‌گیرند. در اعضای اصلی پاسخ‌های کنترل شونده توسط تغییر شکل باید به خمش در تیرها (با یا بدون دال) و ستون‌ها محدود شوند. در اجزای غیر اصلی، پاسخ‌های کنترل شونده توسط تغییر شکل باید به خمش در

تیرها (با یا بدون دال) و بعضی تلاش‌ها و پاسخ‌های مربوط به برش و گیرایی آرماتور، مطابق آنچه در جدول (۶-۴) تا (۶-۶) آمده است، محدود شوند. کلیه پاسخ‌های دیگر باید به عنوان کنترل شونده توسط نیرو درنظر گرفته شوند.

پاسخ و تلاش‌های طراحی در اعضا باید مطابق ضوابط فصل ۴ تعیین شوند اگر مقدار DCR محاسبه شده از یک بیش‌تر باشد، پارامترهای پاسخ زیر باید بر اساس اصول تحلیل حدی به نحوی که در فصل۴ بیان شد، معین شوند:

۱- لنگرها، برش‌ها، لنگرهای پیچشی و پاسخ‌های مربوط به گیرایی و وصله‌ی متناظر با رسیدن عضو به سطح مقاومت خود در تیرها و ستون‌ها،

۲- برش‌های اتصال متناظر با رسیدن تیرها و ستون‌های متصل به اتصال مورد نظر به سطح مقاومت خود ،

۳- نیروهای محوری در ستون ها و اتصالات، با در نظر گرفتن عملکرد پلاستیک احتمالی برای اعضای موجود در طبقات بالاتر از طبقه مورد بررسی.

پاسخ‌ها و تلاش‌های طراحی باید مطابق ضوابط بند (۴-۴-۱-۲) با مقاومت‌های طراحی مقایسه شوند. ضرایب m باید از جداول (۶-۶) تا (۶-۸) انتخاب شوند. در این جداول جزئیات آرماتورهای عرضی i، ii و iii مطابق جدول (۶-۵) تعریف می‌گردد. در این جدول Vn ظرفیت برشی ستون و V برش طراحی مطابق توضیحات فوق و K مقدار اصلاحی معرفی شده در رابطه (۶-۵) می‌باشد. اعضایی که روابط (۴-۲۳) و (۴-۲۴) را اقناع نمایند، واجد شرایط معیارهای عملکرد مورد مطالعه می‌باشند.

جدول ۶-۵- شرایط ستون بر اساس جزئیات آرماتور عرضی

	جزئیات آرماتور عرضی		
	قلاب استاندارد ۱۳۵ درجه	قلاب استاندارد ۹۰ درجه	سایر قلابها و آرماتورهای عرضی دو تکه یا وصله دار
$\frac{\frac{V}{V_n}}{K} \le 0.6$	i	ii	ii
$0.6 < \frac{\frac{V}{V_n}}{K} \le 1$	ii	ii	iii
$\frac{\frac{V}{V_n}}{k} > 1$	iii	iii	iii

در صورتی که مقدار متوسط DCR برای ستون‌ها در یک تراز از مقدار متوسط DCR برای تیرها در همان تراز تجاوز کرده و نیز از مقادیر ۱ و نصف متوسط مقادیر m برای تمام ستون‌ها بیشتر شود، آن تراز باید به عنوان ترازی دارای یک سیستم باربر جانبی با ستون ضعیف در نظر گرفته شود. در این حالت، یکی از شرایط زیر باید صادق باشد:

۱ – تمام اعضای اصلی و نیز اعضای غیر اصلی در تراز مربوط مدل شده و مجدداً مقادیر متوسط DCR کنترل شوند. اگر مقدار DCR برای اجزای قائم از مقدار متوسط برای اجزای افقی در آن تراز بیشتر باشد و مقدار آن از ۲ نیز بیشتر باشد، ساختمان باید یا توسط یک روش غیر خطی مجدداً تحلیل شود و یا به نحوی بهسازی شود که نقص آن مرتفع شود؛

۲- ساختمان باید با استفاده از روش تحلیل مکانیزم محتمل خرابی و یا استاتیکی غیر خطی مجدداً تحلیل شود؛

۳- ساختمان باید به نحوی بهسازی شود که نقص طبقه ضعیف مرتفع شود.

۶-۴-۱-۲-۴-۲- روش تحلیل مکانیزم محتمل خرابی

ضریب شکل‌پذیری کل سازه می‌بایست ملزومات مورد بحث در بند (۴-۴-۲) را ارضا نماید. برای محاسبه ظرفیت شکل‌پذیری سازه بر اساس مکانیزم محتمل خرابی محتمل، می‌توان از مقادیر حداکثر تغییر مکان‌های غیر الاستیک مجاز اعضای اصلی بر اساس جداول (۶-۹) تا (۶-۱۱) استفاده نمود.

۶-۴-۱-۲-۴-۳- روش استاتیکی غیر خطی

تلاش‌ها و پاسخ‌های محاسبه شده باید شرایط فصل چهارم را برآورده سازند. ظرفیت‌های چرخش مفصل خمیری تیرها و ستون‌ها در جداول (۶-۹) و (۶-۱۰) ارایه شده است. ظرفیت‌های تغییر شکل برشی اتصال تیر- ستون مطابق جدول (۶-۱۱) اختیار شود.

برای ستون‌هایی که به عنوان اعضای اصلی اختیار شده‌اند در صورتی که برش‌های طراحی محاسبه شده از مقاومت برشی طراحی بیشتر شوند، تغییر شکل مجاز برای سطح عملکرد ایمنی جانی نباید بیشتراز سه چهارم مقدار مزبور شود.

در صورتی که رفتار غیر ارتجاعی برای اعضا یا پاسخ‌هایی که در جدول نیامده‌اند به دست آید، عملکرد را باید غیر قابل قبول فرض کرد. استفاده از مقادیر و روش‌های دیگری که توسط تحلیل یا شواهد آزمایشگاهی تایید شده باشند، مجاز است.

۶-۴-۱-۲-۵- معیارهای بهسازی

اجزای قاب خمشی بتنی تیر- ستونی که شرایط پذیرش را برای هدف بهسازی مورد نظر تأمین نمی‌کنند باید بهسازی شوند. معیارها باید بر اساس ضوابط بند (۶-۳-۷) و سایر ضوابط این دستورالعمل باشد.

جدول ۶-۶- معیارهای پذیرش برای روش های خطی- تیرهای بتن مسلح

شرایط			ضرایب m [۱]	
			نوع عضو	
			اصلی	غیر اصلی
الف- تیرهایی که با خمش کنترل می‌شوند [۲و۵]				
$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{ba}}$	آرماتور عرضی [۳]	$\frac{2V}{V_c}$ [۴و۷]		
≤۰/۰	C	≤ ۳	۶	۶
≤۰/۰	C	≥ ۶	۳	۳
≥۰/۵	C	≤ ۳	۳	۳
≥۰/۵	C	≥ ۶	۲	۲
≤۰/۰	NC	≤ ۳	۳	۳
≤۰/۰	NC	≥ ۶	۲	۲
≥۰/۵	NC	≤ ۳	۳	۳
≥۰/۵	NC	≥ ۶	۲	۲
ب- تیرهایی که با برش کنترل می‌شوند [۲و۵]				
اگر فاصله خاموت‌ها کمتر از d/2 باشد			۱/۵	۳
اگر فاصله خاموت‌ها بیشتر از d/2 باشد			۱/۵	۲
پ- تیرهایی که توسط طول گیرایی یا وصله کنترل می‌شوند [۲و۶]				
اگر فاصله خاموت‌ها کمتر از d/2 باشد			۱/۵	۳
اگر فاصله خاموت‌ها بیشتر از d/2 باشد			۱/۵	۲
ت- تیرهایی که طول گیرایی در اتصال تیر-ستون کنترل کننده است [۲و۶]				
			۲	۳

۱- در صورت نیاز می‌توان از درون یاری خطی بین مقادیر داده شده در جدول استفاده کرد.

۲- در صورتی که برای یک عضو بیش از یک مورد از موارد (الف)، (ب)، (ج) و (د) صادق باشد، از کمترین مقدارداده شده در این موارد در جدول باید استفاده کرد.

۳- عبارات "C" و "NC" بیان‌گر واجد شرایط (Conforming) و فاقد شرایط (Nonconforming) بودن عضو از لحاظ آرماتور عرضی می‌باشد. اگر در محدوده مفصل خمشی خمیری در عضو فاصله تنگ‌ها از هم کمتر یا مساوی با d/3 باشد و علاوه بر این برای اعضا با نیاز شکل پذیری متوسط و زیاد، مقاومت تأمین شده توسط تنگ های (V_c) لااقل برابر با ¾ برش طراحی باشد در این صورت عضو فاقد شرایط (C) می‌باشد. در غیر این صورت عضو فاقد شرایط (NC) فرض می‌شود.

۴- v_c برشی است که بتن در تیر تحمل میکند.

۵- درصورتی که مقاومت برشی تیر از حداکثر نیاز برشی در دو انتها کمتر باشد، تیر با برش کنترل میشود.

۶- در صورتی که ضوابط مربوط به طول گیرایی در حداکثر ۲۵٪ میلگردهای موجود در ناحیه مفصل پلاستیک رعایت نشده باشد، تیر توسط طول گیرایی یا وصله کنترل میشود.

۷- v برش طراحی است.

جدول ۶-۷- معیارهای پذیرش برای روش های خطی- ستون های بتن مسلح

شرایط			ضرایب m [۲]	
			نوع عضو	
			اصلی	غیر اصلی
الف- ستون با جزئیات آرماتور عرضی i [۱و۲]				
$\frac{P}{A_g f_{CL}}$ [۶،۷]	$\rho_s = \frac{A_V}{b_W s}$	$\frac{2V}{V_c}$ [۴،۹]		
≤۰/۱	≥۰/۰۰۶	---	۲/۵	۴
≥۰/۶	≥۰/۰۰۶	---	۱/۸	۱/۹
≤۰/۱	≤۰/۰۰۲	---	۲	۲/۶
≥۰/۶	≤۰/۰۰۲	---	۱/۱	۱/۲
ب- ستون با جزئیات آرماتور عرضی ii [۱و۲]				
≤۰/۱	≥۰/۰۰۶	≤ ۳	۲/۵	۴
≤۰/۱	≥۰/۰۰۶	≥ ۶	۲	۴
≥۰/۶	≥۰/۰۰۶	≤ ۳	۱/۸	۱/۹
≥۰/۶	≥۰/۰۰۶	≥ ۶	۱/۵	۱/۶
≤۰/۱	≤۰/۰۰۰۵	≤ ۳	۱/۳	۱/۴
≤۰/۱	≤۰/۰۰۰۵	≥ ۶	۱	۱/۱
≥۰/۶	≤۰/۰۰۰۵	≤ ۳	۱	۱/۱
≥۰/۶	≤۰/۰۰۰۵	≥ ۶	۱	۱
پ- ستون با جزئیات آرماتور عرضی iii [۱و۲]				
≤۰/۱	≥۰/۰۰۶	---	۱	۴
≥۰/۶	≥۰/۰۰۶	---	۱	۱/۶
≤۰/۱	≤۰/۰۰۰۵	---	۱	۱/۱
≥۰/۶	≤۰/۰۰۰۵	---	۱	۱
ت- ستون‌هایی که با طول گیرایی یا وصله آرماتور در ارتفاع آزاد ستون کنترل میشوند [۱و۲]				
≤۰/۱	≥۰/۰۰۶	---	۱	۴
≥۰/۶	≥۰/۰۰۶	---	۱	۱/۶
≤۰/۱	≤۰/۰۰۰۵	---	۱	۱/۱
≥۰/۶	≤۰/۰۰۰۵	---	۱	۱

۱- جزئیات آرماتور عرضی i، ii و iii در بند ۶-۴-۱-۲-۴ ارائه شده است.

۲- در صورتی که برای یک عضو بیش از یک مورد از موارد (الف)، (ب)، (ج) و (د) صادق باشد، از کمترین مقدارداده شده در این موارد در جدول باید استفاده کرد.

۳- در صورت نیاز می‌توان از درون یاری خطی بین مقادیر داده شده در جدول استفاده کرد.

۴- اگر $P>\frac{0}{7A_g f_{CL}}$ مقدار m برابر یک فرض می‌گردد.

۵- در روابط فوق نیرو بر حسب نیوتن و طول بر حسب میلی‌متر است.

۶- نیروی محوری P بر اساس ضوابط بند ۶-۴-۱-۲-۴ تعیین می‌شود.

۷- f_{CL} کرانه پائین است.

۸- Vc نیری برشی است که بتن در ستون تحمل می‌کند.

۹- v برش طراحی است.

جدول ۶-۸- معیارهای پذیرش برای روش های خطی- اتصالات تیر- ستون بتن مسلح

شرایط			ضرایب m [۱]	
			نوع عضو	
			اصلی	غیر اصلی
الف- اتصالات داخلی [۲و۴و۵]				
$\frac{P}{A_g f_{CL}}$	آرماتور عرضی [۳]	$\frac{2V}{V_c}$ [۴و۶]		
≤۰/۱	C	≤ ۱/۲	۱	۳
≤۰/۱	C	≥ ۱/۵	۱	۲
≥۰/۴	C	≤ ۱/۲	۱	۳
≥۰/۴	C	≥ ۱/۵	۱	۲
≤۰/۱	NC	≤ ۱/۲	۱	۲
≤۰/۱	NC	≥ ۱/۵	۱	۲
≥۰/۴	NC	≤ ۱/۲	۱	۲
≥۰/۴	NC	≥ ۱/۵	۱	۲
ب- اتصالات خارجی و یا زانویی [۲و۴و۵]				
≤۰/۱	C	≤ ۱/۲	۱	۳
≤۰/۱	C	≥ ۱/۵	۱	۲
≥۰/۴	C	≤ ۱/۲	۱	۳
≥۰/۴	C	≥ ۱/۵	۱	۲
≤۰/۱	NC	≤ ۱/۲	۱	۲
≤۰/۱	NC	≥ ۱/۵	۱	۲
≥۰/۴	NC	≤ ۱/۲	۱	۱/۵
≥۰/۴	NC	≥ ۱/۵	۱	۱/۵

۱- در صورت نیاز می‌توان از درون یاری خطی بین مقادیر داده شده در جدول استفاده کرد.

۲- P نیروی محوری طراحی برای ستون واقع A_g در بالای اتصال و سطح مقطع کل اتصال می‌باشد.

۳- عبارات "C" و"NC" بیان گر واجد شرایط (Conforming) و فاقد شرایط (Nonconforming) بودن عضو از لحاظ آرماتور عرضی می‌باشد. اگر در محدوده مفصل خمشی خمیری در عضو فاصله تنگ‌ها از هم کمتر یا مساوی با d/3 باشد و علاوه بر این برای اعضا با نیاز شکل‌پذیری متوسط و زیاد، مقاومت تأمین شده توسط تنگ‌های (Vc) لااقل برابر با ¾ برش طراحی باشد در این صورت عضو فاقد شرایط (C) می‌باشد. در غیر این صورت عضو فاقد شرایط (NC) فرض می‌شود.

۴- V_n مقاومت برشی ستون است.

۵- در صورتی‌که ضوابط مربوط به طول گیرایی در حداکثر ۲۵٪ میلگردهای موجود در ناحیه مفصل پلاستیک رعایت نشده باشد، تیر توسط طول گیرایی یا وصله کنترل می‌شود.

۶- v برش طراحی است.

جدول ۶-۹- پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش برای روش های غیرخطی- تیرهای بتن مسلح

شرایط			پارامترهای مدل‌سازی			معیارهای پذیرش [۱]	
			زاویه دوران خمیری رادیان		نسبت مقاومت باقی مانده	زاویه دوران خمیری،رادیان نوع عضو	
			a	b	c	اصلی	غیر اصلی
الف- تیرهایی که با خمش کنترل می‌شوند [۲و۵]							
$\frac{\rho-\rho'}{\rho ba}$	آرماتور عرضی [۳]	$\frac{2V}{V_c}$ [۴و۷]					
≤۰/۰	C	≤ ۳	۰/۰۲۵	۰/۰۵	۰/۲	۰/۰۲	۰/۰۲
≤۰/۰	C	≥ ۶	۰/۰۲	۰/۰۴	۰/۲	۰/۰۱	۰/۰۲
≥۰/۵	C	≤ ۳	۰/۰۲	۰/۰۳	۰/۲	۰/۰۱	۰/۰۲
≥۰/۵	C	≥ ۶	۰/۰۱۵	۰/۰۲	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱۵
≤۰/۰	NC	≤ ۳	۰/۰۲	۰/۰۳	۰/۲	۰/۰۱	۰/۰۲
≤۰/۰	NC	≥ ۶	۰/۰۱	۰/۰۱۵	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱
≥۰/۵	NC	≤ ۳	۰/۰۱	۰/۰۱۵	۰/۲	۰/۰۱	۰/۰۱
≥۰/۵	NC	≥ ۶	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵
ب- تیرهایی که با برش کنترل می‌شوند [۲و۵]							
اگر فاصله خاموت ها کمتر از d/2 باشد			۰/۰۰۳	۰/۰۲	۰/۲	۰/۰۰۲۰	۰/۰۱
اگر فاصله خاموت ها بیشتر از d/2 باشد			۰/۰۰۳	۰/۰۱	۰/۲	۰/۰۰۲۰	۰/۰۰۵
پ- تیرهایی که توسط طول گیرایی یا وصله کنترل می‌شوند [۲و۶]							
اگر فاصله خاموت ها کمتر از d/2 باشد			۰/۰۰۳	۰/۰۲	۰/۰	۰/۰۰۲۰	۰/۰۱
اگر فاصله خاموت ها بیشتر از d/2 باشد			۰/۰۰۳	۰/۰۱	۰/۰	۰/۰۰۲۰	۰/۰۰۵
ت- تیرهایی که طول گیرایی در اتصال تیر-ستون کنترل کننده است [۲و۶]							
			۰/۰۱۵	۰/۰۳	۰/۲	۰/۰۱	۰/۰۲

۱- در صورت نیاز می‌توان از درون یاری خطی بین مقادیر داده شده در جدول استفاده کرد.

۲- در صورتی که برای یک عضو بیش از یک مورد از موارد (الف)، (ب)، (ج) و (د) صادق باشد، از کمترین مقدارداده شده در این موارد در جدول باید استفاده کرد.

۳- عبارات "C" و "NC" بیان گر واجد شرایط (Conforming) و فاقد شرایط (Nonconforming) بودن عضو از لحاظ آرماتور عرضی می‌باشد. اگر در محدوده مفصل خمشی خمیری در عضو فاصله تنگ ها از هم کمتر یا مساوی با d/3 باشد و علاوه بر این برای اعضا با نیاز شکل پذیری متوسط و زیاد، مقاومت تأمین شده توسط تنگ های (V_c) لااقل برابر با ¾ برش طراحی باشد در این صورت عضو فاقد شرایط (C) می‌باشد. در غیر این صورت عضو فاقد شرایط (NC) فرض می‌شود.

۴- v_c برشی است که بتن در تیر تحمل می‌کند.

۵- درصورتی که مقاومت برشی تیر از حداکثر نیاز برشی در دو انتها کمتر باشد، تیر با برش کنترل می‌شود.

۶- در صورتی که ضوابط مربوط به طول گیرایی در حداکثر ۲۵٪ میلگردهای موجود در ناحیه مفصل پلاستیک رعایت نشده باشد، تیر توسط طول گیرایی یا وصله کنترل می‌شود.

۷- v برش طراحی است.

جدول ۶-۱۰- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی- ستون‌های بتن مسلح

شرایط	پارامترهای مدل‌سازی			معیارهای پذیرش [1]	
	زاویه دوران خمیری رادیان		نسبت مقاومت باقی مانده	زاویه دوران خمیری، رادیان	
				نوع عضو	
	a	b	c	اصلی	غیر اصلی
الف- ستون با جزئیات آرماتور عرضی i [1و2]					
$\frac{P}{A_g f_{CL}}$ [6,7]	$\rho_s = \frac{A_V}{b_W s}$	$\frac{2V}{V_c}$ [4,9]			
≤۰/۱	≥۰/۰۰۶	ــــ	۰/۰۳۵	۰/۰۶	۰/۲	۰/۰۲۶	۰/۰۴۵
≥۰/۶	≥۰/۰۰۶	ــــ	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰	۰/۰۰۸	۰/۰۰۹
≤۰/۱	≤۰/۰۰۲	ــــ	۰/۰۲۷	۰/۰۳۴	۰/۲	۰/۰۲	۰/۰۲۷
≥۰/۶	≤۰/۰۰۲	ــــ	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰	۰/۰۰۳	۰/۰۰۴
ب- ستون با جزئیات آرماتور عرضی ii [1و2]							
≤۰/۱	≥۰/۰۰۶	≤ ۳	۰/۰۳۲	۰/۰۶	۰/۲	۰/۰۲۴	۰/۰۴۵
≤۰/۱	≥۰/۰۰۶	≥ ۶	۰/۰۲۵	۰/۰۶	۰/۲	۰/۰۱۹	۰/۰۴۵
≥۰/۶	≥۰/۰۰۶	≤ ۳	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۲	۰/۰۰۸	۰/۰۰۹
≥۰/۶	≥۰/۰۰۶	≥ ۶	۰/۰۰۸	۰/۰۰۸	۰/۲	۰/۰۰۶	۰/۰۰۷
≤۰/۱	≤۰/۰۰۰۵	≤ ۳	۰/۰۱۲	۰/۰۱۲	۰/۰	۰/۰۰۹	۰/۰۱
≤۰/۱	≤۰/۰۰۰۵	≥ ۶	۰/۰۰۶	۰/۰۰۶	۰/۰	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵
≥۰/۶	≤۰/۰۰۰۵	≤ ۳	۰/۰۰۴	۰/۰۰۴	۰/۰	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳
≥۰/۶	≤۰/۰۰۰۵	≥ ۶	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰
پ- ستون با جزئیات آرماتور عرضی iiiو [1و2]							
≤۰/۱	≥۰/۰۰۶	ــــ	۰/۰	۰/۰۶	۰/۰	۰/۰	۰/۰۳۵
≥۰/۶	≥۰/۰۰۶	ــــ	۰/۰	۰/۰۰۸	۰/۰	۰/۰	۰/۰۰۷
≤۰/۱	≤۰/۰۰۰۵	ــــ	۰/۰	۰/۰۰۶	۰/۰	۰/۰	۰/۰۰۵
≥۰/۶	≤۰/۰۰۰۵	ــــ	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰
ت- ستون هایی که با طول گیرایی یا وصله آرماتور در ارتفاع آزاد ستون کنترل میشوند [1و2]							
≤۰/۱	≥۰/۰۰۶	ــــ	۰/۰	۰/۰۶	۰/۴	۰/۰	۰/۰۳۵
≥۰/۶	≥۰/۰۰۶	ــــ	۰/۰	۰/۰۰۸	۰/۴	۰/۰	۰/۰۰۷
≤۰/۱	≤۰/۰۰۰۵	ــــ	۰/۰	۰/۰۰۶	۰/۲	۰/۰	۰/۰۰۵
≥۰/۶	≤۰/۰۰۰۵	ــــ	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰

۱- جزئیات آرماتور عرضی i، ii و iii در بند ۶-۴-۱-۲-۴ ارائه شده است.

۲- در صورتی که برای یک عضو بیش از یک مورد از موارد (الف)، (ب)، (ج) و (د) صادق باشد، از کمترین مقدارداده شده در این موارد در جدول باید استفاده کرد.

۳- در صورت نیاز می‌توان از درون یاری خطی بین مقادیر داده شده در جدول استفاده کرد.

۴- اگر $P > \frac{0}{7A_g f_{CL}}$ ، زاویه دوران پلاستیک باید برابر صفر در نظر گرفته شود مگر اینکه ستون دارای تنگ‌ها با قلاب با زاویه ۱۳۵ و فاصله کمتریا مساوی d/۳ باشد و همچنین مقاومت تامین شده توسط تنگ‌ها(V_s) حداقل برابر با ۳/۴ برش طراحی باشد.

۵- در روابط فوق نیرو بر حسب نیوتن و طول بر حسب میلی‌متر است.

۶-نیروی محوری P بر اساس ضوابط بند ۶-۴-۱-۲-۴ تعیین می‌شود.

۷- f_{CL} کرانه پائین است.

۸- V_c نیری برشی است که بتن در ستون تحمل می‌کند.

۹- v برش طراحی است.

جدول ۶-۱۱- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی- اتصالات تیر- ستون بتن مسلح

شرایط			پارامترهای مدلسازی			معیارهای پذیرش [۱]	
			زاویه دوران خمیری رادیان		نسبت مقاومت باقی مانده	زاویه دوران خمیری، رادیان نوع عضو	
			a	b	c	اصلی	غیر اصلی
الف- اتصالات داخلی [۲و۴و۵]							
$\frac{P}{A_g f_{CL}}$	آرماتور عرضی [۳]	$\frac{2V}{V_c}$ [۶،۴]					
≤۰/۱	C	≤ ۱/۲	۰/۰۱۵	۰/۰۳	۰/۲	۰/۰	۰/۰۲
≤۰/۱	C	≥ ۱/۵	۰/۰۱۵	۰/۰۳	۰/۲	۰/۰	۰/۰۱۵
≥۰/۴	C	≤ ۱/۲	۰/۰۱۵	۰/۰۲۵	۰/۲	۰/۰	۰/۰۱۵
≥۰/۴	C	≥ ۱/۵	۰/۰۱۵	۰/۰۲	۰/۲	۰/۰	۰/۰۱۵
≤۰/۱	NC	≤ ۱/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۲	۰/۲	۰/۰	۰/۰۱۵
≤۰/۱	NC	≥ ۱/۵	۰/۰۰۵	۰/۰۱۵	۰/۲	۰/۰	۰/۰۱
≥۰/۴	NC	≤ ۱/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱۵	۰/۲	۰/۰	۰/۰۱
≥۰/۴	NC	≥ ۱/۵	۰/۰۰۵	۰/۰۱۵	۰/۲	۰/۰	۰/۰۱
ب- اتصالات خارجی و یا زانویی [۲و۴و۵]							
≤۰/۱	C	≤ ۱/۲	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۲	۰/۰	۰/۰۱۵
≤۰/۱	C	≥ ۱/۵	۰/۰۱	۰/۰۱۵	۰/۲	۰/۰	۰/۰۱
≥۰/۴	C	≤ ۱/۲	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۲	۰/۰	۰/۰۱۵
≥۰/۴	C	≥ ۱/۵	۰/۰۱	۰/۰۱۵	۰/۲	۰/۰	۰/۰۱
≤۰/۱	NC	≤ ۱/۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۲	۰/۰	۰/۰۰۷۵
≤۰/۱	NC	≥ ۱/۵	۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۲	۰/۰	۰/۰۰۷۵
≥۰/۴	NC	≤ ۱/۲	۰/۰	۰/۰۰۷۵	۰/۰	۰/۰	۰/۰۰۵
≥۰/۴	NC	≥ ۱/۵	۰/۰	۰/۰۰۷۵	۰/۰	۰/۰	۰/۰۰۵

۱- در صورت نیاز می‌توان از درون یاری خطی بین مقادیر داده شده در جدول استفاده کرد.

۲- P نیروی محوری طراحی برای ستون واقع در بالای اتصال و سطح مقطع کل اتصال می‌باشد.

۳- عبارات "C" و"NC بیان گر واجد شرایط A_g (Conforming) و فاقد شرایط (Nonconforming) بودن عضو از لحاظ آرماتور عرضی می‌باشد. اگر در محدوده مفصل خمشی خمیری در عضو فاصله تنگ‌ها از هم کمتر یا مساوی با d/3 باشد و علاوه بر این برای اعضا با نیاز شکل پذیری متوسط و زیاد، مقاومت تأمین شده توسط تنگ‌های (Vc) لااقل برابر با ¾ برش طراحی باشد در این صورت عضو فاقد شرایط (C) می‌باشد. در غیر این صورت عضو فاقد شرایط (NC) فرض می‌شود.

۴- V_n مقاومت برشی ستون است.

۵- در صورتی که ضوابط مربوط به طول گیرایی در حداکثر ۲۵٪ میلگردهای موجود در ناحیه مفصل پلاستیک رعایت نشده باشد، تیر توسط طول گیرایی یا وصله کنترل می‌شود.

۶- v برش طراحی است.

۶-۴-۱-۳- قاب خمشی دال- ستونی

۶-۴-۱-۳-۱- ملاحظات کلی

مدل تحلیلی برای عضو قاب دال- ستونی باید قادر به مدل‌سازی مقاومت، سختی و ظرفیت تغییر شکل دال‌ها، ستون‌ها، اتصالات دال – ستون و سایر اعضای قاب باشد. گسیختگی احتمالی در خمش، برش، برش انتقال‌دهنده لنگر و گیرایی آرماتور در هر مقطعی در طول عضو باید در نظر گرفته شود. اندرکنش با سایر اعضاء شامل اعضا و اجزای غیر سازه‌ای نیز باید در نظر گرفته شود. عملکرد دال به عنوان دیافراگمی که اعضای عمودی را به هم وصل می‌کند باید در مدل‌سازی در نظر گرفته شود.

مدل تحلیلی قاب دال – ستونی را یا می‌توان با استفاده از المان‌های یک بعدی با فرض این‌که مشخصات المان روی محور آن متمرکز شده و یا با استفاده از مجموعه‌ای از المان‌های یک بعدی (جهت ستون‌ها) و المان‌های دو بعدی و صفحه‌ای (جهت دال‌ها) بر اساس هر یک از روش‌های زیر تهیه نمود:

۱ – مدل تیر معادل، که در این روش از المان‌های یک بعدی برای ستون ها و دال‌ها استفاد کرده که در محل گره دال- ستون به هم به طور صلب متصل هستند. عرض نیر معادل را می‌توان برابر با عرض موثر دال مطابق روابط زیر در نظر گرفت:

$$b_e = 2c_1 + \frac{1}{3} \quad \text{برای چشمه های داخلی} \qquad (۶-۸)$$

$$b_e = 2c_1 + \frac{1}{6} \quad \text{برای چشمه های خارجی} \qquad (۶-۹)$$

که در آن:

b_e: عرض موثر دال،

c_1: بعد ستون موازی با دهانه

l1: فاصله مرکز به مرکز ستون‌ها در راستای مورد نظر

۲ – مدل قاب معادل، که در این روش از المان‌های یک بعدی برای ستون‌ها و دال‌ها استفاده کرده که توسط فنرهای اتصال به هم متصل شده‌اند؛

۳- مدل اجزای محدود، که در آن از المان‌های یک بعدی برای ستون ها و المان‌های دوبعدی و صفحه‌ای برای دال‌ها استفاده می‌شود.

در هرگونه مدل‌سازی، اثرات تغییر در سطح مقطع مثلاً به علت بازشوهای دال باید در نظر گرفته شود.

۶-۴-۱-۳-۲- سختی

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

برای دال‌ها باید سختی‌های خمشی، برشی و پیچشی (در دال در مجاورت ستون) مدل شوند. برای ستون‌ها سختی‌های خمشی، برشی و محوری باید در نظر گرفته شوند. اتصالات را می‌توان به صورت اعضای صلب مدل نمود. سختی‌های موثر اعضا را می‌توان بر اساس اصول کلی بند (۶-۳-۱-۲) تعیین نمود.

۶-۴-۱-۳-۲-۲- روش‌های استاتیکی غیر خطی

روابط غیر خطی بار- تغییر شکل باید با ضوابط بند (۶-۳-۱-۲) مطابقت داشته باشد.

دال‌ها و ستون‌ها را می‌توان یا توسط المان‌های با مفصل خمیری متمرکز مدل نمود، یا از المان‌های با مفصل خمیری گسترده و یا مدل‌های دیگری که نشان داده شود قادر به مدل‌سازی رفتار اعضای دال و ستون بتن مسلح تحت اثر بار جانبی هستند استفاده کرد. در حالت کلی مدل به کار گرفته شده باید قادر به مدل‌سازی رفتار غیرارتجاعی در طول عضو باشد مگر این که با استفاده از تعادل نشان داده شود که تنها انتهای اعضا جاری خواهند شد. علاوه بر دال، ستون و اتصالات دال- ستون نیز باید مدل شوند تا بتوان گسیختگی احتمالی در انتقال برش و لنگر را در اتصال مدل نمود. در غیر این صورت باید احتمال گسیختگی اتصال را به عنوان قسمتی از تحلیل کنترل نمود. در صورتی که احتمال رفتار غیر خطی در مودی به جز خمش وجود داشته باشد، مدل به کار گرفته شده باید قادر به مدل سازی این رفتار باشد.

در مدل برای اعضای اصلی با رفتار غیر خطی، تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی ناشی از خمش در دال‌ها و ستون‌ها و اتصالات محدود می‌شود. تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی دیگر را می‌توان در اجزای غیر اصلی اجازه داد.

روابط یکنوای بار- تغییر شکل باید بر اساس رابطه کلی شکل (۶-۱) مدل شود. رابطه کلی بار- تغییر شکل باید به نحوی برقرار شود که حداکثر مقاومت با مقاومت طرح طبق ضوابط بندهای (۶-۳-۲) و (۶-۴-۱-۳-۳) سازگاری داشته باشد. برای ستون‌ها تغییر شکل کلی نشان داده شده درشکل (۶-۱)، چرخش مفصل خمیری در ستون است که ظرفیت مربوطه باید از جدول (۶-۱۰) بدست آید. برای دال‌ها و اتصالات آن‌ها به ستون‌ها تغییر شکل کلی شکل (۶-۱) چرخش اتصال دال-ستون است که ظرفیت‌های مربوطه باید از جدول (۶-۱۳) بدست آید.

۶-۴-۱-۳-۳- مقاومت

مقاومت اعضا را می‌توان بر اساس ضوابط کلی بند (۶-۳-۲) و با در نظر گرفتن ضوابط تکمیلی این بند بدست آورد.

مقاومت حداکثر اعضا باید با در نظر گرفتن احتمال گسیختگی در خمش، نیروی محوری، برش، پیچش، طول گیرایی و سایر کمیات پاسخ درهمه نقاط در طول عضو تحت ترکیبات بار ثقلی و زلزله طراحی، تعیین شود. مقاومت اتصال دال- ستون نیز باید تعیین و در مدل تحلیلی وارد شود.

مقاومت خمشی یک دال برای تحمل لنگر ناشی از تغییر شکل‌های جانبی باید از رابطه $M_{ncs}-M_{ges}$ تعیین شود، که در این رابطه، M_{ncs} مقاومت خمشی طراحی نوار ستونی و همان M_r آئین‌نامه آبا با فرض ضرایب φ_c و φ_s برابر ۱و M_{ges} لنگر نوار ستونی ناشی از بارهای ثقلی است. M_{ges} باید طبق روش‌های آیین‌نامه بتن ایران برای بار ثقلی طراحی حاصل از روش‌های فصل ۴ آئین‌نامه مربوطه بدست آید.

برای ستون‌ها می‌توان از بند (۶-۴-۱-۲-۳) جهت تخمین مقاومت برشی استفاده کرد.

مقاومت اتصال دال- ستون برای انتقال برش و لنگر را با در نظر گرفتن عملکرد توام خمش، برش و پیچش موجود در اتصال با ستون باید محاسبه کرد. روش‌های مشروح در زیر برای این منظور قابل استفاده‌اند.

برای اتصالات داخلی بدون تیرهای عرضی و برای اتصالات خارجی دارای لنگر حول محوری عمود بر لبه دال، مقاومت انتقال برش و لنگر به عنوان حداقل مقدار مقاومت‌های زیر در نظر گرفته می‌شود:

۱- مقاومت محاسبه شده با در نظر گرفتن برون مرکزیت برش در یک مقطع بحرانی دال ناشی از عملکرد توام برش و لنگر طبق ضوابط آیین‌نامه بتن ایران بدست می‌آید. در این رابطه به خصوص بخش‌های (۱۲-۱۷) و (۱۵-۴) آبا باید مورد توجه قرار گیرند.

۲- مقاومت انتقال لنگر برابر با $\frac{\Sigma M_n}{\gamma_f}$ که در این رابطه ΣM_n برابر است با مجموع مقاومت‌های مثبت و منفی مقطعی از دال بین خطوطی که به فواصل یک و نیم برابر ضخامت دال و یا ضخامت کتیبه سرستون خارج از بر ستون واقعند (بند ۱۵-۴-۳-۲ آبا) و γ_f برابر کسری از لنگر است که طبق آیین‌نامه بتن ایران توسط خمش مقاومت می‌شود (بند ۱۵-۱۴-۳ آبا).

برای لنگر حول محوری موازی لبه دال در اتصالات خارجی بدون تیرهای عرضی، اگر برش در مقطع بحرانی دال ناشی از بارهای ثقلی از $0/75\,V_c$ بیشتر نباشد و یا برش در یک تکیه گاه گوشه از $0/5\,V_c$ بیشتر نباشد، مقاومت انتقال لنگر را می‌توان مساوی مقاومت خمشی مقطعی از دال بین خطوطی به فاصله C_1 (با تعریف فصل دوازدهم آبا) خارج از وجه‌های مقابل ستون در نظر گرفت. V_c برابر با مقاومت برش سوراخ شدگی مستقیم طبق ضوابط آیین‌نامه بتن ایران می‌باشد.

۶-۴-۱-۳-۴- معیارهای پذیرش

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

کلیه تلاش‌ها و پارامترهای پاسخ اعضا در دو گروه «کنترل شونده توسط نیرو» یا «کنترل شونده توسط تغییر شکل» مطابق تعاریف بند (۳-۴) قرار می‌گیرند. در اعضای اصلی تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییر شکل باید به خمش در دال‌ها و ستون‌ها و انتقال برش و لنگر در اتصالات دال- ستون محدود شود. در اعضای غیر اصلی برش و گیرایی آرماتور مطابق آنچه در جدول (۶-۱۲) آمده است، به عنوان تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییر شکل در نظر گرفته می‌شود. کلیه تلاش‌های دیگر باید به عنوان کنترل شونده توسط نیرو در نظر گرفته شوند.

تلاش‌های طراحی در اعضا باید مطابق ضوابط فصل ۴ تعیین شوند. اگر مقدار DCR محاسبه شده از یک بیشتر باشد، تلاش‌های طراحی زیر باید بر اساس اصول آنالیز حدی به نحوی که در فصل ۴ بیان شد، معین شوند: (۱) لنگرها، برش‌ها، پیچش‌ها و لنگرهای خمشی متناظر با طول گیرایی و وصله متناظر با رسیدن عضو به سطح مقاومت خود در دال‌ها و ستون‌ها؛ (۲) نیروهای محوری در ستون‌ها، با در نظر گرفتن عملکرد خمیری احتمالی برای اعضای موجود در طبقات بالاتر از تراز مورد بررسی.

تلاش‌های طراحی باید مطابق ضوابط بند (۴-۴-۱-۲) و جداول (۶-۶) و (۶-۱۲) با مقاومت‌های طراحی مقایسه شوند. اعضایی که معادلات (۴-۲۳) و (۴-۲۴) را اقناع نمایند، معیارهای عملکرد را اضا نموده‌اند.

در صورتی که مقدار متوسط DCR های ستون‌ها در یک تراز از مقدار متوسط DCR برای دال‌ها در همان تراز بیشتر شود و نیز از مقادیر ۱ و نصف مقدار متوسط m برای ستون‌های آن تراز بیشتر شود، قاب به عنوان قابی با طبقه ضعیف محسوب شده و ارزیابی آن باید با استفاده از روش مربوط به سیستم باربر جانبی با طبقه ضعیف مطابق ضوابط بند (۶-۴-۱-۲-۴-۱) انجام شود.

۶-۴-۱-۳-۴-۲- روش تحلیل مکانیزم محتمل 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 محتمل خرابی محتمل، می‌توان از مقادیر حداکثر تغییر مکان‌های غیر ارتجاعی مجاز اعضای اصلی بر اساس جدول های (۶-۱۰) و (۶-۱۳) استفاده نمود.

۶-۴-۱-۳-۴-۳- روش‌های استاتیکی غیر خطی

در مدل، رفتار غیر ارتجاعی باید به اجزا و تلاش‌های محدود شود که در جداول (۶-۱۰) و (۶-۱۳) آورده شده‌اند، مگر این که با شواهد تحلیلی یا آزمایشگاهی و تجربی نشان داده شود که تلاش‌های غیر ارتجاعی دیگری نیز برای سطح عملکرد ایمنی جانی قابل قبول هستند. تلاش‌های محاسبه شده برای اجزا باید ضوابط فصل ۴ را اقناع نمایند. حداکثر تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی قابل قبول در جداول (۶-۱۰) و (۶-۱۳) آورده شده‌اند. در صورتی که رفتار غیر ارتجاعی در مورد تلاش یا عضوی مشاهده شود که در جداول آورده نشده، عملکرد غیر قابل قبول تلقی می‌شود.

۶-۴-۱-۳-۵- معیارهای بهسازی

اعضای قاب خمشی بتنی دال – ستونی که معیارهای پذیرش را برای هدف بهسازی مورد نظر تأمین نمی‌کنند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید بر اساس ضوابط بند (۶-۳-۷) و سایر ضوابط این دستورالعمل باشد.

جدول ۶-۱۲- معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی- دال‌های دوطرفه و اتصالات دال- ستون

شرایط		ضرایب m[1]	
		نوع عضو	
$\frac{V_g}{V}$ [2]	میلگردهای پیوستگی [3]	اصلی	غیر اصلی
الف- اتصالات دال - ستون [1]			
۰/۰	بله	۲/۷۵	۳/۵
۰/۲	بله	۲/۵	۳
۰/۴	بله	۲	۲/۲۵
≥ ۰/۶	بله	۱	۱
۰/۰	خیر	۲/۲۵	۲/۲۵
۰/۲	خیر	۲	۲
۰/۴	خیر	۱/۵	۱/۵
۰/۶	خیر	۱	۱
≥ ۰/۶	خیر	---	---
ب- دال های کنترل شونده توسط طول گیرایی یا وصله [1]			
		---	۳
پ- دال های کنترل شونده توسط طول گیرایی در اتصال دال - ستون [1]			
		۲	۳

۱- در صورتی که برای یک عضو بیش از یک مورد از موارد (الف)، (ب) و (پ) صادق باشد، از کمترین مقدار داده شده در این موارد در جدول باید استفاده کرد.

۲- V_g برش در مقطع بحرانی دال ناشی از نیروهای ثقلی و V_0 مقاومت در برابر برش مستقیم سوراخ کننده می‌باشد.

۳- عبارت «بله» در مورد میلگردهای پیوستگی وقتی صادق است که لااقل یکی از میلگردهای اصلی تحتانی در هر جهت به طور موثری در ستون ادامه یافته باشد.

جدول ۶-۱۳- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی- دال‌های دو طرفه و اتصالات ستون به دال

شرایط			پارامترهای مدلسازی[۱]			معیارهای پذیرش[۱]	
			زاویه دوران خمیری رادیان		نسبت مقاومت باقی مانده	زاویه دوران خمیری، رادیان نوع عضو	
			a	b	c	اصلی	غیر اصلی
الف- اتصالات دال - ستون[۲]							
$\frac{V_g}{V_o}$[۳]	میلگردهای پیوستگی[۴]						
۰/۰	بله		۰/۰۳۵	۰/۰۵	۰/۲	۰/۰۲۶	۰/۰۳۵
۰/۲	بله		۰/۰۳	۰/۰۴	۰/۲	۰/۰۲۳	۰/۰۳
۰/۴	بله		۰/۰۲	۰/۰۳	۰/۲	۰/۰۱۵	۰/۰۲
≥ ۰/۶	بله		۰/۰	۰/۰۲	۰/۰	۰/۰	۰/۰
۰/۰	خیر		۰/۰۲۵	۰/۰۲۵	۰/۰	۰/۰۲	۰/۰۲
۰/۲	خیر		۰/۰۲	۰/۰۲	۰/۰	۰/۰۱۵	۰/۰۱۵
۰/۴	خیر		۰/۰۲	۰/۰۱	۰/۰	۰/۰۰۸	۰/۰۰۸
۰/۶	خیر		۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰
≥ ۰/۶	خیر		۰/۰	۰/۰	۰/۰	---	---
ب- دال‌های کنترل شونده توسط طول گیرایی یا وصله[۲]							
			۰/۰	۰/۰۲	۰/۰	۰/۰	۰/۰۱
پ- دال‌های کنترل شونده توسط طول گیرایی در اتصال دال - ستون[۲]							
			۰/۰۱۵	۰/۰۳	۰/۲	۰/۰۱	۰/۰۲

۱- در صورت نیاز می‌توان از درون یابی خطی بین مقادیر داده شده در جدول استفاده کرد.

۲- در صورتی که برای یک عضو بیش از یک مورد از موارد (الف)، (ب) و (پ) صادق باشد، از کمترین مقدار داده شده در این موارد در جدول باید استفاده کرد.

۳- V_g برش در مقطع بحرانی دال ناشی از نیروهای ثقلی و V_o مقاومت در برابر برش مستقیم سوراخ کننده می‌باشد.

۴- عبارت «بله» در مورد میلگردهای پیوستگی وقتی صادق است که لااقل یکی از میلگردهای اصلی تحتانی در هر جهت به طور موثری در ستون ادامه یافته باشد.

۶-۵- اجزای سازه‌ای بتنی

اجزای سازه‌ای بتنی شامل دیوارهای برشی، دیافراگم‌ها و پی‌های بتنی در این قسمت بررسی می‌شوند. در بند (۶-۵-۱) دیوارهای برشی بتنی بررسی خواهند شد. دیافراگم‌ها و اجزای پی‌ها در قسمت‌های بعد بررسی می‌شود. دیافراگم بتنی در بند (۶-۵-۲) و نهایتاً ضوابط مربوط به اجزای پی بتنی در بند (۶-۵-۳) ارایه خواهند شد.

۶-۵-۱- دیوارهای برشی بتنی

۶-۵-۱-۱- انواع دیوارهای برشی بتنی و اجزای مربوط

ضوابط بند (۶-۵-۱) قابل اعمال به همه دیوارهای برشی در همه نوع سیستم‌های ساختمانی که از دیوار برشی استفاده می‌کنند می‌باشد. این موارد شامل دیوارهای برشی مستقل، دیوارهای برشی که در سیستم سازه‌ای دوگانه (قاب- دیوار)، دیوارهای برشی کوپله و دیوارهای برشی ناپیوسته می‌باشد.

در صورتی که بازشوهای موجود در دیوار، بر مقاومت یا رفتار غیر ارتجاعی دیوار تأثیر قابل ملاحظه نداشته باشند می‌توان دیوار را به صورت یکپارچه مدل نمود. دیوارهای برشی بازشودار دیوارهایی هستند که بازشوها در آن به صورت نسبتاً منظم توزیع شده‌اند که دیوار را به پایه‌ها و تیرهای عمیق که به نام «قطعات دیوار» (wall Segments) خوانده می‌شوند، تجزیه می‌کند.

۶-۵-۱-۱-۱- دیوارهای برشی یکپارچه و قطعات دیوار

دیوارهای برشی بتن مسلح یکپارچه شامل المان‌های قایم درجا ریخته شده، به صورت کوپله و غیر کوپله با فرم سطح مقطع بسته یا باز می‌باشند. این دیوارها باید سطح مقطع های نسبتاً پیوسته داشته باشند و باید هم در مقابل بار ثقلی و هم بار جانبی مقاومت داشته باشند.

دیوارهای برشی یا قطعات دیوار با نیروهای محوری بزرگتر از $۰/۳۵P_o$ (P_o: نیروی محوری حداکثر قابل تحمل توسط دیوار) در تحمل بار زلزله موثر فرض نمی‌شوند. حداکثر فاصله افقی و عمودی آرماتورها نباید از ۴۵Cm بیشتر باشد. دیوارهایی که نسبت آرماتور آن‌ها از ۰/۰۰۲۵ کمتر باشد ولی فاصله آرماتورها کمتر از ۴۵Cm باشد، در تحمل بار جانبی سهیم می‌باشند به شرطی که نیروی برشی نیاز از مقاومت برشی اسمی کاهش یافته دیوار که طبق بند (۶-۵-۱-۲-۳) محاسبه شده، کمتر باشد.

۶-۵-۱-۱-۲- ستون‌های بتن مسلحی که دیوارهای برشی ناپیوسته بر آن‌ها اتکا دارند.

ستون‌های بتن مسلحی که دیوارهای برشی ناپیوسته بر آن‌ها اتکا دارند بر اساس ضوابط بند (۶-۴-۱-۲) ارزیابی و بهسازی شوند.

۶-۵-۱-۱-۳- تیرهای کوپله بتن مسلح

تیرهای کوپله (همبند) بتن مسلح که برای اتصال دو دیوار برشی به هم به کار می‌روند باید بر اساس ضوابط بند (۶-۵-۱-۲) ارزیابی و بهسازی شوند.

۶-۵-۱-۲- دیوارهای برشی بتن مسلح، قطعات دیوار، تیرهای کوپله

۶-۵-۱-۲-۱- ملاحظات کلی

مدل تحلیلی برای یک دیوار برشی باید به طور مناسب ظرفیت تغییر شکل، سختی و مقاومت دیوار برشی را مدل‌سازی نماید. احتمال گسیختگی خمشی، برشی و گسیختگی ناشی از طول مهاری ناکافی در هر مقطع دیوار برشی باید در نظر گرفته شود. اندرکنش با سایر اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای باید در نظر گرفته شود.

دیوارهای برشی لاغر (دیوارهای برشی با نسبت ارتفاع به طول بیش از ۳) و قطعات دیوار را می‌توان به صورت المان‌های تیر- ستون معادل با در نظر گرفتن تغییر شکل‌های خمشی و برشی مدل نمود. در محاسبه مقاومت خمشی المان‌های تیر ستون باید اندرکنش بین نیروی محوری و خمش در نظر گرفته شود. طول قطعه صلب بین گره تیر- ستون تا المان تیر- ستون معادل، برابر فاصله مرکز سطح دیوار تا لبه دیوار می‌باشد. برای دیوارها با مقاطع نامتقارن، باید تفاوت ظرفیت خمشی در دو جهت بارگذاری مدل شوند.

از المان تیری که در آن هم تغییر شکل‌های خمشی و هم تغییر شکل‌های برشی ملحوظ شده باشد برای مدل‌سازی تیرهای کوپله باید استفاده نمود.

۶-۵-۱-۲-۲- سختی

سختی موثر تمام اعضا باید با توجه به مشخصات مصالح آنها، ابعاد عضو، میزان آرماتور، شرایط مرزی و نیز وضعیت فعلی عضو از لحاظ سطح تنش و وضعیت ترک خوردگی تعیین شوند.

راه دیگر تعیین سختی‌های موثر استفاده از مقادیر پیشنهادی جدول (۶-۲) می‌باشد. برای بدست آوردن توزیع مناسب نیروهای جانبی در ساختمان‌های با دیوارهای باربر، تمام دیوارها را می‌توان یا در

وضعیت بدون ترک و یا ترک خورده فرض کرد. در ساختمان‌هایی که مقاومت در برابر بار جانبی توسط دیوارهای سازه‌ای به تنهایی تأمین می‌شود و یا ترکیبی از دیوارها و قاب‌های مقاومت جانبی را تأمین می‌کنند، تمام دیوارهای برشی و یا قطعات دیوار بحث شده در این بخش به صورت ترک خورده فرض می‌شوند.

برای تیرهای کوپله، از مقادیر سختی موثر داده شده در جدول (۶-۲) استفاده می‌شود مگر اینکه با استفاده از تحلیلی دقیق تر مقدار سختی تخمین زده شود.

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

در مدل‌سازی دیوارهای برشی و اجزای مربوط باید سختی‌های محوری، خمشی و برشی در نظر گرفته شوند. برای دیوارهای با سطح مقطع بسته یا باز از قبیل جعبه، T, L, I و C از ضوابط بند (۶-۵-۱-۳) برای تعیین پهنای موثر فشاری و یا کششی استفاده می‌شود. در مورد مقادیر سختی های محاسباتی که در تحلیل ها مورد استفاده قرار می‌گیرند، باید ضوابط بند (۶-۵-۱-۲) را به کار برد.

اتصالات بین دیوارهای برشی و اعضای قاب را بنا به مورد می‌توان به صورت اجزای صلب یا انعطاف پذیر و یا مفصل مدل نمود.

۶-۵-۱-۲-۲-۲- روش استاتیکی غیر خطی

روابط غیر خطی نیرو – تغییر شکل باید طبق ضوابط بند (۶-۵-۱-۲) در نظر گرفته و در روش استاتیکی غیر خطی به کار گرفته شوند. روابط یکنوای بار – تغییر شکل برای مدل های تحلیلی دیوارهای برشی، المآن‌های دیوار و تیرهای کوپله باید مطابق رابطه ی کلی شکل (۶-۱) باشد. برای دیوارهای برشی و قطعات دیواری که تحت اثر بار جانبی رفتار غیر ارتجاعی خمشی می‌توان از روش زیر استفاده کرد.

منحنی بار – تغییر شکل (۶-۱) در نظر گرفته شده و در آن محور x نمایشگر میزان چرخش در بالای منطقه ی مفصل پلاستیک در انتهای عضو مطابق آنچه در شکل (۶-۳) نشان داده شده فرض می‌شود. میزان چرخش مفصل در نقطه ی B در شکل (۶-۱) متناظر است با میزان چرخش در نقطه جاری شدن، θ_y، که مقدار آن را می‌توان از رابطه ی (۶-۱۰) محاسبه نمود.

$$\theta_y = \left[\frac{M_y}{E_c I}\right] I_p \qquad (۱۰-۶)$$

که در آن معادله:

M_y: ظرفیت لنگر تسلیم (جاری شدن) دیوار برشی یا قطعه ی دیوار می‌باشد؛

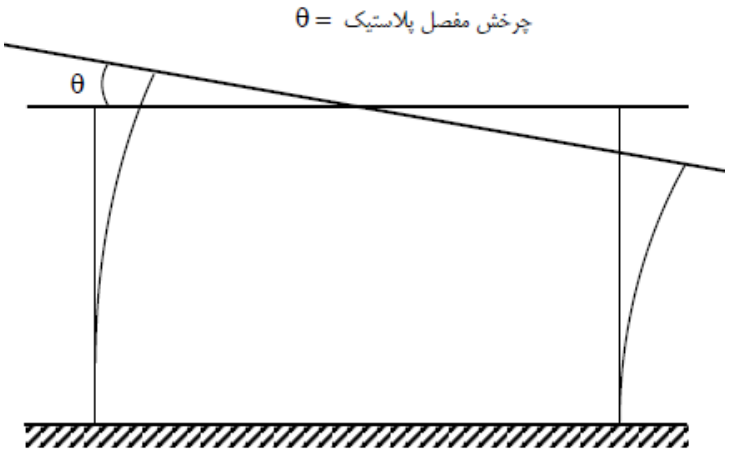
E_c: ضریب ارتجاعی بتن می‌باشد؛

I: لنگر اینرسی عضو است؛

I_P: طول فرض شده برای مفصل پلاستیک است.

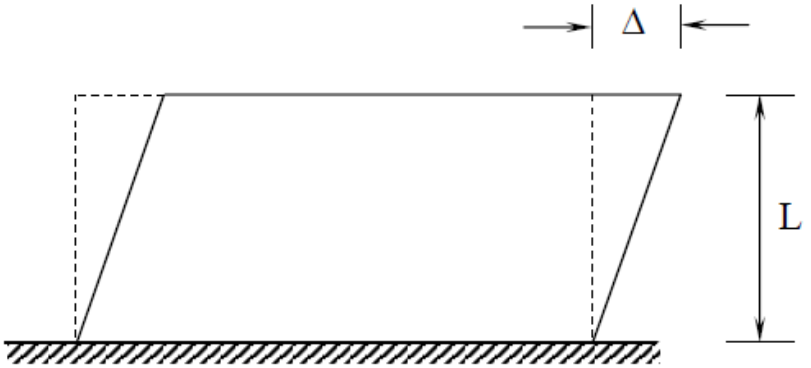
در مدل‌های تحلیلی دیوارهای برشی و قطعات دیوار، مقدار I_P برابر نصف طول در پلان و یا ارتفاع طبقه همکف، هر کدام که کمتر باشد، برای ستون‌هایی که دیوارهای برشی ناپیوسته را تحمل می‌کنند، مقدار I_P برابر نصف عمق موثر خمشی عضو فرض می‌شود مقادیر متغیرهای b,a و c که برای تعیین نقاط E,D,C در شکل (۶-۱- الف) مورد نیازند درجدول

(۶-۱۸) داده شده‌اند. برای دیوارهای برشی و قطعات دیواری که پاسخ غیر ارتجاعی آنها با برش کنترل می‌شود، می‌توان از روش زیر استفاده کرد.



شکل ۶-۳- چرخش مفصل خمیری در دیوار برشی برای حالتی که خمشی بر رفتار غیر خطی ارتجاعی حاکم است.

رابطه بار – تغییر شکل مطابق شکل (۶-۱ ب) در نظر گرفته و محور x در آن شکل به عنوان تغییر مکان جانبی نسبی فرض می‌شود. برای دیوارهای برشی مقدار این تغییر مکان نسبی به عنوان تغییر مکان نسبی طبقه مطابق آنچه در شکل (۶-۴) نشان داده شده فرض می‌شود. برای قطعات دیوار، شکل (۶-۴) تعریف تغییر مکان نسبی عضو را نمایش می‌دهد.

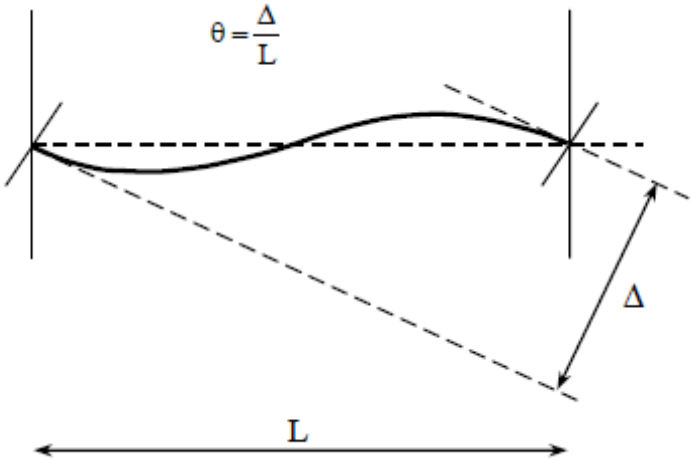


شکل ۶-۴- چرخش مفصل خمیری در دیوار برشی برای حالتی که برش بر رفتار غیر خطی ارتجاعی حاکم است.

برای تیرهای کوپله روش به قرار زیر است:

رابطه بار – تغییر شکل مطابق شکل (۶-۱ ب) در نظر گرفته و محور x در آن شکل به عنوان چرخش عضو، به نحوی که در شکل (۶-۵) نمایش داده شده، اختیار می‌شود. مقادیر متغیرهای d,c و e که برای تعیین محل نقاط D,C و E در

شکل (۶-۱- ب) مورد نیازند در جدول (۶-۱۹) داده شده‌اند. در صورتی که شرایط عضو مورد نظر بین حدود داده شده در جداول باشد می‌توان از درون‌یابی خطی استفاده کرد.



شکل ۶-۵- دوران در تیرهای همبند

۶-۵-۱-۲-۳- مقاومت

مقاومت‌های اعضا باید بر اساس ضوابط کلی بند (۶-۳-۲) و با در نظر گرفتن هر گونه تغییر لازم در آن‌ها طبق سایر ضوابط این فصل محاسبه شوند. در محاسبه مقاومت‌ها باید احتمال گسیختگی خمشی، برشی با گسیختگی ناشی از طول گیرایی آرماتورها تحت بار ثقلی و جانبی در نظر گرفته شود.

مقدار مقاومت خمشی اسمی دیوارهای برشی یا قطعات دیوار، M_n باید طبق اصول ارایه شده در آیین‌نامه بتن ایران و با فرض ضرایب ایمنی جزیی برابر یک محاسبه شود. در محاسبه مقاومت خمشی اسمی، از عرض های موثر بال های فشاری و کششی مطابق بند (۲۰-۵-۳-۱-۴) آبا می‌توان استفاده کرد. برای تعیین مقاومت جاری شدن خمشی دیوار برشی، که با نقطه B در شکل (۶-۱ الف) مشخص است، تنها باید میلگردهای طولی واقع در عضو مرزی در نظر گرفته شوند. در صورتی که دیوار فاقد اعضای مرزی باشد، تنها میلگردهایی که در ۲۵٪ انتهایی مقطع دیوار قرار دارند باید در محاسبه مقاومت تسلیم دخالت داده شوند. برای محاسبه مقاومت خمشی اسمی دیوار که با نقطه C در شکل (۶-۱- الف) متناظر است. تمام میلگردهای طولی (شامل میلگردهای جان) باید در محاسبه دخالت داده شوند، در کلیه محاسبات مربوط به محاسبه مقاومت خمشی، مقاومت تسلیم آرماتورهای طولی باید برابر مقاومت تسلیم مورد انتظار، فرض شود. نیروی محوری وارد شده بر دیوار باید شامل اثرات بارهای ثقلی مطابق ضوابط فصل ۴ باشد.

مقاومت برشی اسمی دیوار برشی یا قطعه ی دیوار V_n، باید بر اساس ضوابط فصل بیستم آیین‌نامه بتن ایران تعیین شود. مقاومت برشی اسمی ستون‌هایی که دیوارهای برشی ناپیوسته را تحمل می‌کنند نیز باید بر اساس ضوابط فصل بیستم آیین‌نامه بتن ایران تعیین شود. در کلیه محاسبات مربوط به محاسبه مقاومت برشی، باید از مقاومت جاری شدن تعیین

شده (Specified) بدون ضریب استفاده شود. برای این حالت، تفاوتی بین مقاومت‌های برشی جاری شدن و اسمی که متناظر با نقاط B و C در شکل (۶-۱) می‌باشند، وجود ندارد.

اگر درصد میلگرد افقی یک دیوار برشی یا قطعه ی دیوار، ρ_H، کمتر از ۰/۰۰۲۵ ولی بزرگتر از ۰/۰۰۱۵ باشد، در محاسبه مقاومت برشی دیوار می‌توان مطابق فوق از آیین نامه ی بتن ایران استفاده کرد. در صورتی که درصد میلگرد جانبی کمتر از ۰/۰۰۱۵ باشد می‌توان سهم میلگردهای دیوار را در مقاومت برشی ثابت و برابر مقدار حاصل در حالت ρ_H = ۰/۰۰۱۵ فرض نمود.

طول وصله برای آرماتورهای طولی اصلی را می‌توان بر اساس ضوابط بند (۶-۳-۵) ارزیابی نمود. در صورتی که سطح تنش آرماتور در مقاطعی توسط طول وصله کنترل شود، باید مقاومت‌های خمشی کاهش یافته محاسبه شوند. نیاز به آرماتور محصور کننده برای اعضای مرزی دیوار برشی را می‌توان با توجه به ضوابط آیین‌نامه بتن ایران ارزیابی نمود. مقاومت های برشی و خمشی تیرهای کوپله بر اساس ضوابط فصل بیستم آیین‌نامه بتن ایران محاسبه می‌شوند. در این محاسبات از مقاومت مورد انتظار آرماتورهای طولی و قطری استفاده می‌شود.

مقاومت برشی و خمشی اسمی ستون هایی که دیوارهای برشی ناپیوسته بر آن‌ها اتکا دارند، طبق ضوابط بند (۶-۴-۱-۲-۳) ارزیابی می‌شوند.

۶-۵-۱-۲-۴- معیارهای پذیرش

۶-۵-۱-۲-۴-۱- روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

دیوارهای برشی، قطعات دیوار، تیرهای کوپله و ستون‌هایی که دیوارهای برشی ناپیوسته را تحمل می‌کنند را باید طبق ضوابط بند (۳-۴) به یکی از دو دسته کنترل شونده توسط نیرو یا کنترل شونده توسط تغییر شکل طبقه‌بندی کرد. برای ستون‌هایی که دیوارهای برشی ناپیوسته را تحمل می‌کنند، رفتار کنترل شونده توسط تغییر مکان باید به رفتار خمشی محدود شود. در سایر اعضاء رفتار کنترل شونده توسط تغییر مکان باید به خمش یا برش محدود شود، بقیه تلاش‌ها باید کنترل شونده توسط نیرو فرض شوند.

از مقاومت خمشی اسمی یک دیوار یا قطعه دیوار باید برای تعیین حداکثر نیروی برشی در دیوار برشی، قطعات دیوار و ستون‌هایی که دیوارهای برشی ناپیوسته را تحمل می‌کنند، استفاده کرد. در مورد دیوارهای برشی کنسول و نیز ستون هایی که دیوارهای برشی ناپیوسته را تحمل می‌کنند، نیروی برشی طراحی مساوی نیروی جانبی است که می‌تواند پای دیوار را به مقاومت خمشی اسمی برساند با فرض اینکه این نیرو به صورت یکنواخت در ارتفاع دیوار توزیع شده باشد. برای قطعات دیوار، نیروی طراحی برابر برش لازم جهت رساندن دو انتهای مقابل قطعه دیوار به مقاومت های خمشی اسمی مثبت ومنفی می‌باشد.

نیروی طراحی (خمش، برش، یا نیروی منتقل شده در محل وصله یا مهار) اعضا باید مطابق ضوابط فصل ۴ تعیین شوند. در تعیین مقادیر مناسب برای نیروی طراحی، باید به بارهای ثقلی و نیز مقدار حداکثر نیروهایی که با توجه به رفتار

غیرخطی در اعضای مجاور، امکان انتقال به عضو مورد نظر را دارند توجه شود. نیروی طراحی باید با مقاومت های طراحی مطابق ضوابط بند (۴-۴-۱-۲) مقایسه شوند.

جداول (۶-۱۴) و (۶-۱۵) مقادیر m را جهت استفاده در رابطه ی (۴-۲۳) به دست می‌دهند.

۶-۵-۱-۲-۴-۲- روش تحلیل مکانیزم محتمل 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 محتمل خرابی ، میتوان از مقادیر حداکثر تغییر مکانهای غیر الاستیک مجاز اعضای اصلی بر اساس جدول های (۶-۱۸) و (۶-۱۹) استفاده نمود.

۶-۵-۱-۲-۴-۳- روش‌های استاتیکی غیر خطی

در مدل طراحی، پاسخ غیر ارتجاعی باید به تلاش‌ها و اعضایی که در جداول (۶-۱۶) و (۶-۱۷) آمده اند محدود شود.

برای اعضایی که رفتار غیر ارتجاعی از خود نشان می‌دهند، مقدار سایر پاسخ ها (نیروها، لنگرها، یا لنگرهای پیچشی) در عضو، متناظر با مقدار پاسخی که باعث رفتار غیر ارتجاعی می‌شود، می‌باشد و مقدار این پاسخ‌ها از ظرفیت‌های اسمی آنها کمتر است.

اجزایی که پاسخ غیر ارتجاعی دارند باید ضوابط بند (۴-۴-۲) را تأمین نمایند و مقدار حداکثر چرخش مفصل خمیری، تغییر مکان نسبی یا زاویه ی چرخش عضو نباید از مقادیری که در جداول (۶-۱۴) و (۶-۱۵) برای سطح عملکرد خاص داده شده‌اند، بیشتر شوند. اگر شرایط عضو مورد مطالعه بین حدود ارایه شده در جدول باشد می‌توان با استفاده از درون یابی خطی مقادیر را محاسبه کرد

۶-۵-۱-۲-۵- معیارهای بهسازی

اگر دیوارهای برش بتن مسلح، قطعات دیوار، تیرهای کوپله و ستون‌هایی که دیوارهای برشی ناپیوسته را تحمل می‌کنند، معیارهای پذیرش را برای سطح عملکرد مورد نظر تأمین نمی‌کنند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید با ضوابط بند (۶-۳-۷) و سایر موارد این دستورالعمل منطبق باشد.

جدول ۶-۱۴- معیارهای پذیرش برای روش های خطی- اعضای کنترل شونده با خمش

شرایط			ضرایب m [۷]	
			نوع عضو	
			اصلی	غیر اصلی
الف-دیوارهای برشی یا قطعات دیوار				
$\frac{[A_s - A'_s]f_y + P}{t_w l_w f_c}$ [۵]	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$ [۴]	محصورشدگی مرزی [۱]		
≤۰/۱	≤ ۴	بله	۴	۶
≤۰/۱	≥ ۶	بله	۳	۴
≥۰/۲۵	≤ ۴	بله	۳	۴
≥۰/۲۵	≥ ۶	بله	۲	۲/۵
≤۰/۱	≤ ۴	خیر	۲/۵	۴
≤۰/۱	≥ ۶	خیر	۲	۲/۵
≥۰/۲۵	≤ ۴	خیر	۱/۵	۲
≥۰/۲۵	≥ ۶	خیر	۱/۵	۱/۷۵
ب- تیرهای کوپله کننده دیوارهای برشی [۲]				
آرماتورهای طولی و عرضی [۳]	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$ [۴]			
آرماتورهای طولی و آرماتور عرضی واجد شرایط	≤ ۳		۴	۶
	≥ ۶		۳	۴
آرماتورهای طولی و آرماتور عرضی فاقد شرایط	≤ ۳		۳/۵	۵
	≥ ۶		۱/۸	۲/۵
آرماتور قطری	---		۵	۷

۱- ضوابط محصور شدگی مرزی همان ضوابط ارایه شده در آیین نامه ی طراحی سازه های بتن مسلح می‌باشد.

۲- در مورد تیرهای کوپله اعضای غیر اصلی با دهانه های کمتر از ۲/۵ متر در صورتی که آرماتورهای تحتانی آنها به طور ممتد در دیوارهای دو طرف قرار داشته باشند می‌توان مقادیر جدول را دو برابر نمود.

۳- منظور از آرماتور طولی، آرماتورهای واقع در بالا و پایین تیرهای کوپله کننده موازی محور طولی آن می‌باشد شرایط آرماتورهای عرضی «واجد شرایط» عبارتند از: (الف) در تمام طول تیر کوپله کننده خاموت های بسته در فاصله کمتر یا مساوی $\frac{d}{3}$ از هم قرار داشته باشند، (ب) مقاومت تأمین شده V_s توسط تنگ ها از مقاومت بسته حداقل برابر ¾ مقاومت برشی مورد نیاز تیر کوپله کننده باشد.

۴- Vبرش طراحی است.

۵- نیروی محوری بر اساس ضوابط بند ۶-۴-۱-۲-۴-۱ تعیین میشود.

۶- در رابطه ی فوق نیرو بر حسب نیوتن و طول بر حسب میلی متر است

۷- در صورت نیاز میتوان از درون یابی استفاده نمود

جدول ۶-۱۵- معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی- اعضای کنترل شونده با برش

شرایط	ضرایب m [1]	
	نوع عضو	
	اصلی	غیر اصلی
الف-دیوارهای برشی یا قطعات دیوار		
$\frac{[A_s - A'_s]f_y + P}{t_w l_w f_c} \le 0.05$ ۵	۲/۵	۴/۵
$\frac{[A_s - A'_s]f_y + P}{t_w l_w f_c} \rangle 0.05$ ۵	۲	۳
ب- تیرهای کوپله کننده دیوارهای برشی [2]		
آرماتورهای طولی و عرضی [3]	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$ [4]	
آرماتورهای طولی و آرماتور عرضی واجد شرایط	≤ ۳	۳	۴
	≥ ۶	۲	۲/۵
آرماتورهای طولی و آرماتور عرضی فاقد شرایط	≤ ۳	۲/۵	۳
	≥ ۶	۱/۲	۱/۵

۱- در دیوارهای برشی و قطعات دیواری که رفتار غیر ارتجاعی آن‌ها توسط برشی کنترل می‌شود نیروی $A_g f_c$ محوری عضو باید کمتر یا مساوی ۰/۱۵ باشد، آرماتورهای طولی باید متقارن باشند و نیز حداکثر تنش برشی باید کمتر یا مساوی $5\sqrt{f_s}$ باشد در غیر این صورت خمش به عنوان پارامتر پاسخ کنترل شده توسط نیرو فرض شود.

۲- در مورد تیرهای کوپله اعضای غیر اصلی با دهانه‌های کمتر از ۲/۵ متر در صورتی که آرماتورهای تحتانی آنها به طور ممتد در دیوارهای دو طرف قرار داشته باشند می‌توان مقادیر جدول را دو برابر نمود.

۳- منظور از آرماتور طولی، آرماتورهای واقع در بالا و پایین تیرهای کوپله کننده موازی محور طولی آن می‌باشد شرایط آرماتورهای عرضی «واجد شرایط» عبارتند از: (الف) در تمام طول تیر کوپله کننده خاموت‌های بسته در فاصله کمتر یا مساوی $\frac{d}{3}$ از هم قرار داشته باشند، (ب) مقاومت تأمین شده V_s توسط تنگ ها از مقاومت بسته حداقل برابر ¾ مقاومت برشی مورد نیاز تیر کوپله کننده باشد.

۴- V برش طراحی است.

۵- نیروی محور بر اساس ضوابط بند ۶-۴-۱-۲-۴-۱ تعیین می‌شود.

۶- در رابطه فوق نیرو بر حسب نیوتن و طول بر حسب میلی‌متر است

جدول ۶-۱۶- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی- اعضای کنترل شونده با خمش

شرایط			پارامترهای مدلسازی			معیارهای پذیرش [۱]	
			زاویه دوران خمیری		نسبت مقاومت	زاویه دوران خمیری، رادیان	
			رادیان		باقی مانده	نوع عضو	
			a	b	c	اصلی	غیر اصلی
الف- دیوارهای برشی یا قطعات دیوار							
$\frac{[A_s - A'_s]f_y + P}{t_w l_w f_c}$ [۵]	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$ [۴]	محصورشدگی مرزی [۱]					
≤۰/۱	≤۴	بله	۰/۰۱۵	۰/۰۲۰	۰/۷۵	۰/۰۱۰	۰/۰۱۵
≤۰/۱	≥ ۶	بله	۰/۰۱۰	۰/۰۱۵	۰/۴۰	۰/۰۰۸	۰/۰۱۰
≥۰/۲۵	≤ ۴	بله	۰/۰۰۹	۰/۰۱۲	۰/۶۰	۰/۰۰۶	۰/۰۰۹
≥۰/۲۵	≥ ۶	بله	۰/۰۰۵	۰/۰۱۰	۰/۳۰	۰/۰۰۳	۰/۰۰۵
≤۰/۱	≤ ۴	خیر	۰/۰۰۸	۰/۰۱۵	۰/۶۰	۰/۰۰۴	۰/۰۰۸
≤۰/۱	≥ ۶	خیر	۰/۰۰۶	۰/۰۱۰	۰/۳۰	۰/۰۰۴	۰/۰۰۶
≥۰/۲۵	≤۴	خیر	۰/۰۰۳	۰/۰۰۵	۰/۲۵	۰/۰۰۲	۰/۰۰۳
≥۰/۲۵	≥ ۶	خیر	۰/۰۰۲	۰/۰۰۴	۰/۲۰	۰/۰۰۱	۰/۰۰۲
ب- تیرهای کوپله کننده دیوارهای برشی [۲]							
آرماتورهای طولی و عرضی [۳]	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$ [۴]						
آرماتورهای طولی و آرماتور عرضی واجد شرایط	≤ ۳		۰/۰۲۵	۰/۰۵۰	۰/۷۵	۰/۰۲	۰/۰۲۵
	≥ ۶		۰/۰۲۰	۰/۰۴۰	۰/۵۰	۰/۰۱	۰/۰۲
آرماتورهای طولی و آرماتور عرضی فاقد شرایط	≤ ۳		۰/۰۲۰	۰/۰۳۵	۰/۵۰	۰/۰۱۲	۰/۰۲
	≥ ۶		۰/۰۱۰	۰/۰۲۵	۰/۲۵	۰/۰۰۸	۰/۰۱
آرماتور قطری	---		۰/۰۳۰	۰/۰۵۰	۰/۸۰	۰/۰۱۸	۰/۰۳

۱- ضوابط محصور شدگی مرزی همان ضوابط ارایه شده در آیین نامه ی طراحی سازه‌های بتن مسلح می‌باشد.

۲- در مورد تیرهای کوپله اعضای غیر اصلی با دهانه های کمتر از ۲/۵ متر در صورتی که آرماتورهای تحتانی آنها به طور ممتد در دیوارهای دو طرف قرار داشته باشند می‌توان مقادیر جدول را دو برابر نمود.

۳- منظور از آرماتور طولی، آرماتورهای واقع در بالا و پایین تیرهای کوپله کننده موازی محور طولی آن می‌باشد شرایط آرماتورهای عرضی «واجد شرایط» عبارتند از: (الف) در تمام طول تیر کوپله کننده خاموت‌های بسته در فاصله کمتر یا مساوی d/3 از هم قرار داشته باشند، (ب) مقاومت V_s تأمین شده توسط تنگ‌ها بسته حداقل برابر ¾ مقاومت برشی مورد نیاز تیر کوپله کننده باشد.

۴- Vبرش طراحی است.

۵- نیروی محور بر اساس ضوابط بند ۶-۴-۱-۲-۴-۱ تعیین می‌شود.

۶- در رابطه فوق نیرو بر حسب نیوتن و طول بر حسب میلی‌متر است

۷- در صورت نیاز میتوان از درون یابی استفاده نمود

جدول ۶-۱۷- پارامترها و مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی- اعضای کنترل شونده با برش

شرایط		پارامترهای مدلسازی					معیارهای پذیرش [۱]	
		زاویه دوران خمیری		نسبت مقاومت			زاویه دوران خمیری، رادیان	
		رادیان [۱]		باقی مانده			نوع عضو	
		d	e	g	c	f	اصلی	غیر اصلی
الف-دیوارهای برشی یا قطعات دیوار [۱]								
		۱/۰	۲/۰	۰/۴	۰/۲	۰/۶	۰/۷۵	۱/۵
		۰/۷۵	۱/۰	۰/۴	۰/۰	۰/۶	۰/۵۵	۰/۷۵
ب-تیرهای کوپله کننده دیوارهای برشی [۲]								
آرماتورهای طولی و عرضی [۴]	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$							
آرماتورهای طولی و آرماتور عرضی واجد شرایط	≤۳	۰/۰۲	۰/۰۳۰		۰/۶۰		۰/۰۱۵	۰/۰۲۰
	≥۶	۰/۰۱۶	۰/۰۲۴		۰/۳۰		۰/۰۱۲	۰/۰۱۶
آرماتورهای طولی و آرماتور عرضی فاقد شرایط	≤۳	۰/۰۱۲	۰/۰۲۵		۰/۴۰		۰/۰۰۸	۰/۰۱۰
	≥۶	۰/۰۰۸	۰/۰۱۴		۰/۲۰		۰/۰۰۶	۰/۰۰۷

۱- در مورد دیوارهای برشی و قطعات دیوار از تغییرمکان نسبی و در مورد تیرهای کوپله کننده از دوران عضو استفاده شود.

۲- در دیوارهای برشی و قطعات دیواری که رفتار غیر ارتجاعی آنها توسط برشی کنترل می‌شود نیروی محوری عضو $A_g f_c$ باید کمتر یا مساوی ۰/۱۵ باشد، آرماتورهای طولی باید متقارن باشند و نیز حداکثر تنش برشی باید کمتر یا مساوی $5\sqrt{f_s}$ باشد در غیر این صورت خمش به عنوان پارامتر پاسخ کنترل شده توسط نیرو فرض شود.

۳ - در مورد تیرهای کوپله اعضای غیر اصلی با دهانه های کمتر از ۲/۵ متر در صورتی که آرماتورهای تحتانی آنها به طور ممتد در دیوارهای دو طرف قرار داشته باشند می‌توان مقادیر جدول را دو برابر نمود.

۴- منظور از آرماتور طولی، آرماتورهای واقع در بالا و پایین تیرهای کوپله کننده موازی محور طولی آن می‌باشد شرایط آرماتورهای عرضی «واجد شرایط» عبارتند از: (الف) در تمام طول تیر کوپله کننده خاموت های بسته در فاصله کمتر یا مساوی d/3 از هم قرار داشته باشند، (ب) مقاومت V_s تأمین شده توسط تنگ ها بسته حداقل برابر ¾ مقاومت برشی مورد نیاز تیر کوپله کننده باشد.

۶-۵-۲- دیافراگم‌های بتنی درجا

۶-۵-۲-۱- اجزای تشکیل‌دهنده‌ی 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 دال‌ها، اجزای جمع‌کننده و اجزای لبه که تعاریف آنها در بندهای بعدی آمده است.

۶-۵-۲-۱-۱- 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 مقاوم جانبی به دستگاه دیگر منتقل کرده و نیز به عنوان مهاربندی در جهت خارج از صفحه برای سایر قسمت‌های ساختمان نیز عمل نماید.

۶-۵-۲-۱-۲- مهارها و اجزای جمع کننده (جمع کننده)

اجزای جمع‌کننده 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.

۶-۵-۲-۱-۳- اجزای لبه

اجزای لبه‌ی دیافراگم با تعبیه‌ی آرماتور اضافی طولی و عرضی در لبه های دیافراگم های 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.

۶-۵-۲-۲- مدل‌سازی، تحلیل و معیارهای پذیرش

۶-۵-۲-۲-۱- 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.

۶-۵-۲-۲-۲- 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 نامه‌ی آبا تعریف شده، محاسبه شود. در مواردی که براساس 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.

۶-۵-۲-۲-۳- 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 کلیه‌ی 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 نامه‌ی بتن ایران (آبا) تعیین شود.

۶-۵-۲-۲-۴- معیارهای پذیرش

برش و خمش دیافراگم، کنترل شونده توسط تغییرشکل درنظرگرفته می‌شوند. معیارهای پذیرش برای نیروهای داخلی اجزای دال طبق بند (۶-۵-۱-۲-۴) برای دیوارهای برشی می‌باشد که در آن مقادیرm بر طبق اجزای مشابه در جداول (۶-۱۴) و (۶-۱۵) برای استفاده در معادله (۴-۳۶) تعیین میگردد. اتصالات باید کنترل شونده توسط نیرو فرض شوند.

۶-۵-۲-۲-۵ معیارهای بهسازی

دیافراگم‌های بتنی که معیارهای پذیرش مربوط به هدف بهسازی موردنظر را تا مین نمی‌کنند باید بهسازی شوند.

۶-۵-۳- پی‌های بتنی

۶-۵-۳-۱- انواع پی‌های بتنی

پی‌ها نیروها را از قطعات باربر ساختمان (دیوارها، ستون ها) به سنگ یا خاک بستر انتقال می‌دهند . پی‌های بتنی در ساختمآن‌ها طبق فصل ۵ به دو دسته کم عمق و عمیق تقسیم بندی میشوند.

ضوابط بند (۶-۵-۳) قابل اعمال به پی های کم عمق شامل:

شالوده‌های تک یا منفرد؛

شالوده‌های نواری یا خطی؛

شالوده‌های مرکب؛

شالوده‌های گسترده‌ی بتنی می‌باشند.

این ضوابط همچنین قابل اعمال به پی‌های عمیق شامل شمع ها و پایه های (شمع های بزرگ) ریخته شده‌ی درجا هستند.

تیرهای بتنی متکی بر خاک ممکن است در هر دو سیستم پی‌های کم عمق و عمیق وجود داشته باشند که در این صورت باید سازگار با ضوابط بند (۶-۵-۳) باشند.

ضوابط بند (۶-۵-۳) برای اجزای پی موجود و مواد یا اجزای جدیدی که برای بهسازی یک ساختمان موجود به کارمی‌روند قابل کاربرد می‌باشند.

۶-۵-۳-۱-۱- پی‌های کم عمق

بارهای قایم با تماس مستقیم بر خاک و بارهای جانبی با ترکیبی از اصطکاک بین کف و شالوده، و فشار غیرفعال خاک به سطح جانبی پی منتقل میشوند.

شالوده‌های گسترده بتنی بایستی برای مقاومت در برابر تلاش های خمشی و برش ناشی از بارهای متمرکز و خطی ناشی از سازه، و توزیع فشار عکس‌العمل خاک در زیر شالوده مسلح شوند. بارهای جانبی باید توسط اصطکاک بین خاک و کف شالوده و فشار غیرفعال به وجود آمده در برابر دیوارهای پی که بخشی از سیستم می‌باشند، تحمل شود.

۶-۵-۳-۱-۲- پی‌های عمیق

۱- شمع‌های کوبیدنی

در این حالت شمع های بتنی باید مرکب از یک سرشمع بتن مسلح روی شمع های کوبیدنی باشند . شمع‌ها ممکن است بتنی (با یا بدون پیش تنیدگی)، فولادی، یا مرکب (بتنی در پوسته‌ی فولادی) باشند. بارهای قایم از طریق سرشمع به شمع ها منتقل شده، و توسط اتکای مستقیم نوک شمع و یا اصطکاک یا چسبندگی خاک روی پیرامون شمع تحمل می‌شود. بارهای جانبی به وسیله‌ی ایجاد فشار غیرفعال روی بد نه‌ی جانبی سرشمع در ترکیب با اندرکنش خمشی شمع ها و فشار غیر فعال روی بدنه‌ی شمع تحمل می‌شود.

۲- شمع‌های ریخته شده درجا

شمع‌های ریخته شده درجا شامل بتن مسلح ریخته شده در یک حفره استوانه‌ای کنده و یا سوراخ شده در خاک می‌باشند .

شمع‌ها یا پایه‌های ریخته شده‌ی درجا در برابر بارهای قایم و جانبی همانند شمعهای کوبیدنی که در بند بالا ذکر شد عمل می‌نمایند.

۶-۵-۳-۲- تحلیل پی‌های موجود

در مواردی که ستون‌ها یا دیوارها با شالوده به صورت یکپارچه اجرا می‌شوند، ا تصال این اجزا به شالوده را در تحلیل سازه می‌توان گیردار فرض کرد به شرطی که خاک پی توانایی مقاومت در برابر لنگرهای خمشی را طبق بند (۵-۴-۲-۱-۲) داشته باشد. هنگامی که ستون‌ها با پی یکپارچه نیستند و یا برای تحمل لنگر خمشی طراحی نشده‌اند، آن‌ها را با انتهای مفصلی باید مدل کرد.دراین موارد پای ستون باید علاوه بر برآیند نیروهای محوری و برشی برای دربرگرفتن چرخش لازم انتهای ستون نیز محاسبه شود . اثرات گیرداری پای ستو نها بایستی بازای حداکثر تغییرمکان سازه فوقانی درنظرگرفته شود. در صورت استفاده از تحلیلی پیچیده‌تر باید بر اساس ضوابط فصل ۵ نشریه ۳۶۰ عمل کرد.

۶-۵-۳-۳- ارزیابی شرایط موجود

ظرفیت‌های مجاز خاک (مدول عکس‌العمل خاک، مقاومت فشاری، فشار مقاوم) و تغییرمکان‌های پی برای سطح عملکرد انتخابی باید به روش های ذکرشده در فصل ۵ محاسبه شده و یا از مطالعات خاص برای پروژه به دست آید. کلیه اجزای پی موجود و تمامی مصالح، اجزا یا قطعات لازم برای بهسازی پی باید کنترل شونده توسط نیرو درنظرگرفته شده و ویژگی‌های آن‌ها طبق بخش (۶-۳) به دست آید. اگرچه، ظرفیت ا جزای پی لازم نیست از ۱/۲۵ برابر ظرفیت اجزای سازه‌ای قایم متکی بر آن‌ها (ستون یا دیوار) بیشتر باشد.

۶-۵-۳-۴- معیارهای بهسازی

پی‌های موجود که معیارهای پذیرش مربوط به هدف بهسازی موردنظر را تامین نمی‌کنند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۶-۳-۷) و یا سایر ضوابط این دستورالعمل باشد.

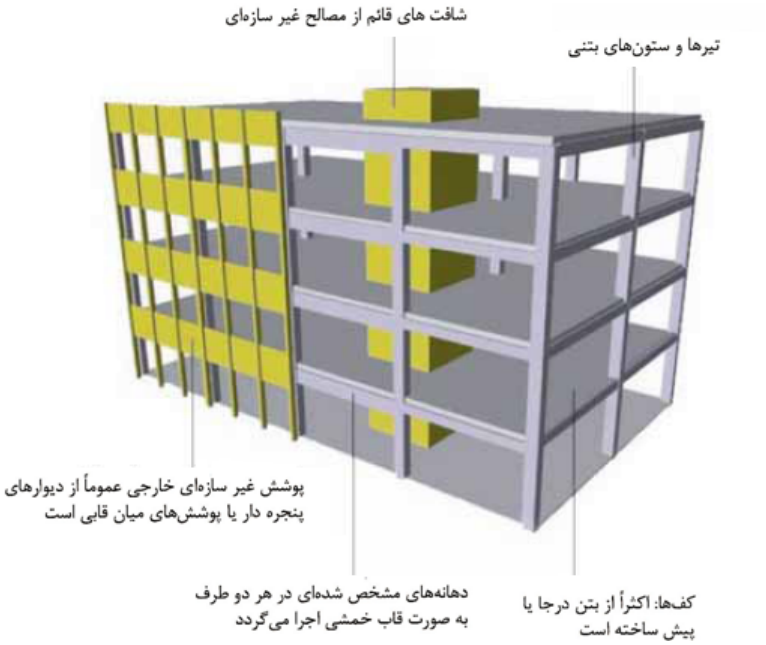
فصل هفتم

راهکارهای بهسازی قاب‌های خمشی بتنی

۷-۱- خصوصیات کلی سازه

۷-۱-۱- کلیات

این ساختمان‌ها از قاب بندی بتنی متشکل از یک سیستم کامل تیر و ستون و یا دال ستون تشکیل یافته است. نیروهای جانبی به وسیله قاب‌های خمشی اجرا شده در محل که سختی آن‌ها از طریق اتصالات صلب ستون‌ها و تیرها تأمین می‌گردد تحمل می‌شود. قاب‌های باربر جانبی ممکن است در همه دهانه‌ها در هر دو جهت سازه یا در تعدادی از دهانه‌ها در یک یا هر دو جهت سازه وجود داشته باشد. ویژگی‌مهم این سازه آن است که هیچ دیوار بتنی یا بنایی قابل ملاحظه‌ای در اندرکنش با سازه در آن وجود ندارد یا در صورت وجود، به طور کامل از سازه‌ی اصلی برای جلوگیری از اندرکنش میان آنها، جدا می‌باشند. کف‌ها ممکن است تنوعی از بتن‌های درجا یا پیش ساخته داشته باشند.



شکل ۷-۱- قاب‌های خمشی بتنی

۷-۱-۲ دیافراگم‌های کف و بام

دیافراگم‌های کف و بام در این نوع سازه ضرورتاً مشابه سیستم دیوار باربر و شامل بتن درجا می‌باشد. دیافراگم‌ها در برش دارای سختی و مقاومت بالایی هستند چون قسمت افقی و دال مربوط به سیستم گرانشی هم ضخیم و هم خیلی وقتها با تیرچه‌ها مهار می‌شود. با وجود این، سیستم‌های با تیرچه‌یک طرفه ممکن است در برش در جهت موازی با تیرچه‌ها ضعیف باشد. در اغلب ساختمان‌های موجود، جمع‌کننده‌ها به ندرت در محل خود بوده و انتقال بار از دیافراگم به دیوار برشی باید به دقت مد نظر قرار گیرد.

۷-۱-۳- پی

پی‌ها می‌توانند از هر نوعی بسته به ارتفاع ساختمان، دهانه سیستم و خاک محل منظور گردند.

۷-۲- خصوصیات پاسخ لرزه‌ای

این نوع سازه باید به دو دسته جداگانه تقسیم شود، دسته اول سیستم‌های قابی قدیمی که معمولاً برای بارهای جانبی طراحی نشده‌اند و شامل ویژگی‌های کم و ناچیزی برای تضمین رفتار شکل پذیر بوده و دسته دوم قاب‌هایی است که به طور خاص برای رفتار شکل‌پذیر تحت بارهای لرزه‌ای طراحی شده‌اند.

در ساختمان‌های موجود با قاب غیر شکل‌پذیر، چنین تصور می‌شد که وجود مقدار ناچیز دیوارهای بتنی و بنایی، باعث می‌شود که ساختمان نسبت به دیگر ساختمان‌های بتنی بسیار انعطاف‌پذیرتر و نسبتاً شکل‌پذیرتر باشد. مهم‌تر آنکه ستون‌ها معمولاً نسبت به تیر یا سیستم دال قوی‌تر نبوده و تسلیم‌های اولیه‌ای در این اعضا اتفاق می‌افتد. علاوه بر این به جز در مواردی که از آرماتورهای عرضی استفاده شده باشد، ستون به طور معمول در برش پیش از آنکه مفصل پلاستیک بتواند تشکیل شود گسیخته می‌شود. ساختمان‌های با این خصوصیات در گروه ساختمان‌های بسیار خطرناک به شمار می‌آیند و بر اثر تکان‌های زمین که به اندازه کافی برای شروع گسیختگی‌های برشی در ستون‌ها قوی است در معرض خطر فرو ریزش قرار می‌گیرد. نسبت مقاومت ذاتی قاب، طراحی شده یا نشده برای بارهای جانبی، به تقاضای لرزه‌ای سازه تأثیر بزرگی بر عملکرد آن دارد و قاب‌ها در مناطق با لرزه‌خیزی کم و متوسط ممکن است در خطر کمتری باشند.

قاب‌های نیمه شکل‌پذیر که دارای برخی و نه همه خصیصه‌های طراحی معمول برای قاب‌های بتنی هستند، احتمالاً عملکرد بهتری خواهند داشت، به ویژه اگر ستون‌ها دارای مقاومت مناسب بوده و برای کنترل خمشی طراحی شده باشند. با وجود این، بسیاری از قاب‌های بتنی قدیمی ممکن است بسیار ضعیف بوده و در برابر تقاضاهای شکل‌پذیری بالا آسیب ببینند که می‌تواند عواقب جدی در صورت وجود یک طبقه نرم یا ضعیف ناشی از پیکربندی معماری یا چیدمان ستون‌ها، به همراه داشته باشد. از ساختمان‌ها با قاب‌های کاملاً شکل‌پذیر انتظار عملکرد بهتری می‌رود، مگر آنکه بی‌نظمی در پیکربندی افقی یا عمودی تغییرشکل‌های غیرالاستیک را بر روی اجزای سازه‌ای خاص متمرکز کند.

۷-۳- کمبودهای متداول لرزه‌ای و روش‌های کاربردی بهسازی

جدول (۷-۱) کمبودها و روش‌های بهسازی متناسب با این سیستم سازه‌ای را شرح می‌دهد. کمبودهای مورد نظر در دسته‌بندی‌های زیر به طور مشروح بحث شده است. علاوه بر روش‌های مذکور در این جدول می‌توان از دیگر روش‌های بهسازی لرزه‌ای از جمله استفاده از جداسازها، میراگرها و غیره نیز استفاده نمود در این خصوص می‌توان به نشریه ۳۶۰ مراجعه کرد.

۷-۳-۱- مقاومت کلی

اگر چه نبود شکل‌پذیری، نقیصه‌ی قابل توجهی در این دسته از ساختمان‌هاست، لیکن مقاومت کم آن‌ها نیز می‌تواند منجر به عملکرد ضعیفی شود. چون افزایش مقاومت قاب‌های موجود مشکل است، عموماً قاب‌های جدید مهاربندی شده یا دیوارهای برشی در این گونه ساختمان‌ها اضافه می‌شوند.

۷-۳-۲- پیکربندی

معمول‌ترین مشکلات ناشی از پیکربندی در این نوع سازه‌ها تشکیل یک طبقه نرم یا ضعیف بدلیل وجود طبقه با ارتفاع ناهماهنگ با بقیه طبقات می‌باشد. اگر در ساختمان افزودن دیوارها یا قاب‌های جدید به عنوان قسمتی از ترمیم کلی ممکن نباشد، نواقص پیکربندی را می‌توان با مقاوم سازی موضعی ستون‌ها مرتفع ساخت و یا به حداقل رساند.

۷-۳-۳- جزئیات اجزا

کمبودهای عمده این نوع سازه‌ها به دلیل جزئیات ناقص اجزا، به ویژه اجزای سازه‌ای قاب، است. شیوه‌های ترمیم برای رسیدن به رفتار شکل‌پذیر در این قابها عموما مشکل، تداخل آفرین و هزینه‌بر است و بنابراین به ندرت انجام می‌گیرد. در مناطق با لرزه‌خیزی بسیار زیاد و زیاد، ترمیم این ساختمان‌ها عموماً با افزودن اعضای جدید با سختی زیاد بعنوان سیستم باربری جانبی که از تقاضای شکل پذیری قابل توجه در قاب‌ها جلوگیری می‌کند، انجام می‌گیرد. در نواحی با لرزه‌خیزی متوسط و کم و در صورتی که تقاضاهای لرزه‌ای خیلی بیشتر از مقاومت گرانشی قاب نباشد، مقاوم سازی موضعی و محصور کردن اعضای قاب به عنوان راهکار بهسازی پیشنهاد می‌گردد.

۷-۳-۴- کمبودهای دیافراگم

کمبود بسیار معمول دیافراگم در این نوع سازه‌ها کمبود اعضای جمع‌کننده می‌باشد، افزودن اعضای جمع کننده مؤثر در دیافراگم موجود مشکل و تداخل آفرین است. مقاومت موجود برای انتقال بار به دیوارهای برشی باید پیش از افزودن اعضای جمع کننده جدید با دقت مورد مطالعه قرار گیرد.

جدول ۷-۱- کمبودهای متداول لرزه‌ای و روش‌های کاربردی بهسازی برای قاب‌های خمشی 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 تعداد قاب‌ها یا وجود قاب‌های ضعیف	دیوار بتنی قاب مهاربندی شده فولادی قاب خمشی بتنی یا فولادی	افزایش ابعاد ستون‌ها و یا تیرها ، پوششی از FRP پیرامون ستون‌ها ، ژاکت بندی بتنی یا فولادی ستون‌ها		برداشتن طبقه یا طبقات از روی سازه	
سختی کلی	عدم کفایت تعداد قاب‌ها یا وجود قاب‌هایی با سختی ناکافی	دیوار بتنی قاب مهاربندی شده فولادی قاب خمشی بتنی یا فولادی	افزایش ابعاد ستون‌ها و یا تیرها، ژاکت بندی بتنی یا فولادی ستون‌ها، تأمین جزئیاتی در دیگر اعضا که قادر به تحمل تغییر مکان نسبی باشند.			برداشتن اجزایی که ایجاد کننده ستون کوتاه هستند.
پیکر بندی	طبقه نرم یا طبقه ضعیف	افزودن به سختی یا مقاومت در طبقه به منظور تطابق و تعادل میان طبقات				
	پیش آمدگی و پس رفتگی در پلان	افزودن به سطح طبقه برای به حداقل رساندن اثرات فرورفتگی		تعبیه اعضای مرزی دیافراگم		
	چیدمان مولد پیچش	افزودن دیوار، قاب مهاربندی شده یا قاب خمشی برای ایجاد تعادل				
	گسیختگی دیوارهای فرعی یا ایجادپیچش ناشی از آن‌ها	افزودن دیوار، قاب مهاربندی شده یا قاب خمشی برای ایجاد تعادل	مجزا کردن دیوارهای فرعی، تبدیل دیوارهای فرعی به دیوارهای باربر جانبی			برداشتن دیوارهای فرعی
مسیر هدایت بار	کمبود اعضای جمع کننده	افزودن یا تقویت اعضای جمع کننده				
جزئیات اجزاء	نبود جزییات شکل پذیر به صورت		انجام عملیات بهسازی روی اتصالات			

کمبودها		روش بهسازی				
گروه	کمبودها	افزودن اعضای جدید	ارتقای اعضای موجود	بهسازی اتصالات بین اعضا	کاهش تقاضا	برداشتن اعضای گزینش شده
	علم					
	نبود جزئیات شکل پذیر ستون قوی –تیر ضعیف		ژاکت بندی ستون‌ها			
	نبود جزییات شکل پذیر: مقاومت برشی ناکافی در ستون یا تیر		دورپیچ پوشش FRP ژاکت بندی بتنی/ فولادی			
دیا فراگم	عدم کفایت ظرفیت برشی درون صفحه‌ای	دیوار برشی بتنی یا بنایی قاب مهاربندی شده قاب خمشی	اجرای رویه‌ای ا ز بتن مسلح اجرای رویه‌ای از FRP			
	ظرفیت ناکافی اعضای مرزی	اجرای اعضای مرزی بتنی یا فولادی جدید				
	تنش‌های زیاد در محل بازشوها و نامنظمی‌ها	افزودن به اعضای مرزی				پر کردن بازشوها

۷-۴- جزئیات روش‌های بهسازی

۷-۴-۱- افزودن قاب مهاربندی شده‌ی فولادی (متصل به یک دیافراگم بتنی)

۷-۴-۱-۱- موارد کاربرد

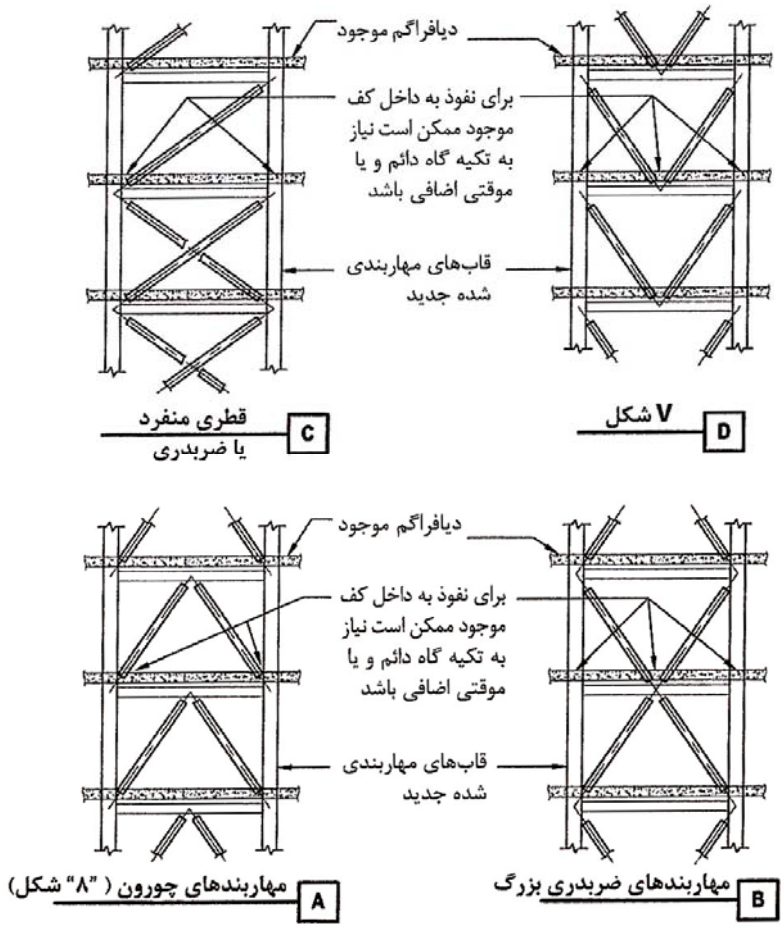
- عدم کفایت ظرفیت برشی کل ساختمان موجود
- ظرفیت ناکافی ساختمان موجود برای تغییر مکان‌های جانبی (سختی کلی)

۷-۴-۱-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی

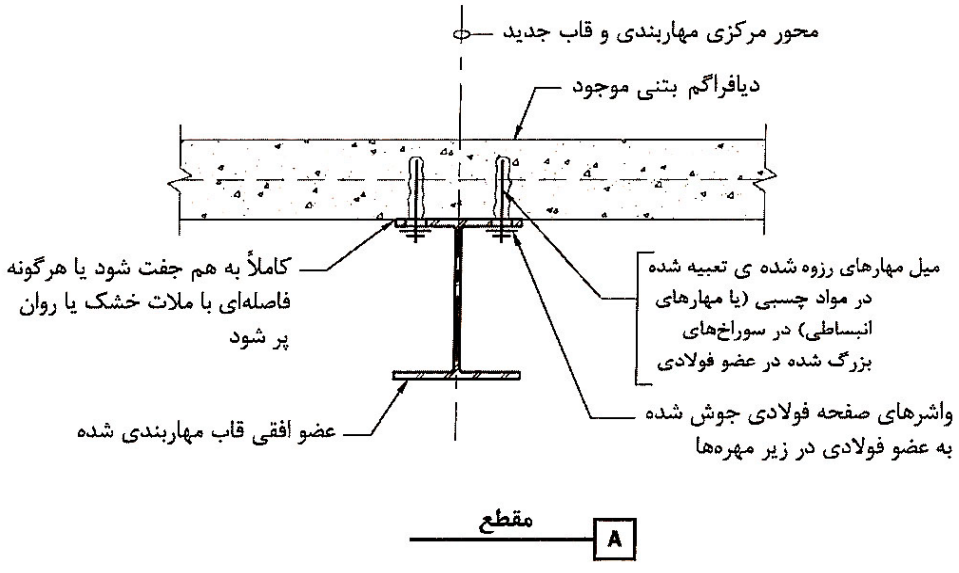
افزودن قاب‌های مهاربندی شده قطری فولادی به ساختمان قاب خمشی بتنی یکی از روش‌های افزایش مقاومت و یا سختی سازه است. مهاربندهای فولادی ممکن است بدون افزایش قابل ملاحظه‌ای در وزن ساختمان به آن افزوده شوند. مهاربندهای جدید به طور معمول از نوع قاب مهاربندی هم محور (CBF) است. به دلیل هزینه‌ها و جزئیات پیچیده مرتبط با مکانیزم تیر رابط کاربرد قاب مهاربندی شده برون محور (EBF) معمول نیست. هر کدام از انواع پیکربندی‌های مهاربند قطری و نیز انواع مختلف مقاطع اعضای مهاربندی ممکن است برای این منظور به کار روند. شکل (۷-۱) پیکربندی‌های معمول متعددی را نشان می‌دهد. اتصالات معمول مهاربند جدید به سازه‌ی‌بتنی موجود در اشکال (۷-۲)، (۷-۳) و (۷-۴) تشریح شده است.

۷-۴-۱-۳- ملاحظات طراحی

اندرکنش قاب مهاربندی شده و قاب بتنی: در بیشتر طرح‌های بهسازی استفاده از قاب مهاربندی شده به هدف محدود کردن تغییر مکان‌ها در محدوده قابل پذیرش برای اعضای بتنی موجود است. این موضوع می‌بایست با ساخت یک مدل که شامل سختی قاب مهاربندی شده و سختی قاب بتنی است کنترل شود. همچنین می‌توان قاب‌های مهاربندی شده را به عنوان یک سیستم جانبی جدید مورد نظر قرار داده و تقاضای تغییر مکان واقعی را برای سیستم تعیین و سپس قابلیت پذیرش این تغییر مکان‌ها را در ترکیب با قاب موجود کنترل نمود. در ساختمان‌های بلند، ممکن است میان رفتار طره‌ای قائم قاب‌های مهاربندی شده و قاب‌های خمشی مجزای موجود ناسازگاری بوده که می‌بایست ارزیابی شود.

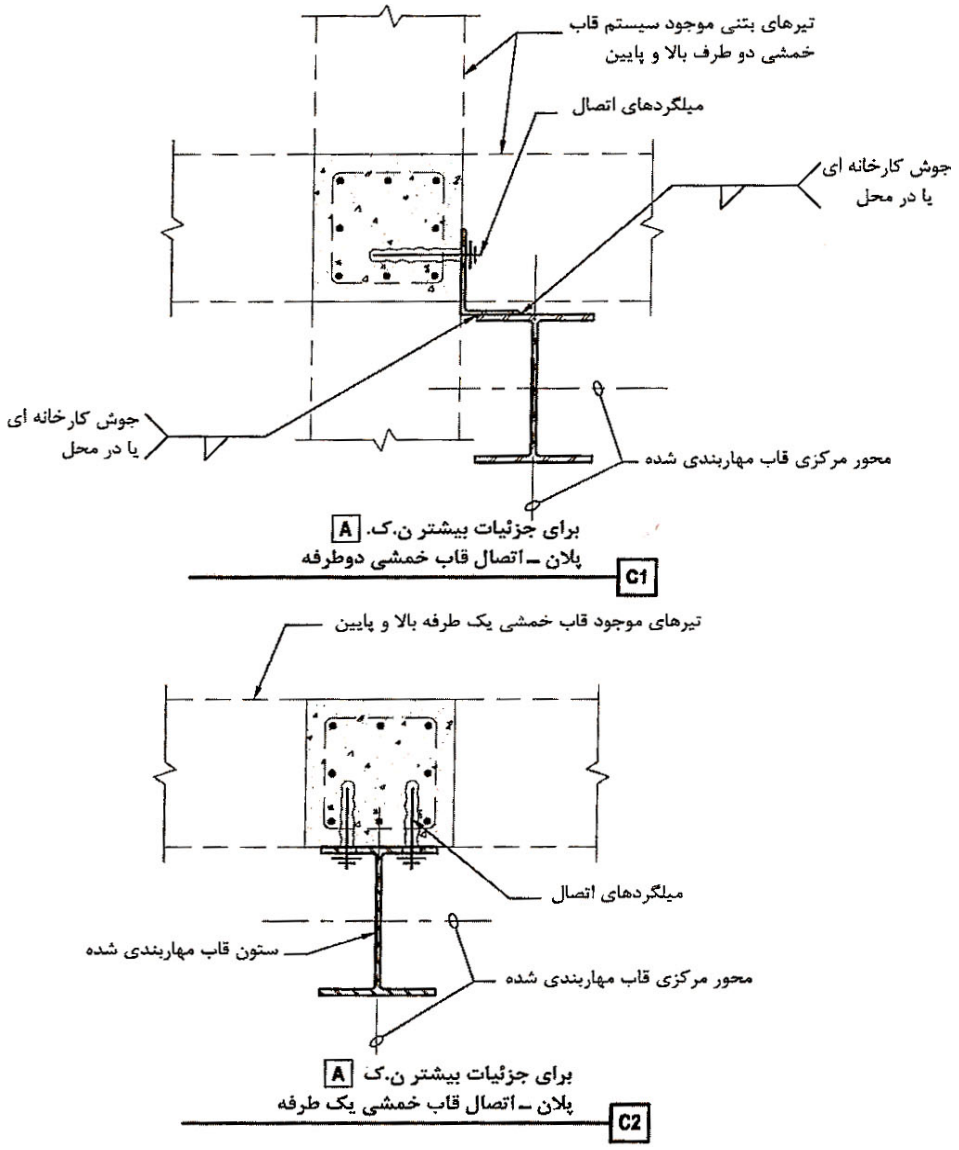


شکل ۷-۱- مقاوم‌سازی قاب خمشی بتنی با اضافه کردن مهاربند

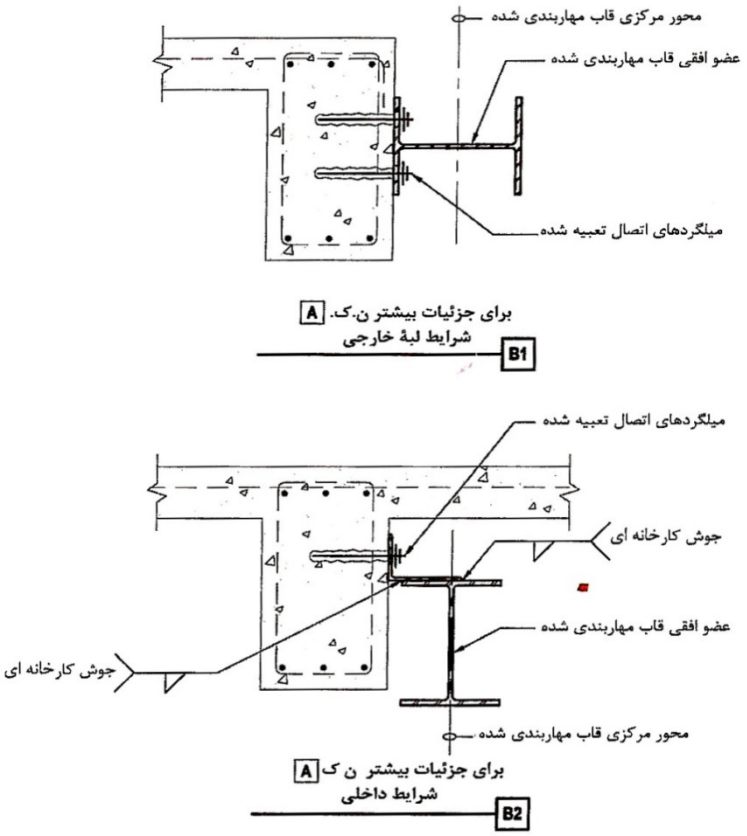


شکل ۷-۲- نمونه اتصال قاب مهاربندی شده جدید به دیافراگم بتنی

موقعیت قاب مهاربندی شده: قاب مهاربندی جدید ممکن است در سطح خارجی یا داخلی ساختمان قرار داده شوند. موقعیت بیرونی عموماً امکان دسترسی‌های آسانتر در اجرا را داده و ممکن است هزینه کمتری داشته باشد، اما در معرض دید می‌باشد. در این صورت مهاربندها به راحتی به سطوح خارجی تیرهای پیرامونی، قاب‌های خمشی پیرامونی، یا لبه های دیافراگم‌های کف و بام متصل می‌شوند، اما به احتمال قوی از سطوح پنجره‌ها خواهند گذشت. در روش دیگر مهاربندی خارجی ممکن است به صورت پشت‌بندهایی عمود بر نمای خارجی موجود ساختمان مدنظر قرار گیرد. این پیکربندی احتمالاً نیازمند جمع کننده‌های جدید بزرگتری برای رساندن نیروهای جانبی از دیافراگم به مهاربند بوده، اما ممکن است امکان ایجاد پله‌های جدید یا چاله‌های آسانسور و یا احتمالاً افزایش مساحت طبقه را فراهم نماید. در طرح هایی که به توسعه یا افزودن قسمت‌هایی به ساختمان موجود نیاز است، مهاربندهای جدید را می‌توان در مجاورت سازه قرار داد و به ساختمان موجود متصل کرد.



شکل ۷-۳- نمونه اتصال قاب مهاربندی شده جدید به ستون بتنی



شکل ۷-۴- نمونه اتصال قاب مهاربندی شده جدید به تیر بتنی

قاب‌های مهاربندی شده داخلی اغلب در طول خطوط قاب موجود، به ویژه در دهانه‌های قاب خمشی قرار خواهند گرفت که امکان استفاده بهینه از همه اعضای جمع‌کننده و اعضای مرزی دیافراگم را داشته و بهترین اندرکنش را با قاب خمشی موجود داشته باشند. با وجود این در برخی موارد قاب‌های مهاربندی داخلی با فاصله‌ای از خطوط قاب موجود قرار داده می‌شود تا تأثیرات آن بر روی اجزای سازه‌ای و معماری موجود را به حداقل رسیده و یا اتصالات قاب – دیافراگم را ساده‌تر شود.

افزودن قاب‌های مهاربندی شده جدید به یک ساختمان همواره بر خصوصیات معماری و تا اندازه‌ای برکاربری ساختمان، تأثیر می‌گذارد. انتخاب بهترین موقعیت برای قاب مهاربندی شده جدید باید با توجه به مواردی چون چیدمان فضا، موقعیت راهروها، درها، پنجره‌ها، مسیرهای اصلی توزیع تأسیسات مکانیکی، الکتریکی و لوله‌کشی و نیز ملاحظات اجرایی و سازه‌ای انجام گیرد.

پیکربندی قاب مهاربندی شده‌و نوع مقطع عضو: در بسیاری موارد که قاب‌های مهاربندی شده فولادی قطری برای مقاوم سازی و سخت کردن یک ساختمان قاب بتنی به کار می‌روند، یک قاب مهاربندی شده کامل از اجزای تیر افقی و ستون و نیز مهاربندهای قطری تشکیل می‌شود. نصب اجزای مهاربندی قطری میان ستون‌های بتنی موجود مشکل است،

چون انتقال یک نیروی محوری متمرکز بزرگ از اعضای بتنی از طریق یک اتصال موضعی با تعداد محدودی میل مهار به ندرت عملی است. بر این اساس، در استفاده از این راهکار می‌بایست از ستون‌های فولادی پیوسته که از پی شروع و تا تراز بام و یا تراز مورد نیاز به بهسازی ادامه یافته، برای جلوگیری از انتقال بار به قاب بتنی موجود، استفاده نمود. در برخی موارد ستون‌های فولادی به ستون‌های بتنی مجاور متصل می‌شوند، اما اگر ستون بتنی به عنوان قسمتی از عضو مرزی اصلی عمل نماید، موقعیت وصله‌های میلگردهای ستون باید به دقت بررسی گردد.

اعضای افقی فولادی جدید برای انتقال نیروها و اتصالات اعضای قطری لازم می‌باشند. این اعضای فلزی عموماً در زیر دیافراگم‌های کف و بام یا در مجاورت تیرهای پیشانی قرار می‌گیرند. مهاربندهای قطری فولادی ممکن است به صورت هر یک از پیکربندی‌های معمول نشان داده شده در شکل (۷-۱) مورد استفاده قرار گیرند، X- شکل، V- شکل، شورون (V وارونه)، یا ضربدری بزرگ (ترکیبی از مهاربندهای شورون و V شکل در طبقات یک در میان که تشکیل یک مهاربند دو طبقه‌ای X- شکل را می‌دهد). مهاربندی ضربدری دو طبقه‌ای بر مهاربندی V یا V وارونه مزیت دارد. در پیکربندی V یا V وارونه، پس از کمانش مهاربند فشاری، مولفه عضو کششی به تعادل نرسیده و به تیر منتقل می‌گردد. در صورتی که در آرایش مهاربند ضربدری، پس از کمانش عضو فشاری مهاربند، نیروی عضو کششی باقی‌مانده به طور مستقیم به عضو کششی در سوی مخالف تیر منتقل می‌شود.

پیکربندی براساس ملاحظات سازه‌ای، مقاومت نسبی، سختی و عملکرد و نیز موارد متعدد دیگر شامل ملاحظات معماری در ساختمان، برخورد با درها، راهروها یا پنجره‌ها، شبکه تأسیسات مکانیکی، الکتریکی و لوله‌کشی یا تعداد اتصالات و فرورفتگی‌ها انتخاب خواهد شد. اعضای تیر و ستون قاب جدید فولادی معمولاً از مقاطع I– شکل انتخاب می‌گردند، اما ممکن است دیگر مقاطع از جمله ناودانی‌ها یا مقاطع سازه‌ای توخالی برای حفظ زیبایی‌های نمای ساختمان و سهولت پیکربندی به کار روند. اعضای قطری ممکن است از هر مقطع کاربردی معمول شامل مقاطع I- شکل، مقاطع سازه‌ای توخالی به صورت منفرد و یا از ناودانی‌ها، نبشی‌ها یا مقاطع سازه‌ای توخالی به صورت دوبل باشند.

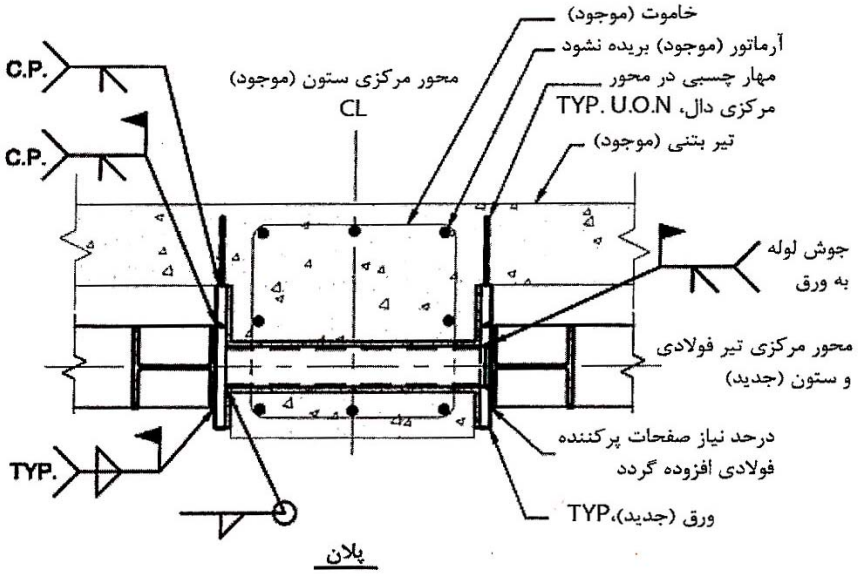
قابهای مهاربندی شده کمانش تاب (BRB)، که در آنها صفحات فولادی یا مهاربندهای صلیبی شکل با بتن جدید چنان احاطه شده است که از کمانش مهاربند جلوگیری کند، اساساً در کشش و فشار یکسان عمل می‌کند. در موقعیت‌هایی که تعداد زیادی مهاربند که تحت بارگذاری کمی قرار دارند، به کار گرفته می‌شوند، کفایت مقاومت کل با طراحی مهاربندها برای تسلیم پیش از رخ دادن تسلیم یا دیگر انواع شکست ها در ستون‌های موجود به دست می‌آید و نیاز به ترمیم ستون‌ها را منتفی می‌سازد.

۷-۴-۱-۴- بررسی جزئیات

اتصال به دیافراگم‌های کف بتنی موجود و بام: در ارتباط با نصب قاب مهاربندی شده‌ی فولادی در یک ساختمان بتنی، اتصال تیر جدید در هر طبقه به زیر دیافراگم بتنی موجود بالای آن، اهمیت بسزایی دارد. یک نیروی برشی نسبتاً بزرگ باید از دیافراگم بالایی به مهاربندی فولادی جدید در زیر آن از طریق اتصالات موضعی و با استفاده از میل‌مهارهای

مجزا، انتقال یابد. معمولاً اتصال با یک یا چند ردیف مهار درگیر در بتن ایجاد می‌گردد (شکل ۷-۲). این اتصال با میل مهارهای رزوه شده که در چسب اپوکسی قرار می‌گیرند انجام می‌شود، روش دیگر اتصال، نصب از بالا به پایین است که شامل ایجاد سوراخ‌های بزرگی در دال‌بتنی برای دسترسی کافی به بال تیر فولادی و جوش نمودن میلگردهای اتصال به بال فوقانی است. سوراخ‌ها سپس با گروت اپوکسی یا سیمانی پر می‌شود. با وجود این در بسیاری موارد ظرفیت برشی دیافراگم بتنی موجود برای رساندن نیروی برشی نسبتاً بزرگ در طول قاب مهاربندی شده ناکافی است. در این گونه موارد، به یک جمع کننده نیاز است.

اتصال به قاب‌های خمشی موجود: قابهای مهاربندی شده جدید معمولاً در مجاورت یا در طول خطوط قاب خمشی موجود قرار داده می‌شوند. این موضوع عموماً اجازه کاربرد بهتر جمع کننده‌های موجود (تیرها) را می‌دهد تا نیروهای دیافراگم را به مهاربندی برساند و با استفاده از ستون‌ها و پی قاب موجود به تحمل نیروهای واژگونی و بلندشدگی کمک کند. عموماً قرار دادن مهاربندهای جدید در مجاورت قاب‌های خمشی موجود از استفاده آن‌ها در عرض تیرها و ستون های قاب بتنی موجود مناسب‌تر است.

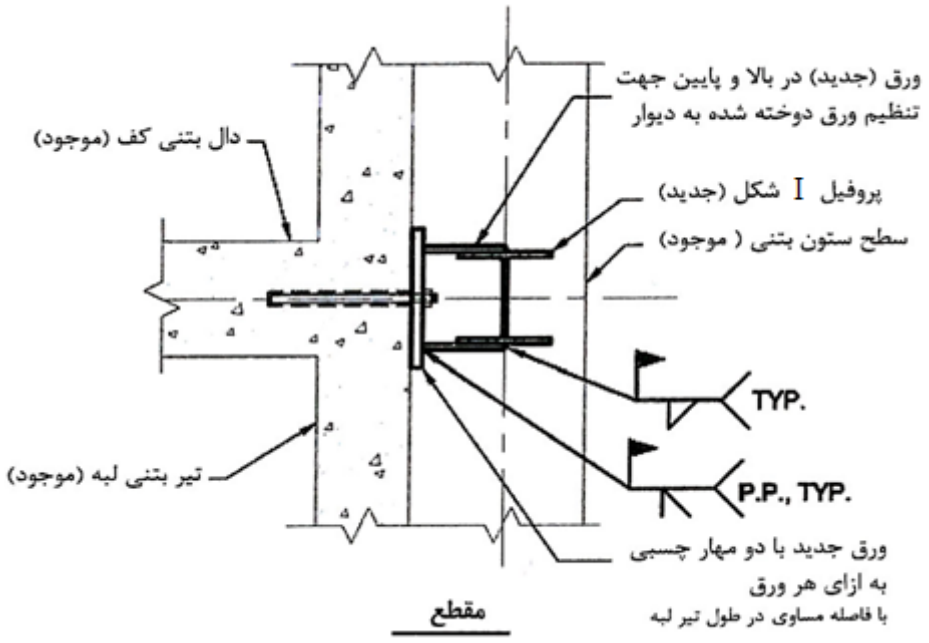


روش نصب:

۱. ورق یا مهار چسب دار در هر طرف ستون نصب شود.
۲. جهت عبور مقطع لوله‌ای سوراخی در ستون تعبیه شود.
۳. مقطع لوله‌ای با ورق جوش شده کارخانه ای در یک طرف آن در محل قرار داده شود.
۴. ورقی سوراخ‌دار بر روی مقطع لوله‌ای قرار داده شده و به آن جوش شود.
۵. صفحهٔ درپوش به مقطع لوله‌ای جوش شود.
۶. ورق متصل شده به مقطع لوله‌ای به ورق متصل شده با مهار چسب‌دار جوش شود.
۷. مقطع لوله‌ای و فضاهای خالی به جا مانده با ملات بدون افت پر شود.

شکل ۷-۵- اتصال قاب مهاربندشده به ستون بتنی

برای مهاربندهای قطری نصب شده در یک پیکربندی قرار گرفته در حد فاصل تیر و ستون‌های موجود، معمولاً انتقال نیروهای لرزه‌ای بزرگ از اعضای بتنی مجاور از طریق اتصالات موضعی با تعداد محدودی مهارهای مجزا و پراکنده فوق العاده مشکل است. همچنین اگر ستون‌های فولادی یا اعضای عمودی در داخل قاب به کار روند، فراهم نمودن پیوستگی عمودی از کف به کف از طریق عبور از تیرهای بتنی موجود در حقیقت غیرممکن است. از این گذشته حتی اگر بتوان اتصالات با مقاومت کافی ایجاد کرد، میله مهارها باید از داخل تیرها و ستون‌های با آرماتور نسبتاً متراکم عبور کند. علاوه بر این نصب فیزیکی و تنظیم مهاربندهای جدید و صفحات اتصال آن معمولاً به طور قابل توجهی مشکل‌تر است.



شکل ۷-۶- اتصال قاب مهاربندشده به دال

این مشکلات در طرح جزئیات را می‌توان با قراردادن قاب مهاربندی شده جدید در مجاورت قاب خمشی بتنی کاهش داد و یا از آن جلوگیری کرد. در بسیاری موارد قراردادن مهاربندهای جدید در مجاورت یک قاب پیرامونی جزئیات را بسیار ساده می‌کند. در این صورت، نصب یک قاب مهاربندی شده فولادی جدید به جای مهاربندهای قطری به تنهایی نیاز است. در این پیکربندی، اتصال دیافراگم بتنی به قاب مهاربندی شده فولادی براساس آنچه در بالا گفته شد یا با نصب مهارهایی دردرون قاب بتنی مجاور چنانچه در شکل (۷-۲) نشان داده شده است، انجام می‌شود. نیروهای واژگونی قاب مهاربندی شده به طور مستقیم با اعضای ستون فولادی جدید تحمل می‌شوند. با وجود این، اگر سازه‌موجود دارای قاب خمشی در هر دوجهت باشد، ستون‌های فولادی جدید بهتر است در امتداد قطری ستون بتنی موجود و با زاویه ۴۵ درجه قرار بگیرد (شکل (۷-۲)) تا پیوستگی ستون‌های جدید به کف‌ها بدون تداخل با تیرهای بتنی موجود را فراهم نمایند. مقاومت در برابر واژگونی به واسطه اتصال ستون فولادی جدید به ستون بتنی موجود (شکل ۷-۳) و پی تامین می‌شود.

برای مواردی که قاب مهاربندی شده جدید در وجوه خارجی ساختمان قرار داده می‌شود، ستون‌های فولادی جدید پیوسته بوده و اتصالات آنها به ستون‌های بتنی موجود یا جرزهای بتنی با سهولت نسبی انجام می‌گیرد. اگر به مقاوم سازی جمع‌کننده دیافراگم نیاز باشد، جمع‌کننده جدید در مجاورت تیر موجود نصب شده و مستقیم به قاب مهاربندی شده جدید اتصال می‌یابد.

ایجاد جمع‌کننده‌های جدید: نصب قاب‌های مهاربندی شده جدید در یک سازه قاب بتنی، به ویژه در سازه‌ای با قاب‌های پراکنده معمولاً منجر به افزایش تقاضای دیافراگم در محل مهاربندهای منفرد می‌شود. مزیت قرارگیری مهاربند جدید در محور قاب موجود آن است که تیرهای موجود ممکن است به عنوان جمع کننده به کار روند. با وجود این، پیوستگی ناکافی و یا نیاز به افزایش آرماتور بدلیل مقادیر زیاد تقاضاهای متمرکز شده دیافراگم ممکن است همچنان نیازمند مقاوم‌سازی جمع‌کننده‌های موجود باشد.

پی‌ها: افزودن قاب‌های مهاربندی شده به ساختمان همواره نیازمند اجرای پی‌های جدید، یا تقویت پی‌های موجود، برای تحمل تقاضای واژگونی تمرکز یافته، می‌باشد. در بسیاری موارد، تقاضاهای واژگونی ناشی از بلندشدگی پی نیازمند نوعی مهار تحتانی از قبیل شمع است. راه دیگر قرار دادن قاب جدید در میان دو خط قاب ستونی موجود به جای قراردادن آن در طول یک خط قاب یا در امتداد آن می‌باشد. در این صورت پی‌ها یا شناژهای ارتباطی جدید برای تحمل نیروی بلندشدگی ممکن است بیش از یک ستون را درگیر کنند.

۷-۴-۱-۵- ملاحظات اجرایی

ملاحظات اجرایی عمده، تنظیم و نصب مهاربندهای فولادی و اتصالات آنهاست. محدود کردن تعداد وصله‌ها می‌بایست با در نظر گرفتن مشکلات اجرایی نصب اعضای بلند از جمله ستون‌های چند طبقه‌ای صورت گیرد. نصب مهاربندهای قطری نیازمند برنامه‌ریزی دقیق بوده و معمولاً با وصله اعضا در کارگاه انجام خواهد گرفت. نصب میل‌مهارهای رزوه شده در سوراخ‌ها یا مهارهای انبساطی نیازمند دقت لازم و کاربرد وسیع شابلون‌ها و سوراخ‌های با اندازه بزرگتر برای تضمین درگیر شدن کامل اعضای فولادی خواهد بود. در برخی موارد، خود اعضای فولادی می‌توانند به عنوان شابلون برای مهارها به کار روند.

۷-۴-۲- افزودن دیوار برشی بتنی (متصل به دیافراگم بتنی)

۷-۴-۲-۱- موارد کاربرد

- عدم کفایت ظرفیت برشی کل
- ظرفیت ناکافی تغییر مکان جانبی (سختی کل)

۷-۴-۲-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی

افزودن دیوارهای برشی به ساختمان قاب بتنی موجود شیوه‌ای معمول برای افزودن مقاومت و یا سختی به میزان قابل توجهی می‌باشد. دیوارهای جدید ممکن است از بتن درجا یا شاتکریت اجرا گردند.

۷-۴-۲-۳- ملاحظات طراحی

اندرکنش قاب و دیوار: در تهیه طرح‌های ترمیمی دیوار برشی نگاهداشت تغییر مکان‌های نسبی در محدوده قابل قبول اعضای قاب بتنی موجود، تعیین کننده خواهد بود. این موضوع را می‌توان با تنظیم مدلی که شامل سختی دیوارهای برشی و همچنین قاب بتنی می‌شود و نیز شرایط قابل قبول برای تغییر مکان نسبی (یا نیروهای متناظر) در اعضای قاب بتنی را ارضا می‌کند، محقق نمود. به عنوان راهکاری دیگر می‌توان تنها دیوارهای برشی را به عنوان یک سیستم جانبی جدید در نظر گرفت و تقاضای تغییر مکان نسبی مورد انتظار آن سیستم را تعیین و سپس قاب موجود را برای پذیرش آن تغییر مکان کنترل نمود.

در ساختمان‌های بلندتر ناسازگاری ممکن میان رفتار طره‌ای قائم دیوارهای برشی مجزا و قاب‌های بتنی موجود باید ارزیابی شود. تیرها یا دال‌های موجود، چنانچه به طور غیرمعمولی ضخیم باشند، و مستقیماً با رئوس دیوار برشی جدید درگیر باشند از تغییر شکل‌های خمشی کل دیوار جلوگیری کرده و نیازمند توجهات ویژه هستند. گاهی دو دیوار برشی معمولاً به عمد در یک خط قرار گرفته و با یک تیر کوپله به هم متصل می‌شوند تا یک سیستم دیوار برشی هم‌بسته را شکل دهند. در این سیستم، تیرهای رابط به طور ویژه می‌بایست برای پذیرش تغییر شکل‌های غیرالاستیک وارده طراحی شوند. به ندرت می‌توان از تیرهای موجود به دلیل جزئیات ضعیف به عنوان تیرهای رابط برای این دیوارهای همبسته استفاده کرد. بنابراین تیرهای رابط جدید باید به سیستم اضافه شود.

پیکربندی دیوار – قاب: یک نکته عمده در طراحی، تعیین این موضوع است که آیا قاب‌های بتنی موجود می‌توانند به عنوان بخش مؤثری از یک سیستم ترکیبی به کار روند یا نه؟ آیا ستون‌های قاب موجود به قدر کافی قوی و یا دارای جزئیات مناسب هستند تا بدون بهسازی به عنوان اعضای مرزی در یک دیوار برشی عمل کنند؟ آیا طرح جزئیات تیرهای قاب آنقدر مناسب هستند تا به عنوان تیرهای رابط یا در هماهنگی با دیوار مربوط عمل کنند؟ این بررسی‌ها ممکن است گزینه‌های موجود در اتصال فیزیکی قاب – دیوار را محدود کند. این اتصالات میتواند به یکی از حالات زیر صورت گیرد:۱- دیوار برشی جدید در صفحه‌ی قابهای بتنی موجود قرار گرفته، ۲- دیوار برشی جدید بصورت دیوارهای پیوسته قائم در طول و متصل به قاب‌های موجود قرارگیرند، ۳- دیوار برشی جدید به عنوان اعضای قائم مجزا مستقل از قاب، قرار گیرند. با توجه به بررسی جزئیات در زیر معمولاً بهتر است نخستین گزینه کنار گذاشته شود. با در نظر گرفتن گزینه‌های ۲ و ۳ باید تعیین شود که آیا قاب‌ها توان آن را دارند که به عنوان قسمتی از دیوار برشی عمدتاً به عنوان عضو مرزی درآیند یا اینکه بهتر است از اندرکنش مستقیم دیوار و قاب بتنی موجود با قرار دادن دیوارهای برشی آزاد،

جلوگیری شود. در برخی موارد سخت کردن ساختمان در محدوده تغیر شکل قابل قبول قاب‌های بتنی موجود آسان نبوده و ممکن است علاوه بر افزودن دیوارهای جدید نیاز به بهسازی ظرفیت تغییر شکل قاب موجود باشد.

موقعیت دیوار: دیوارهای جدید ممکن است در سطح بیرونی یا داخلی ساختمان قرار گیرند. موقعیت خارجی عموماً اجازه‌ی دسترسی آسانتر در هنگام اجرا را داده و احتمالاً هزینه کمتری را تحمیل می‌کند. اما قابل رویت است و در محیط پیرامونی در معرض دید بوده و ممکن است بر نماکاری‌های خارجی ساختمان تأثیر گذارد. دیوارهایی که به موازات نمای خارجی ساختمان قرار داده می‌شوند می‌توانند به لبه‌های خارجی دیافراگم کف و بام یا قاب‌های بتنی پیرامونی، به سهولت متصل شوند اما به احتمال قوی موجب بسته‌شدن یا کاهش اندازه برخی پنجره‌ها خواهند شد. گزینه دیگر، قرار دادن دیوارهای بیرونی به عنوان پشت‌بندهایی عمود بر نمای خارجی ساختمان موجود است. این پیکربندی احتمالاً نیازمند جمع‌کننده‌های جدید بیشتری برای انتقال نیروهای جانبی از دیافراگم‌ها باشد اما ممکن است امکان ایجاد پلکان جدید یا چاله‌های آسانسور یا حتی افزایش مساحت طبقات را فراهم سازد. برای پروژه‌هایی که به توسعه یا افزایش سطح ساختمان موجود نیاز باشد، دیوارهای جدید را می‌توان در سطح افزوده شده قرار داد.

دیوارهای داخلی که در طول خطوط قاب قرار می‌گیرند، به ویژه در دهانه‌های قاب خمشی معمولاً اجازه بهترین استفاده از اعضای مرزی و جمع‌کننده‌های دیافراگم موجود را خواهند داد. تیرهایی که با انتهای دیوارهای جدید درگیر می‌شوند چنانکه در بالا تشریح شد ممکن است همانند تیرهای کوپله رفتار کنند. در برخی موارد، دیوارهای داخلی بهتر است نسبت به خطوط قاب – ستون موجود با فاصله‌ای قرار گیرند تا تأثیرات مستقیم بر اجزای سازه‌ای و معماری موجود را به حداقل رسانده و یا اتصالات دیافراگم به دیوارها را ساده نمایند.

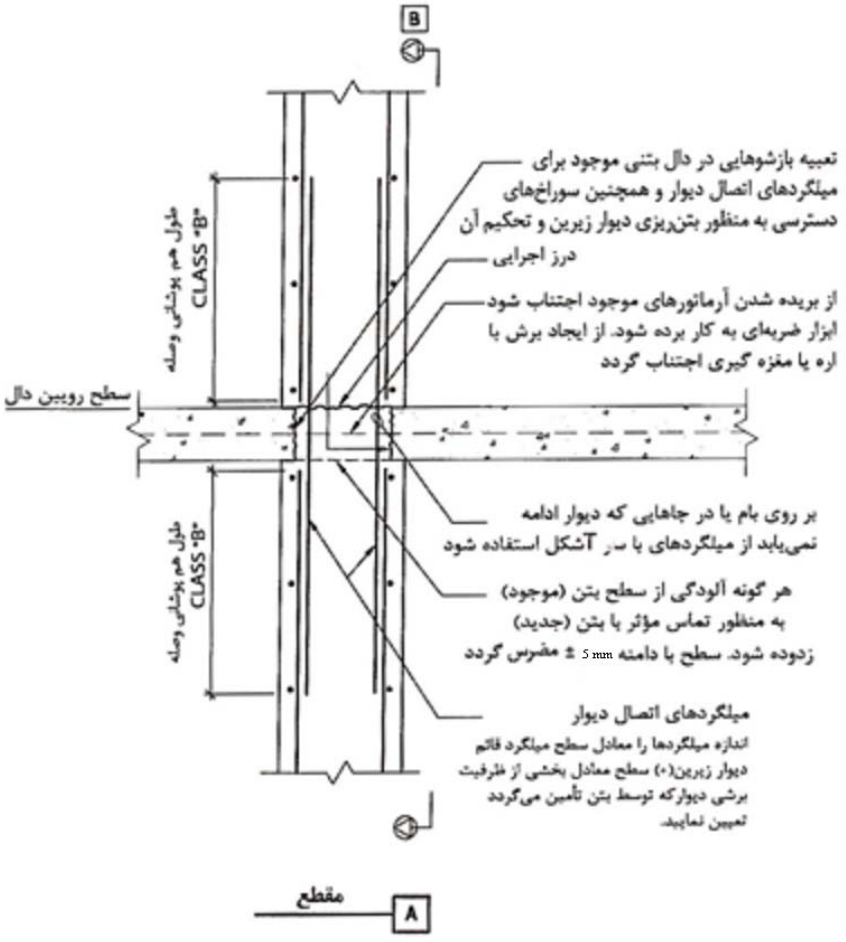
افزودن دیوارهای برشی به یک ساختمان همواره بر خصوصیات معماری و کاربری ساختمان تأثیرگذار است. انتخاب موقعیت مناسبی برای دیوارها باید با توجه به مواردی چون: چیدمان فضا، موقعیت راهروها، درها، پنجره‌ها، شبکه‌های تأسیسات مکانیکی، الکتریکی و لوله‌کشی و نیز ملاحظات اجرایی و سازه‌ای انجام گیرد.

۷-۴-۲-۴- بررسی جزئیات

اتصال به دیافراگم‌های سقف و بام بتنی موجود: مهمترین عامل در طرح جزئیات نصب یک دیوار برشی در ساختمان بتنی، اتصال قسمت فوقانی دیوار جدید به زیر دیافراگم بتنی موجود بالای آن است. درز اجرایی باید کاملاً بسته شده و اتصال بدون هیچگونه شکاف یا درز بوده تا انتقال نیروهای برشی از دیافراگم‌بالایی به دیوار جدید زیرین تسهیل شده و امکان لغزش در اتصالات را به حداقل برساند.

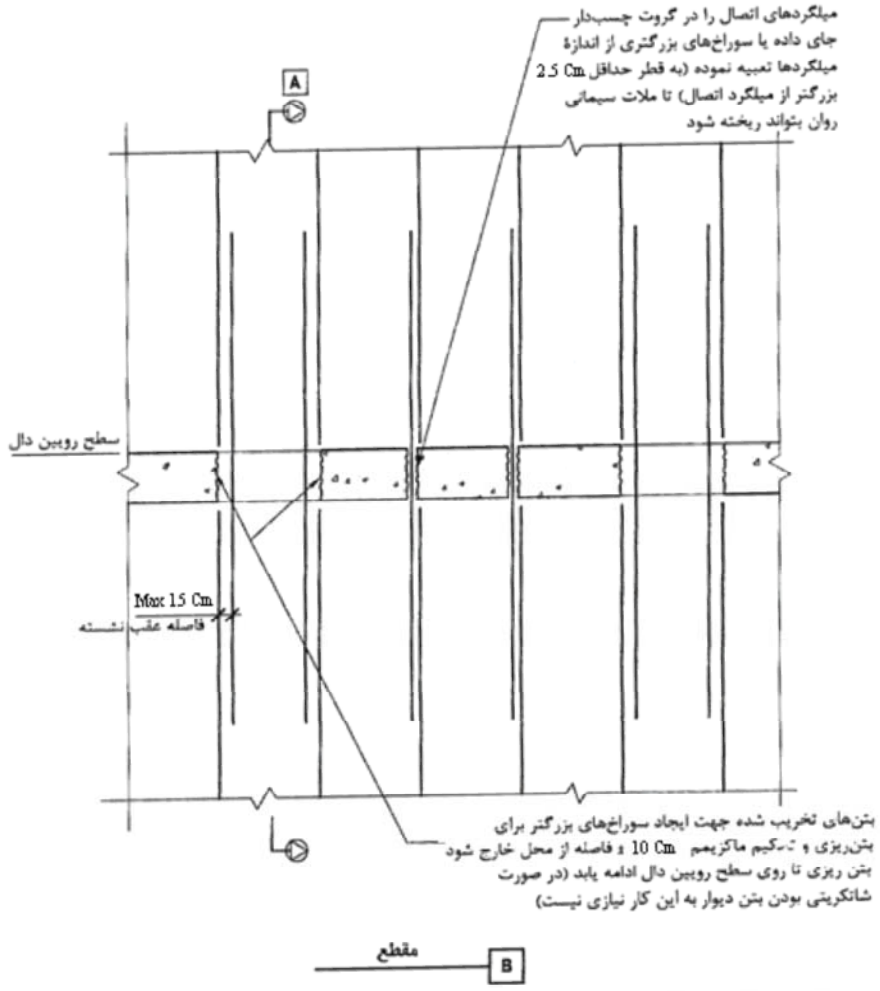
جزئیات معمول برای اتصال یک دیوار بتنی به زیر یک دال تخت بتنی موجود در اشکال (۷-۷) و (۷-۸) آمده است. میلگردهای اتصال قائم باید برای انتقال نیروها از دیافراگم موجود و از دیوار جدید بالایی (چنانچه موجود باشد)، به دیوار زیرین به تعداد کافی تأمین گردد. برش در سطح این اتصال نیز می‌تواند با لوله‌های با قطر بزرگ و سایر مقاطع سازه‌ای انتقال یابد. سوراخ‌هایی که در دال‌موجود ایجاد می‌شود باید نه تنها برای نصب میلگردهای اتصال کفایت کند، بلکه اجازه

بتن ریزی و تحکیم بتن دیوار بتنی را بدهد. اجرای بتن سر دیوار و ادامه تا بالای دال همراه با تمیز کردن و زبر نمودن سطح تماس بتن موجود با ماسه پاشی یا مضرس نمودن سطح، الزامی می‌باشد. سوراخ‌های بزرگتر در دال همچنین بسیار شبیه کلیدهای برشی متناوب عمل می‌کنند. این سوراخ‌ها باید حفر شده یا با تجهیزات فشاری به جای اره یا دریل‌های مغزه‌گیری برای اجتناب از برش یا آسیب دیدگی آرماتورهای بتن موجود، ایجاد گردند. پیش از ایجاد سوراخ‌ها، شمع‌های موقتی ممکن است در زیر دال و در طول هر طرف از ردیف سوراخ‌ها مورد نیاز باشد.



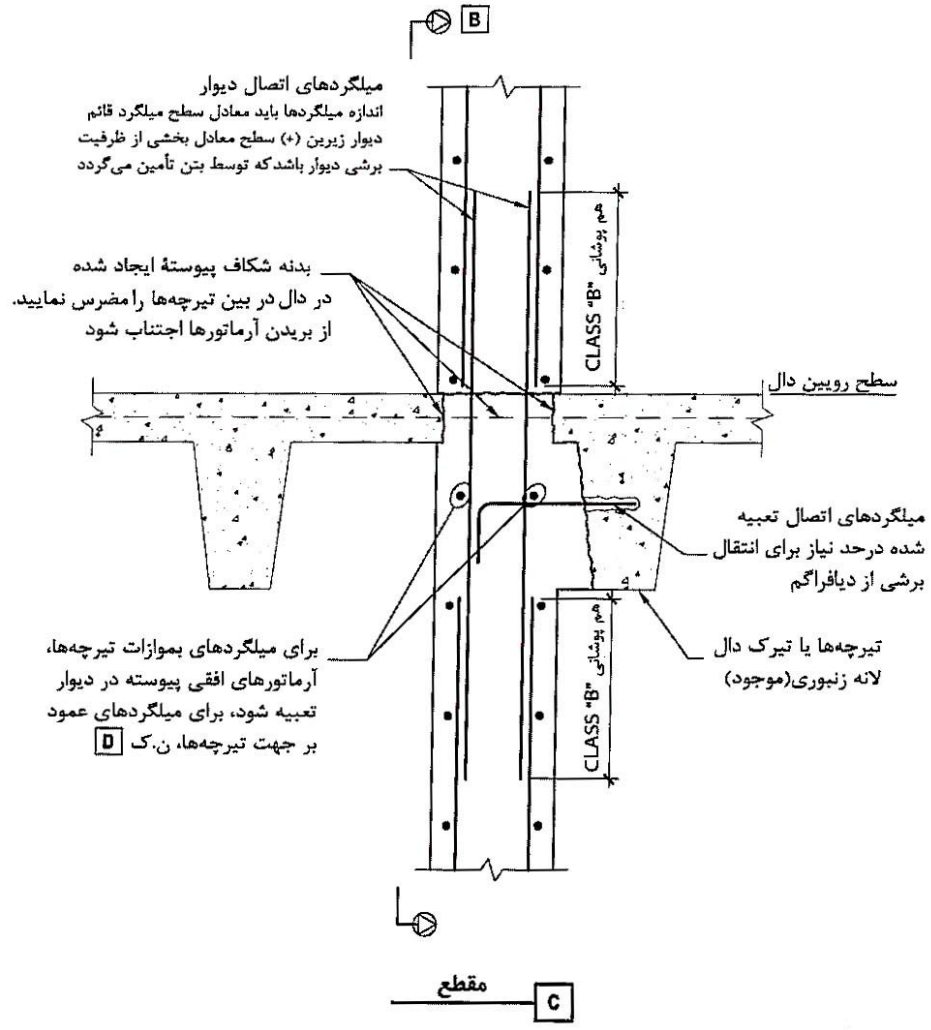
شکل ۷-۷- اتصال دیوار بتنی به دال بتنی

اگر دیوار جدید شاتکرینی باشد، باید توجه شود تا هنگامی که شاتکریت درست در زیر دال اجرا می‌شود یک اتصال کاملاً بسته، خوب چسبیده و با کمترین مصالح بازگشتی بر اثر عملیات پاششی فراهم شود. برای به حداقل رساندن امکان ایجاد شکاف ناشی از نشست، آخرین مرحله پاشش شاتکریت باید کمترین مقدار را داشته باشد. با وجود این در پایان، معمولاً چنین اتصال ایده‌آل چسبیده‌ای در زیر دال به دست نمی‌آید و مشابه تعمیرات مربوط به تزریق ترک، عملیات ترمیمی ممکن است مورد نیاز باشد. راه دیگر آن است که سوراخ‌های درون دال برای جایگذاری میلگردهای اتصال قائم بزرگتر شده و امکان ریختن گروت سیمانی از بالای سوراخ تا روی دیوار شاتکریت شده را فراهم نماید.



شکل ۷-۸- اتصال دیوار بتنی به دال بتنی- نمای قسمتی از دیوار

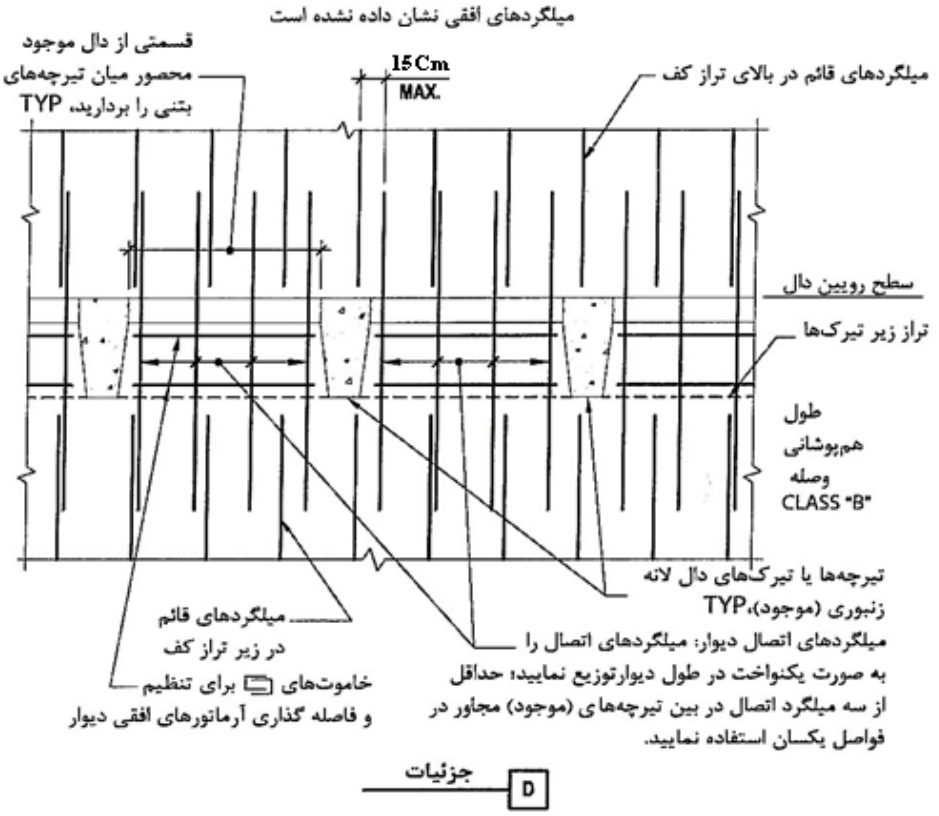
شکل (۷-۸) شرایطی را نشان می‌دهد که دیافراگم‌بتنی موجود از یک سیستم تیرچه‌ای یا دال مشبک به جای یک سیستم دال تخت تشکیل یافته است. برای این گونه سیستم‌های کف یا بام، از تیرچه‌ها در دال‌های تیرچه‌ای و تیرچه‌های دال‌های مشبک برای جلوگیری از شمع‌بندی استفاده می‌شوند. در این موارد انعطاف‌پذیری بیشتری در اندازه بازشوها در دال میان تیرچه‌ها یا تیرچه‌های دال مشبک وجود دارد و شمع‌بندی موقت نیز عموماً نیاز نمی‌شود. در جایی‌که دیوار جدید به موازات تیرچه‌ها است، بهتر است دیوار خارج از محور تیرچه ها جایگذاری شود (مابین دو تیرچه).



شکل ۷-۹- اتصال دیوار بتنی به سقف‌های تیرچه بلوک یا دال‌های مشبک

سوراخ‌ها را می‌توان در دال به صورت کلیدهای برشی متناوب مشابه دال‌های تخت که در بالا تشریح شد، یا به صورت شیارهای نسبتاً بلند یا بازشوی پیوسته در طول دیوار ایجاد کرد. ظرفیت انتقال برشی دیافراگم به دیوار اضافه شده را می‌توان با تعبیه میلگرد اتصال در سطح جانبی تیرچه‌ها و یا تیرچه‌های مجاور افزایش داد.

در جایی که دیوار جدید عمود بر تیرچه‌هاست، یا در شرایط وجود دال مشبک، می‌توان دال میان تیرچه‌ها را چنانکه در شکل تصویر (۷-۹) آمده است، برداشت. از آنجا که نصب میلگردهای پیوسته افقی دیوار از طریق تیرچه‌های عمود معمولاً ممکن نیست، ممکن است نصب یک یا دو کلاف حلقوی در قسمت‌های فوقانی دیوار در میان تیرچه‌ها مورد نیاز باشد.



شکل ۷-۱۰- اتصال دیوار بتنی به سقف‌های تیرچه بلوک یا دال‌های مشبک- قسمتی از نمای دیوار

اتصال به قاب‌های موجود: دیوارهای جدید معمولاً در طول و به محاذات خطوط قاب موجود قرار می‌گیرند. با انجام این کار معمولاً از جمع‌کننده‌های دیافراگم موجود (تیرها) و ستون‌های قاب موجود به عنوان اعضای مرزی دیوار استفاده بهتری می‌شود. همچنین همواره جایگذاری دیوار به محاذات امتداد تیرهای قاب نسبت به جای‌گذاری دیوار به مانند یک میانقاب، در عرض تیرها و ستون‌های قاب، ترجیح دارد. هنگامی که دیوار به محاذات قاب جای گرفت، اتصالات آن به دیافراگم چنان که در بالا و قبلاً تشریح شد انجام می‌گیرد و افزایش انتقال برش و ظرفیت عضو مرزی دیوار را می‌توان با تعبیه میلگرد اتصال به ترتیب در سطح جانبی تیر و ستون به دست آورد. همچنین اگر نیاز به مقاوم‌سازی جمع‌کننده دیافراگم باشد، جمع‌کننده اضافه شده را می‌توان به محاذات خط تیر موجود نصب و مستقیماً به دیوار جدید ختم شود. در آرایش میانقاب میلگردهای اتصال قائم دیوار باید در تیرهای با آرماتورهای نسبتاً متراکم تعبیه و شوند در نتیجه ریختن بتن و تحکیم آن بسیار مشکل بوده و جمع‌کننده‌های افزوده شده مستقیماًبه دیوار جدید متصل نمی‌شوند.

اگر ستون‌های موجود مقاومت کافی و جزئیات آرماتوربندی مناسبی داشته باشند، می‌توان از آن‌ها به عنوان عضو مرزی دیوار استفاده و با میلگردهای اتصال به دیوار مهار کرد. میزان تأثیر این عضو با تعداد میلگرد اتصال که می‌توان نصب

نمود محدود می‌گردد. در هر حال در بسیاری موارد، ستون موجود نیازمند مقاوم سازی و یا ژاکت‌بندی بوده و یا اعضای مرزی جدیدی برای دیوار مورد نیاز است.

ایجاد جمع کننده های جدید: نصب دیوارهای برشی در یک سازه قاب‌بندی شده، منجر به افزایش تقاضای دیافراگم در محل دیوارهای منفرد خواهد شد. مزیت جای‌گذاری دیوار جدید در خط قاب موجود آن است که تیرهای موجود می توانند به عنوان جمع کننده به کار روند. با وجود این همپوشانی یا پیوستگی ناکافی میلگردها همراه با تقاضای زیاد و متمرکز دیافراگم ممکن است همچنان نیازمند مقاوم سازی باشد.

پی: افزودن دیوارهای برشی بتنی همواره نیازمند ساخت پی‌های جدید یا تقویت نمونه‌های موجود، برای تحمل وزن اضافه شده و نیز تحمل تقاضاهای واژگونی متمرکز افزایش یافته می‌باشد. در بسیاری موارد، تقاضاهای بلندشدگی ناشی از واژگونی نیازمند بستن پی در زیر به عنوان مثال استفاده از شمع است. هنگامی که دیوارهای جدید در میان خطوط قاب ستون قرار می‌گیرند، به جای آن‌که مستقیماً به محاذات یا در امتداد یک خط قاب واقع شوند، پی‌های جدید را می‌توان برای به کارگیری بیش از یک ستون برای تحمل تقاضاهای بلندشدگی به کار برد.

۷-۴-۲-۵- ملاحظات اجرایی

سطوح بتن موجود که در مجاورت با دیوارهای بتنی جدید قرار می‌گیرند باید از هرگونه روکش رنگ، آلودگی یا دیگر مواد،تمیز شده و سپس زبر شوند تا حداقل درگیری سنگدانه‌ها به اندازه حداقل هفت میلی‌متر در سطوح اتصال فراهم شود. در اتصالات سربالا و جایی که این آماده‌سازی‌ها ممکن است کم اثرتر باشند، چنانچه در بخش ملاحظه جزئیات در بالا شرح آن رفت،از میلگردهای اتصال بیشتر و در عوض زبر کردن کمتر می‌توان استفاده نمود.

برای کاربردهای شاتکریت، در اتصالات سربالا پانل‌های آزمایشی جداگانه‌ای باید فراهم شود که شامل پانل‌های آزمایشی پیش ساخته نرمال نیز می‌شود. این اتصالات آزمایشی باید برای تشخیص کفایت آماده‌سازی سطح و چسبندگی اتصال مغزی‌گیری شوند. عوامل اجرایی باید از تجربه کافی در موارد مشابه در کاربردهای بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها برخودار باشند. علاوه بر مغزی‌گیری معمول از بتن یا شاتکریت و آزمایش آن، اتصالات سربالا نیز باید مغزه‌گیری شوند تا اجازه بررسی کیفیت اتصال و تشخیص اینکه آیا ترمیمی نیاز هست یا نه را بدهند. نظر به این‌که اجرای دیوار بتنی شاتکریتی نیاز به تجربه و کنترل کیفی دقیقی دارد استفاده از این سیستم فقط در صورت تحقق شرایط فوق توصیه میگردد.

۷-۴-۳- افزایش مقاومت ستون‌ها با استفاده از پوشش کامپوزیتی FRP

۷-۴-۳-۱- موارد کاربرد

- ظرفیت ناکافی برشی
- ظرفیت ناکافی تنش و همچنین کرنش فشاری بتن به دلیل نبود محصورشدگی و طول وصله ناکافی

۷-۴-۳-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی

کاربرد پوشش FRP در ستون‌ها به عنوان یک شیوه ترمیمی مؤثر رواج دارد. ستون‌ها با فایبرهای یک سویه با نوارهای افقی پوشیده می‌شوند، بنابراین محصور شدگی و مقاوم سازی برشی مشابه با آنچه به وسیله حلقه‌ها و اسپیرال‌ها در ستون‌های دایره‌ای و نیز خاموت‌ها و کلاف‌ها در ستون‌های مستطیلی حاصل می‌شد، فراهم می‌گردد. محصورشدگی خصوصیات فشاری بتن را ارتقا داده و درگیری بیشتری برای بهبود طول وصله اتصالات فراهم کرده، در نتیجه تکیه‌گاه جانبی‌ای برای میلگردهای طولی ستون فراهم می‌کند.

اولویت در سلسله مراتب مقاومتی یک سازه داشتن ستون قوی و تیر ضعیف است. در مواردی که سلسله مراتب مقاومتی منجر به ستون ضعیف، تیر قوی شود (که به دلیل احتمال ایجاد یک مکانیزم طبقه نرم مورد پذیرش طراح نیست)، پوشش FRP برای مقاوم سازی خمشی تیر نباید مورد استفاده قرار گیرد. نامعلوم بودن سازگاری کرنشی میان FRP و میلگردهای طولی ستون و نیز میان FRP و لایه زیرین، نبود ظرفیت کرنشی قائم در نتیجه کاربرد FRP به عنوان تقویت طولی، مهار ناکافی FRP در دو انتهای ستون و در موقعیت نقاط عطف، این شیوه را نامطلوب می‌نماید. در چنین مواردی باید شیوه‌های دیگری که در این فصل بحث شد به کار روند.

۷-۴-۳-۳- ملاحظات طراحی

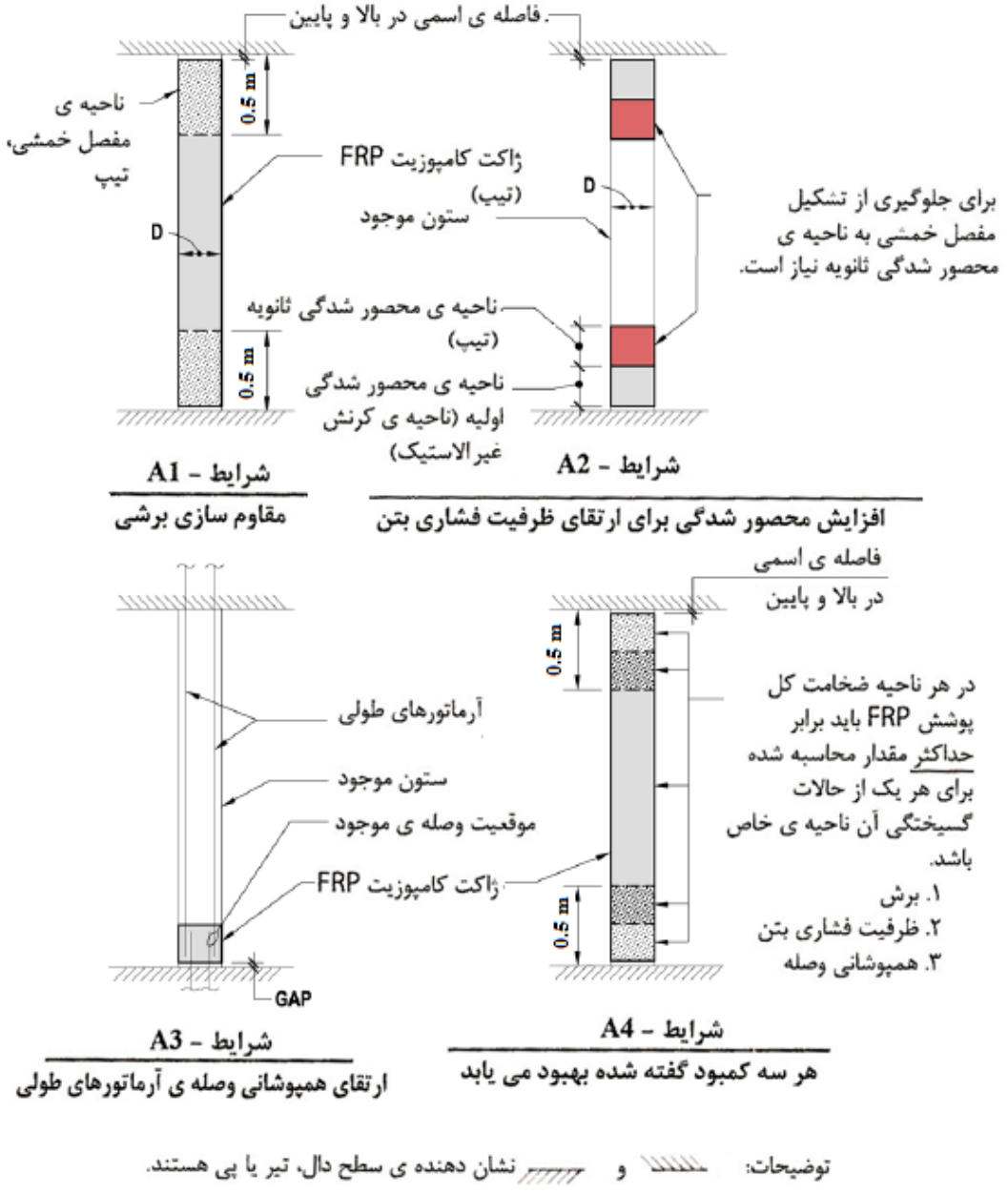
کبمودهای عمده یک ستون عموماً نبود ظرفیت مقاومت برشی و همچنین ظرفیت تغییر شکل برشی پس از تسلیم می‌باشد. برای ارزیابی برش دو موقعیت در امتداد ستون باید مورد ارزیابی قرار گیرد: ناحیه انتهایی درون منطقه مفصل پلاستیک (جایی که مقاومت برشی بتن کاهش می‌یابد) و ناحیه‌ای به دور از مفصل‌های پلاستیک، جایی که هیچ کاهشی در مقاومت برشی بتن به وجود نمی‌آید.

پوشش FRP با فراهم نمودن محصورشدگی ستون ظرفیت تنشی و کرنشی بتن را ارتقا می‌دهد. محصور شدگی برای مقاطع دایره‌ای نسبت به مقاطع مستطیلی مؤثرتر است. برای مقطع دایره‌ای، فشار شعاعی مقاوم که توسط پوشش FRP اعمال شده است، که تحت اثر فشار تورم جانبی بتن به وجود می‌آید، محصورشدگی لازم را فراهم می‌کند. انبساط و تورم در نتیجه نیروی فشاری رخ می‌دهد که محصول سطح بار محوری و نیروهای خمشی است. برای یک مقطع مستطیلی، تورم تنها در گشوه‌های مقطع رخ می‌دهد و در نتیجه رفتار قوسی بتن میان گوشه‌ها منجر به کاهش اندازه هسته بتنی می‌شود. به دلیل نبود محصورشدگی مؤثر توسط FRP، در ستون‌های مستطیلی پیشنهاد می‌شود که استفاده از این روش به مقاطع با نسبت ابعادی ۱/۵ و حداکثر بعد ۸۵ سانتی‌متر محدود گردد.

محصورشدگی ایجاد شده با این روش مقاومت خمشی و سختی ستون را نیز افزایش می‌دهد. اما نه به اندازه ژاکت‌بندی بتنی. افزایش حاصل به دلیل ظرفیت تنشی بالاتر پوشش و هسته بتنی است، که با کاهش عمق تار خنثی در ناحیه‌ای که ناحیه‌ی مفصل اولیه خوانده می‌شود قرار می‌گیرد. این افزایش در فاصله‌ای بیش از نصف عمق ستون در هر انتهای ستون رخ می‌دهد، در نتیجه، تقاضای خمشی بزرگتر بلافاصله پس از این ناحیه و تا ناحیه‌ی مفصل دوم بوجود می‌آید،

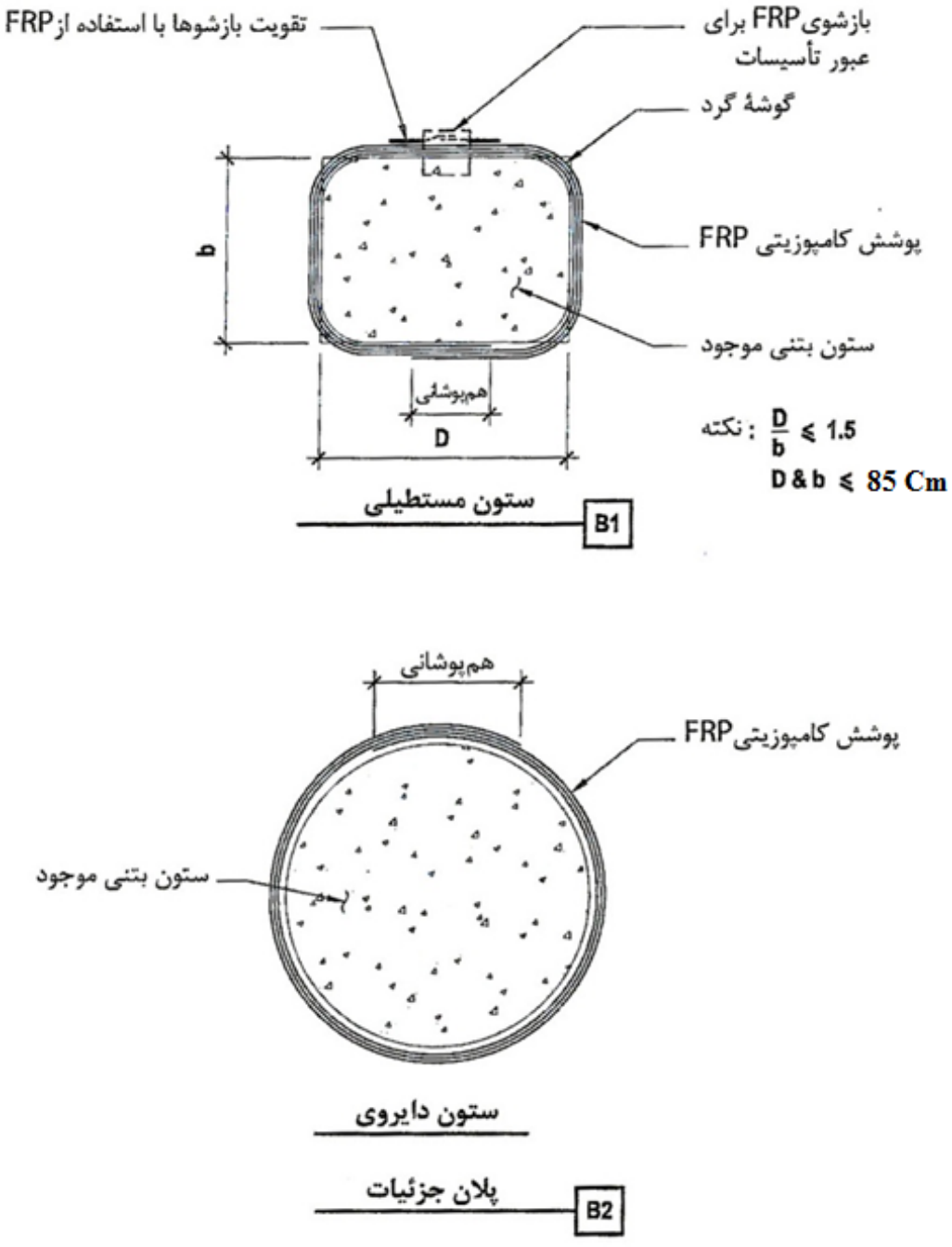
بنابراین افزایش میزان محصورشدگی از انتهای ستون به نواحی مفصل نخستین و ثانویه، چنانکه در شکل (۷-۱۰) آمده است گسترش می‌یابد.

فشار محصورشدگی همچنین موجب افزایش درگیری قسمت همپوشانی شده وصله اتصال میلگردهای طولی ستون می‌شود. ضخامت پوشش FRP (فشار درگیری مؤثر) که برای همپوشانی وصله‌ها مورد نیاز است در حالت‌های مختلف از شرایط محصورشدگی منتج می‌شوند. با وجود این، همانگونه که نتایج آزمایش‌ها نشان می‌دهد، در یک کرنش تورمی حدود ۰/۰۰۱ ، لغزش همپوشانی وصله آغاز می‌شود. این نتایج، در ترکیبی با برداشت‌های تجربی از فشار شعاعی برای جلوگیری از لغزش، ضخامت پوشش FRP را تعیین می‌کند.



شکل ۷-۱۱- بهسازی لرزه‌ای ستون‌ها با استفاده از ورق‌های FRP

بهسازی موفقیت‌آمیز برای رفع این سه کمبود، می‌تواند موجب گسترش مفاصل خمشی ستون و افزایش ظرفیت تغییر شکل شود.



شکل ۷-۱۲- بهسازی لرزه‌ای ستون‌ها با استفاده از ورق‌های FRP - مقطع

۷-۴-۳-۴- بررسی جزئیات

همپوشانی در وصله‌ها باید یکی در میان باشد، مشابه آنچه در آرماتورهای فولادی و برای کاهش به وجود آمدن مقاطع ضعیف انجام می‌گیرد. چنانچه در شکل (۷-۱۱) نشان داده شده است، یک درز با اندازه حدود یک سانتیمتر میان کامپوزیت FRP و اعضای مرزی (دال، تیر یا پی‌ها) برای جلوگیری از درگیر نمودن پوشش و در نتیجه افزایش ظرفیت خمشی یا سختی ستون پیش‌بینی می‌شود.

۷-۴-۳-۵- ملاحظات اجرایی

دسترسی به کل جوانب ستون معمولاً به دلیل وجود تیغه‌ها، سقف و دیگر اجزای معماری و نیز اعضای سازه‌ای یک ساختمان محدود است. شرایط در پایه ستون در پایین‌ترین طبقه باید به دقت مورد توجه قرار گیرد. هزینه کاربرد FRP در مقایسه با فولاد و بتن نسبتاً گران است، ولی می‌تواند مزایایی را هنگامی که دسترسی محدودی وجود داشته یا تداخل حداقلی در شرایط موجود مورد انتظار است، به همراه داشته باشد.

۷-۴- ارتقای مقاومت برشی با استفاده از پوشش بتنی یا فولادی

۷-۴-۴-۱- موارد کاربرد

- ظرفیت برشی ناکافی
- ظرفیت برشی محوری ناکافی
- محورشدگی ناکافی در مفاصل پلاستیک
- همپوشانی ناکافی در وصله‌ها

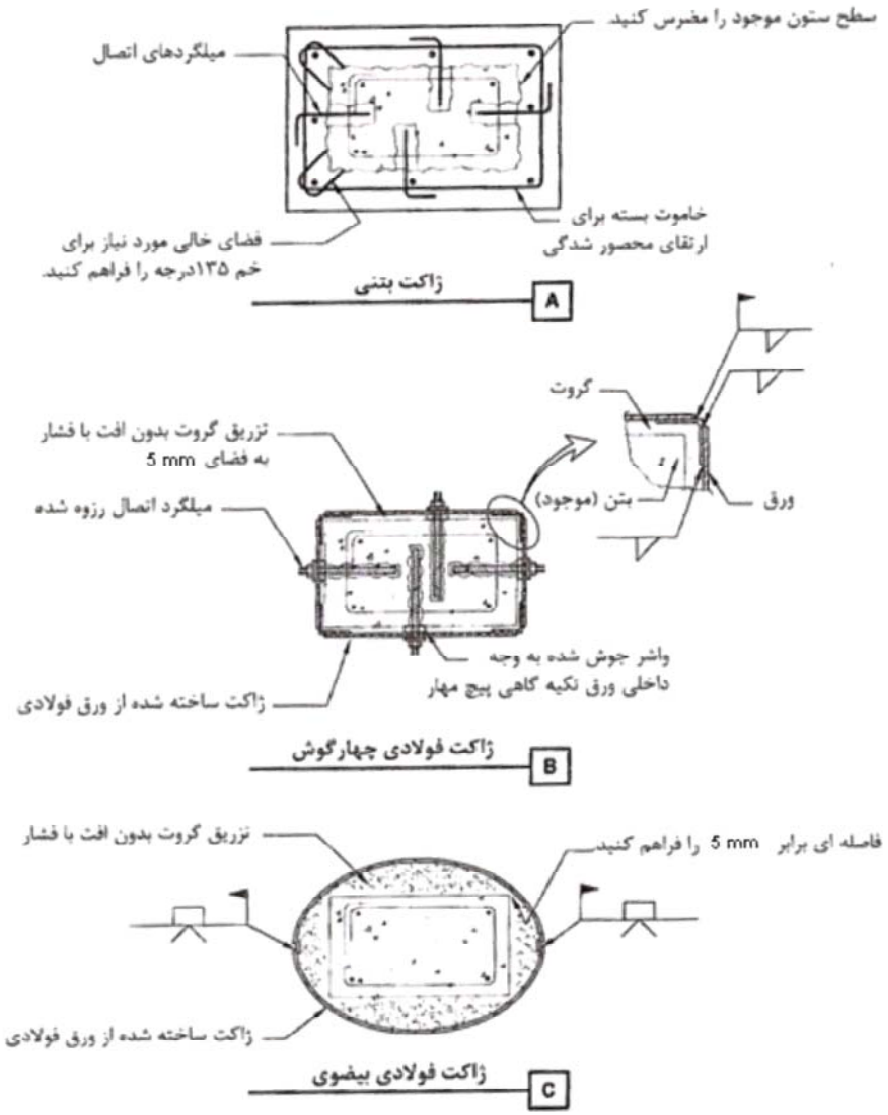
۷-۴-۴-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی

افزودن یک پوشش کامپوزیتی FRP به ستون بتنی شیوه جدیدی برای رفع کمبودهای لرزه‌ای است که در بخش ۷-۴-۳ در مورد آن بحث شد، اما افزودن ژاکت بتنی یا فولادی شیوه‌ای سنتی‌تر برای ارتقای ستون بتنی مشکل‌دار است.
شکل (۷-۱۲) مثال‌هایی را از ژاکت بندی فولادی و بتنی برای ستون‌های مستطیلی نشان می‌دهد.

۷-۴-۴-۳- بررسی جزئیات

ژاکت بتنی: ژاکت‌بندی بتنی نسبت به پوشش‌های FRP و فولادی سطح مقطع بزرگتری را ایجاد می‌کند. سطح بتن موجود باید به طور مناسب زبر شود قلاب‌های ۱۳۵ درجه در دورپیچ‌های محصورکننده نیاز است و ممکن است تأمین فضای کافی برای قلاب ضخامت پوشش را تعیین کند.(شکل (۷-۱۲-A))

ژاکت‌های فولادی: ژاکت‌فولادی حداقل باید دو تکه باشد، تا ستون موجود را در برگرفته و به وسیله جوشکاری در محل به هم متصل شود. همچون پوشش‌های FRP، هنگامی که نسبت طول به عرض ستون مستطیلی بسیار زیاد می‌شود،از تأثیر ژاکت کاسته می‌شود. در این موارد می‌توان از ژاکت‌های بیضوی در استفاده نمود. گوشه‌های ستون موجود باید تراشیده شده و لبه‌های آن صاف شود تا فولاد بتواند از آن بگذرد. درزی میان فولاد و بتن به اندازه حداقل هفت میلی‌متر وجود دارد که با گروت پر می‌شود. درزی نیز در دو انتهای ستون برای امکان دوران بدون درگیر نمودن ژاکت فولادی فراهم می‌شود. .(شکل (۷-۱۲-B و C))



شکل ۷-۱۳- استفاده از ژاکت‌های فولادی و بتنی

۷-۴-۴-۴- ملاحظات اجرایی

سر و صدا و اختلال: برداشتن ستون، تیر، نازک‌کاری‌های کف و سقف اختلال آفرین است. تکه‌تکه کردن پوشش اعضای بتنی قاب موجود برای ساکنان ساختمان پرسر و صدا و آزار دهنده است،همچنین تعبیه سوراخ در دال کف تیر چنین است. به همین دلیل این شیوه خاص ترمیمی کمتر از دیگر موارد به کار گرفته می‌شود.

طرح اختلاط: به دلیل ضخامت کم ژاکت و شرایط مشکل کاری، در طرح اختلاط باید بر سهولت بتن‌ریزی با استفاده از سنگدانه‌های با اندازه کوچک و ترکیبات کاهش دهنده آب تأکید شود.

بتن ریزی: بتن باید از بالا در سوراخ‌های ایجاد شده در دال‌برای هر دو مورد ستون‌ها و دال‌ها ریخته شود. سوراخ‌ها باید به اندازه کافی برای عبور لوله خرطومی پمپ بتن و ویبراتور، بزرگ باشد. باید امکان عبور آزاد هوای داخل بتن در قسمت فوقانی تیرها در جایی که این قالب‌ها به دال‌ها می‌رسند فراهم گردد.

۷-۴-۵- فراهم نمودن جمع‌کننده در دیافراگم بتنی

۷-۴-۵-۱- موارد کاربرد

- کمبود یا نبود جمع کننده‌ها
- ظرفیت ناکافی اعضای مرزی دیافراگم

۷-۴-۵-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی

افزودن جمع‌کننده جدید یا مقاوم سازی جمع‌کننده موجود معمولاً هنگامی که قاب‌های مهاربندی شده فولادی یا دیوار برشی بتنی جدید به ساختمان موجود افزوده می‌شوند مورد نیاز است. جمع کننده جدید باید تا آنجا که لازم است گسترش یابد که برای ارضای تقاضاهای برشی مورد نیاز از دیافراگم موجود، ، معمولاً یک یا چند دهانه از یک یا دو انتهای مهاربند یا دیوار جدیدرا شامل می‌شود. جمع‌کننده جدید از بتن مسلح یا فولاد ساخته خواهد شد که عموماً بستگی به نوع بهسازی ساختمان از نظر نصب دیوارهای برشی بتنی یا قاب‌های مهاربندی شده فولادی دارد. جمع‌کننده جدید معمولاً در زیر کف اضافه می‌شود. در بام‌ها جمع کننده ممکن است هم در بالا و هم در پایین بام قرار گیرد.

در مواردی که اعضای مرزی دیافراگم موجود، وجود نداشته و یا ناکافی باشد، از روش‌های بهسازی مشابه با آن چه برای جمع‌کننده‌ها شرح داده می‌شود، می‌توان بهره برد.

۷-۴-۵-۳- ملاحظات طراحی

انتخاب مصالح – بتن مسلح یا فولاد: در ساختمان‌های بتن مسلح با انواع سیستم دال بتنی کف، به ویژه از نوع تیرچه ای، دال مشبک و یا دال‌ها با تیرهایی که با جمع‌کننده‌ها به صورت متقاطع قرار می‌گیرند، گزینه بسیار معمول برای نوع جمع‌کننده جدید، بتن مسلح است. معمولاً این گزینه انتخاب می‌شود چون بتن از نظر زیبایی شناختی در سازگاری با

اعضای مجاور است، به ویژه در شرایطی که در معرض دید واقع است. با وجود این، بتن اساساًبه این دلیل انتخاب می‌شود که در سازگاری با خصوصیات تغییر شکل دیافراگمی است که به آن متصل شده است. جمع‌کننده بتنی به دیافراگم دال بتنی چسبیده و با آن پیوسته است بنابراین تغییر شکل‌های کرنشی جمع‌کننده مشابه با تغییر شکل‌های سیستم دیافراگم است. در یک جمع کننده ورق فولادی، انبساط طولی ورق با دیافراگم بتنی دال سازگار نیست. این امر منجر به انتقال بار بیشتر به اتصال به دلیل انبساط طولی جمع‌کننده می‌گردد.

تأثیرات بر اجزا و شبکه‌ی تأسیسات مکانیکی، الکتریکی و لوله‌کشی و خصوصیات معماری: جمع‌کننده جدید معمولاً باید تا یک یا چند دهانه کامل از دیوار یا مهاربند جدید برای تحمل بار لازم از دیافراگم بتنی موجود، ادامه یابد. نصب جمع‌کننده جدید در زیر دال کف موجود بر کلیه سقف‌ها، جداگرها، داکت‌ها، لوله‌کشی‌ها، نورگیرو غیره که در مسیر آن قرار دارد تأثیر می‌گذارد. در نتیجه، جمع‌کننده‌های جدید معمولاً تأثیر بیشتری بر دیگر سیستم‌های ساختمان نسبت به دیوارها یا مهاربندها، دارند. از این گذشته،توجه به این تأثیرات معمولاً بر جای‌گذاری دیوارها یا مهاربندهای جدید تأثیر می‌گذارد. در بسیاری موارد، دیوارهای جدید و جمع‌کننده‌های مربوط به آنها در امتداد لبه خارجی ساختمان قرار می‌گیرند، این امر به ویژه برای جلوگیری یا به حداقل رساندن این تأثیرات بر دیگر سیستم‌های ساختمان، به خصوص در حالتی که ساکنان ساختمان در طی اجرا در محل حضور دارند، می‌باشد.

در برخی موارد، ممکن است جمع کننده جدید در سطح فوقانی دیافراگم موجود احداث شود، در بام‌ها، جمع‌کننده‌های جدید می‌تواند در بالای دیافراگم بام قرار گیرد، به شرط آنکه امکان اصلاح یا جلوگیری از هرگونه ناسازگاری با تجهیزات مستقر در بام، بالشتک‌ها یا اتاق تجهیزات وجود داشته باشد. در جای‌گذاری جمع‌کننده‌ها بالای دال باید تأثیر آن‌ها بر سیستم‌های آب‌بندی و زهکشی بام لحاظ گردد. در کف‌ها، در صورت استفاده از یک روکش بتنی سازه‌ای جدید امکان تعبیه جمع کننده در بالای کف وجود دارد. در این مورد، آرماتورهای جمع‌کننده می‌تواند در روکش ادامه یابد. همچنین، اگر یک سیستم کف جدید اضافی در بالای کف موجود احداث شود، جای‌گذاری جمع کننده در فضای زیر کف جدید امکان‌پذیر است.

وزن جمع کننده جدید: ظرفیت بارگرانشی دال موجود، دال‌های مشبک، تیرچه‌ها یا تیرهای مجاور باید برای تحمل وزن افزوده جمع‌کننده جدید، به ویژه برای یک جمع‌کننده بتنی جدید که ممکن است بار قابل توجهی را وارد کند کافی باشند. در برخی موارد، جمع‌کننده جدید ممکن است نیازمند طراحی برای تحمل با ناشی از وزن خودش هنگامی که در میان دهانه‌های ستون‌ها و شاه‌تیرهای موجود قرار می‌گیرد باشد. در دیگر موارد چنانچه دال کف یا بام موجود نتواند بارهای جدید را تحمل کند، ممکن است نیاز به تغییر جای جمع‌کننده‌ها و دیوارهای برشی جدید باشد.

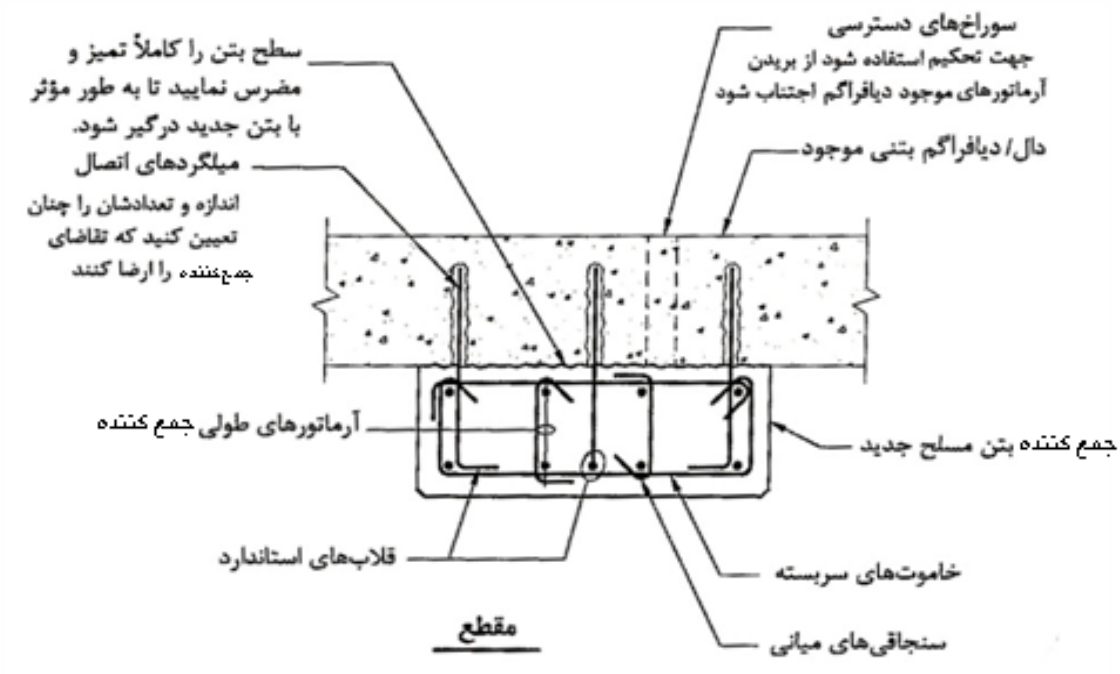
۷-۴-۵-۴- بررسی جزئیات

اتصال جمع‌کننده بتن مسلح به دیافراگم‌ها یا جمع‌کننده‌های بتنی موجود: جزئیات معمول نصب جمع‌کننده بتن مسلح جدید به زیر دیافراگم دال بتنی موجود در شکل(۷- ۱۳) آمده است. مطلب عمده فراهم نمودن چسبندگی خوب

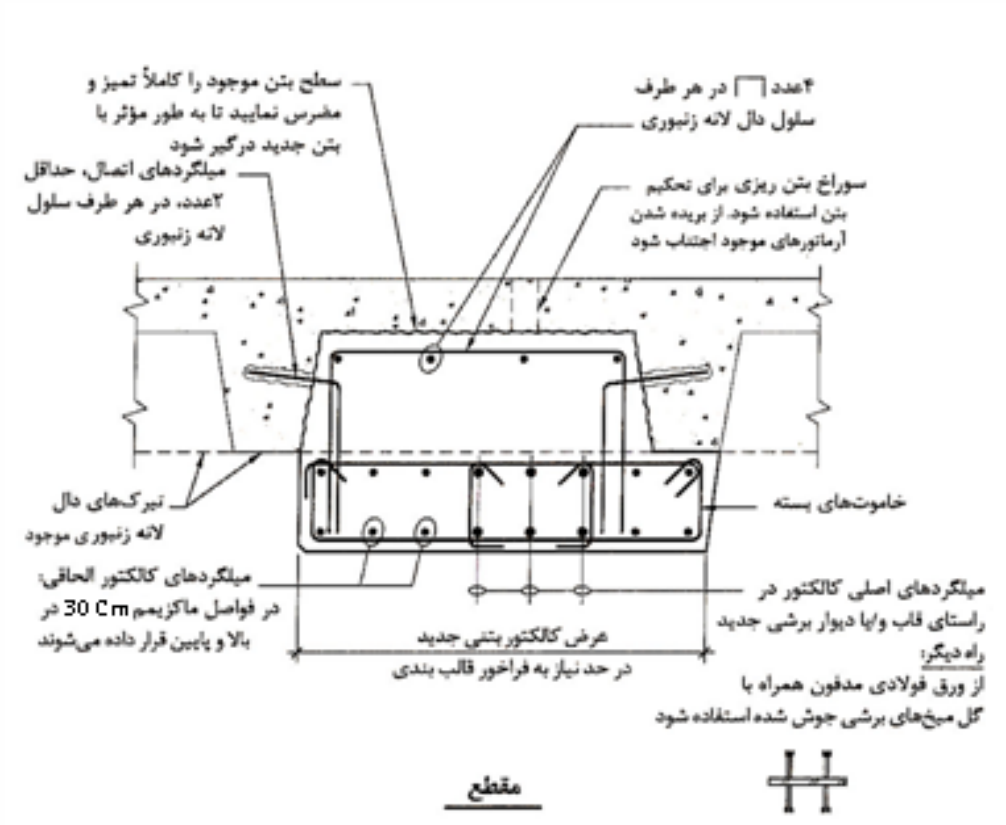
میان بتن جدید و موجود و نیز سوراخ‌های کافی برای ریختن بتن و تحکیم آن است. سطح تماس باید به طور کامل تمیز شده و برای انتقال برش به خوبی زبر شود. بهتر است که بتن را از بالای سوراخ‌های ایجاد شده در دیافراگم به درون آن بریزند. قطر سوراخ‌ها باید حداقل ۱۰ سانتی‌متر باشند. محل آرماتورهای دیافراگم موجود پیش از سوراخ کردن دیافراگم باید با احتیاط لازم مشخص شود تا از بریده شدن هرگونه میلگردی در دال جلوگیری شود.

طول مورد نیاز جمع‌کننده عمدتاً به وسیله ظرفیت برشی دیافراگم موجود تعیین خواهد شد. دیافراگم‌های مسلح با میلگرد ضعیف تنها بار محدودی در واحد طول را منتقل می‌کنند، که در این صورت به جمع‌کننده‌های بلند نیاز دارند. همچنین، در دیافراگم‌های با ضخامت کم، ظرفیت برشی هر یک از میلگردهای اتصال تعبیه شده محدود خواهد بود، که در این صورت، به میلگردهای اتصال بیشتری نیاز است. چنانچه جمع‌کننده تیر یا شاه‌تیر موجودی را قطع نماید باید وصله‌ای مناسب در عضو موجود ایجاد شود. سوراخ‌های افقی می‌توانند در عضو قطع شده ایجاد شده و میلگردهای اتصال تعبیه شوند تا با میلگردهای جمع کننده اصلی در هر طرف همپوشانی کنند. برای جلوگیری از بریده شدن آرماتورها، چه آرماتورهای طولی و چه خاموت‌ها در تیر موجود، باید با احتیاط کامل عمل شود.

اگر دیافراگم کف یا بام متشکل از یک سیستم تیرچه‌ای یا دال مشبک باشند، جمع‌کننده پیوسته‌ای همواره در زیر تیرچه ها، چنانکه در شکل (۷-۱۴) آمده است، برای جلوگیری از سوراخ‌کاری اضافه و وصله‌کاری میلگردها قرار خواهد گرفت. در این شرایط، فاصله‌های میان تیرک‌ها و تیرچه ها، در بالای جمع کننده نصب شده، می‌تواند با بتن مسلح پر شود. مزایای این شرایط آن است که میلگردهای اتصال می‌تواند در سطح کناری تیرچه ها به جای قرار گرفتن در پوشش نسبتاً نازک دال تعبیه شود و به این طریق ایجاد سوراخ‌ها برای ریختن بتن مشکل کمتری خواهد داشت. اگر چه جمع کننده جدید ممکن است در این شرایط از وزن بیشتری برخوردار باشد تیرچه های دال به احتمال قوی مقاومت لازم را برای تحمل وزن افزوده شده دارند.



شکل ۷-۱۴- اتصال دیوار جمع کننده بتنی به دال بتنی



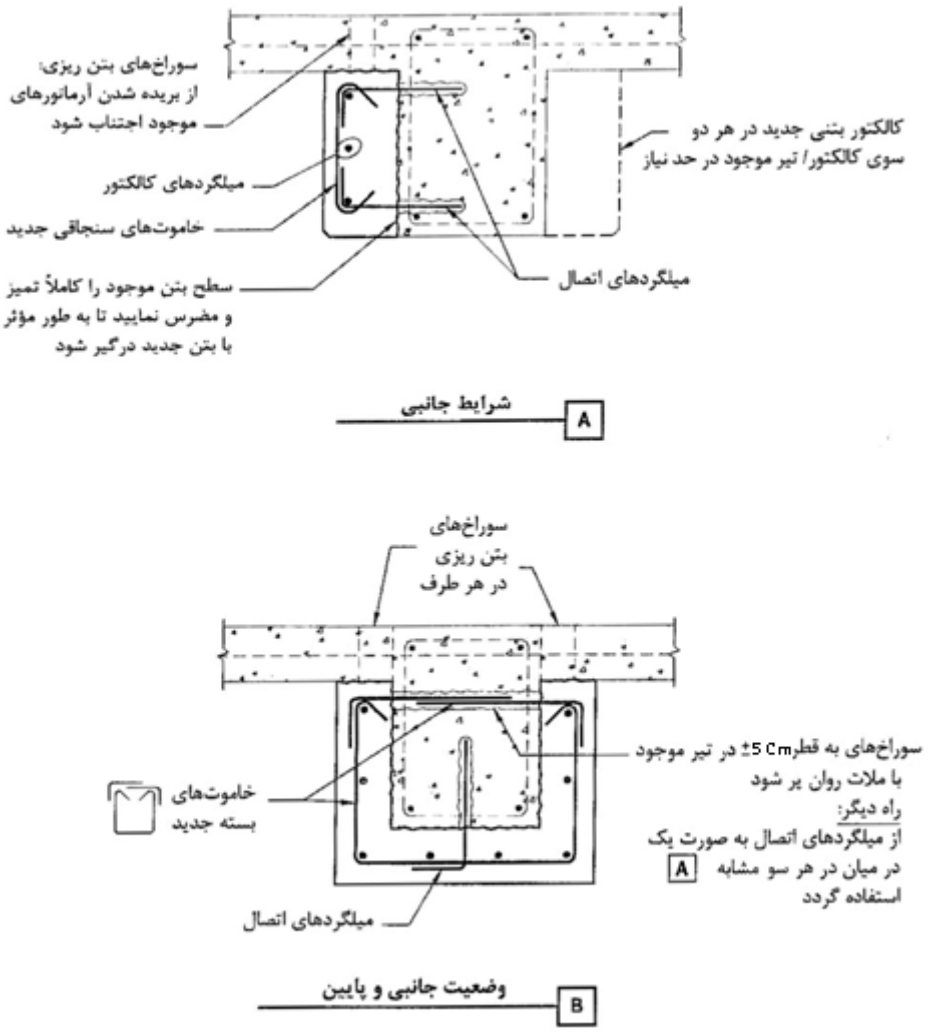
شکل ۷-۱۵- اتصال جمع کننده بتنی به تیرچه ها یا تیرک‌ها

در بسیاری موارد، جمع کننده جدید در امتداد خط یک تیر یا شاه‌تیر قرار می‌گیرد. معمولاً این موضوع هنگامی که هدف مقاوم سازی عضو مرزی دیافراگم است یا اگر دیوارهای جدید در سطح خارجی ساختمان قرار گیرند، رخ می‌دهد. در شکل (۷-۱۵) دو نوع جزئیات کلی که می‌تواند در این مورد به کار رود نشان داده شده است. در این شرایط میلگردهای اتصال همواره در بدنه تیرها قرار گرفته و عضو تیر- جمع‌کننده ترکیبی به راحتی می‌تواند برای تحمل وزن افزوده شده طراحی شود. با وجود این برای جلوگیری از بریده شدن هرگونه خاموت در تیر یا آرماتورهای دیافراگم دال، به ویژه در شرایطی که در لبه خارجی سوراخ‌هایی برای ریختن بتن حفر شده است، باید دقت شود.

در هر یک از این پیکربندی جمع‌کننده‌ها، قسمت قابل ملاحظه‌ای از آرماتور اصلی می‌تواند به وسیله یک ورق فولادی جایگزین گردد. این گزینه ممکن است برای شرایط با بارهای بسیار زیاد بهترین گزینه باشد، در این صورت نصب ورق فولادی با مقاومت بالا ممکن است بر جایگذاری تعداد زیادی آرماتور ضخیم‌ترجیح داده شود.

اتصال جمع کننده فولادی به دیافراگم بتنی موجود: ورق فولادی همچنین ممکن است به عنوان جمع‌کننده به جای یک عضو بتنی مسلح به کار رود. جمع‌کننده فولادی باید در مقاطع قابل کنترل نصب شود. جمع‌کننده عموماً باید حدود ۳ تا ۶ متر طول داشته باشد و با تعبیه میل مهارهای رزوه شده به همراه چسب یا اپوکسی در دیافراگم بتنی قرار گیرد. در اکثر موارد، صفحات فولادی در بالای دیافراگم چنانکه در تصویر شکل (۷-۱۶) آمده است،نصب می‌شوند. نصب مقاطع سنگین ساخته شده از ورق، اتصال پیچ‌ها و جوشکاری وصله‌های لازم از زیر، اگر چه ممکن،اما فوق‌العاده مشکل است.

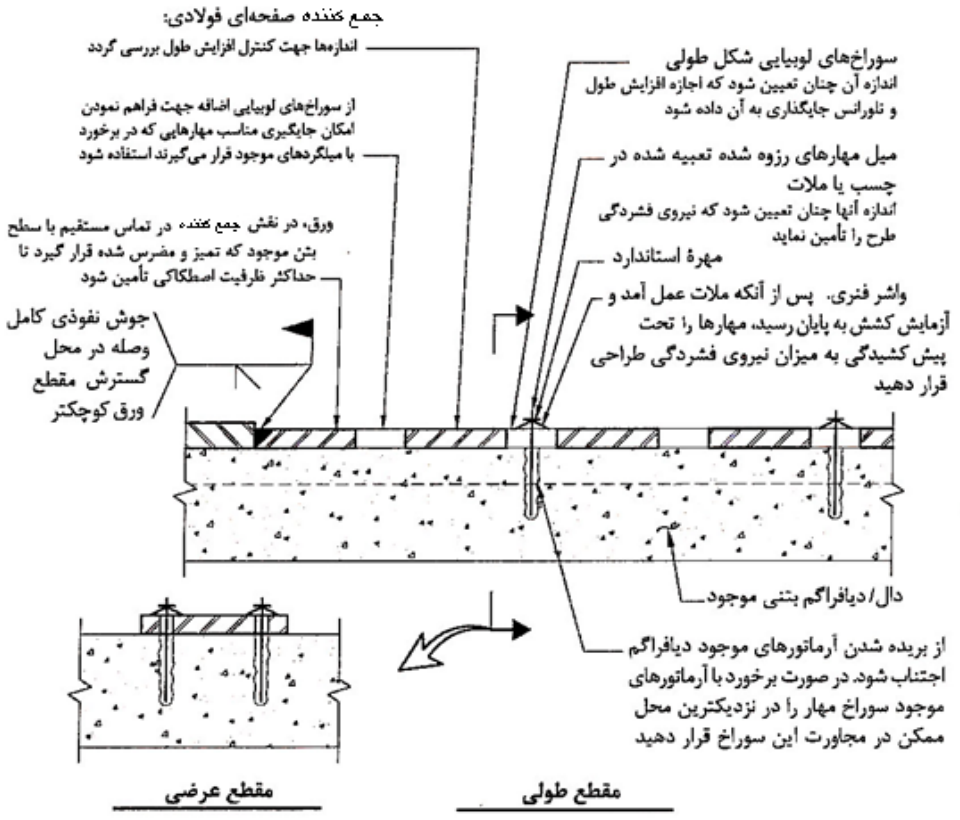
چنانکه در بخش‌ملاحظات طراحی در بالا بحث شد،مطلب عمده در ارتباط با جمع‌کننده ورق فولادی نبود سازگاری کرنشی آن نسبت به دیافراگم بتنی است، مگر آنکه جمع کننده بسیار کوتاه باشد. تغییر شکل کرنشی یک جمع‌کننده فولادی از صفر در انتهای آزاد آن، تا میزان حداکثری در اتصال آن به دیوار یا مهاربند تغییر می‌کند، در حالی که دیافراگم بتنی تغییر شکل‌های مشابهی را تجربه نمی‌کند. در نتیجه، جمع‌کننده فولادی مانند یک نوار لاستیکی خیلی سخت نسبت به دیافراگم بتنی کش می‌آید. جمع‌کننده‌ها به ویژه جمع کننده‌های نسبتاً طویل مشکل بتوانند پاسخگوی این تغییر شکل نسبی باشند. برای انجام این کار شرایط متعددی باید مورد توجه قرار گیرد. اول، مقاطع متغیر جمع‌کننده ساخته شده از ورق که باید به طور تدریجی تغییر یابد. بنابراین کرنش نسبتاً یکسان در امتداد طول جمع‌کننده توزیع می‌شود. دوم اینکه اندازه‌ی ورق‌ها باید چنان دسته‌بندی شوند که انبساط طولی ماکزیمم را به یک مقدار مناسب دو تا پنج سانتی‌متر محدود سازند. سوم، میل مهارهای رزوه شده باید در سوراخ‌های لوبیایی ایجاد شده نصب شوند تا اجازه دهد که انبساط طولی طراحی شده بدون تأثیر و ایجاد بار اضافه بر میل مهارها رخ دهد. چهارم، اجازه لغزش میان جمع‌کننده و دیافراگم داده شود، انتقال بار از طریق استفاده از واشرهای فنری کالیبره شده برای ایجاد نیروی درگیری مناسب در میل مهارها انجام می‌گیرد.



شکل ۷-۱۶- اتصال جمع‌کننده بتنی به تیر موجود

۷-۴-۵-۵- ملاحظات اجرایی

سطح بتن موجود که در تماس با جمع‌کننده ورق فولادی یا بتنی جدید قرار می‌گیرد باید از هرگونه پوشش، رنگ یا دیگر موادی که ممکن است چسبندگی و ظرفیت انتقال برشی را دچار مشکل سازد، عاری شود. سطوحی که به بتن می‌رسند باید زبر شوند تا دامنه‌ی درگیری سنگدانه‌ای به میزان حداقل هفت میلی‌متر فراهم شده و از لغزش جلوگیری شود. با وجود این، به دلیل اینکه انبساط طولی جمع‌کننده فولادی ممکن است لغزش ایجاد کند، تنها ماسه پاشی سبک برای ایجاد اصطکاک مناسب، کافی است.



شکل ۷-۱۷- جمع کننده صفحه فولادی

نصب مهارها یا میلگردهای اتصال نصب شده با گروت برای جمع‌کننده‌های ورق فولادی نیازمند دقت زیادی است. آن‌ها باید در میانه سوراخ‌های لوبیایی ایجاد شده، تنها با رواداری کمی، نصب شوند، تا به ورق اجازه انبساط طولی بدون تأثیر بر میل مهار را بدند. چنانچه سوراخ‌ها با میلگردهای موجود برخورد داشته باشد باید موقعیت را عوض نمود و مهار در سوراخی ایجاد شود که‌در مجاورت یا نزدیکی محل قبلی نصب شود. از آنجا که احتمال این موضوع به طور مکرر وجود دارد، میزان قابل ملاحظه‌ای سوراخ ایجاده شده اضافی باید وجود داشته باشند. برای مثال، اگر میل‌مهارها در فواصل ۳۰ سانتی‌متری، مرکز تا مرکز، نیاز باشند سوراخ‌ها باید در فاصله مرکز تا مرکز ۱۵ سانتی‌متری ایجاد شوند.

وصله‌های جوش نفوذی کامل در جمع‌کننده‌های ورق فولادی نسبتاً ضخیم احتمالاً مشکل آفرین هستند. ایجاد جوش های نفوذی کامل یکطرفه در ورق‌های نسبتاً ضخیم منجر به تاب برداشتن ورق می‌شود. برای کنترل این موضوع، ممکن است نیاز باشد مقاطع ساخته شده از ورق از پایین با مهارهایی که علاوه بر میل مهارهای مورد نیاز برشی نصب می‌شوند مهار شوند و سپس در محل جوش شوند. همچنین، برداشتن پشتبند جوش مشکل یا غیرممکن خواهد بود. بریدگی‌هایی ممکن است در دال بتنی ایجاد شود و باید هرگونه فضای باقی‌مانده بتن زیر جمع‌کننده‌های ورق فولادی و دیافراگم دال بتنی برای اطمینان از اصطکاک کافی در سطح مشترک فولاد و بتن، با گروت پر شود. اجرای سر بالای جمع‌کننده‌های

بتنی مسلح نیازمند دقت زیاد و برنامه‌ریزی برای چگونگی قرارگیری و محکم شدن آرماتورهای فولادی، پیش از بستن قالب از پایین دست می‌باشد. ایجاد سوراخ‌های ریختن بتن و هرگونه سوراخ برای ادامه میلگردهای پیوسته نیازمند بررسی و اسکن نمودن دقیق دال‌ها، تیرک‌ها و تیرها برای تعیین محل دقیق آرماتورهای موجود و جلوگیری از بریده شدن آن‌ها می‌باشد.

اگر چه بازرسی، نمونه‌برداری و آزمایش‌های مورد نیاز برای جمع‌کننده‌های بتن مسلح از آنچه برای دیگر کارهای بتن مسلح تحت نیروهای زلزله نیاز است، متفاوت نیست، موارد خاصی برای جمع‌کننده‌های ورق فولادی باید لحاظ گردد. وصله‌های جوش شده نیازمند انجام آزمایش‌های غیرمخرب و بازرسی کامل و دقیق هستند. مهارهای برشی باید در میانه سوراخ‌های لوبیایی ایجاد شده با دقت کافی جایگذاری شوند و آن‌ها باید به طور کامل در آزمایش کششی جواب دهند. سوراخ‌هایی که در آن‌ها میل مهارها قرار می‌گیرند باید عاری از هرگونه گروتی باشند که سبب کاهش میزان لغزش می‌شود. هرگونه درزی میان سطح زیرین ورق و دال بتنی باید با گروت پر شود. نصب واشرهای فنری باید به دقت بازرسی و برای اطمینان از گسترش نیروی درگیری مدنظر در طرح، مورد آزمایش قرار گیرد.

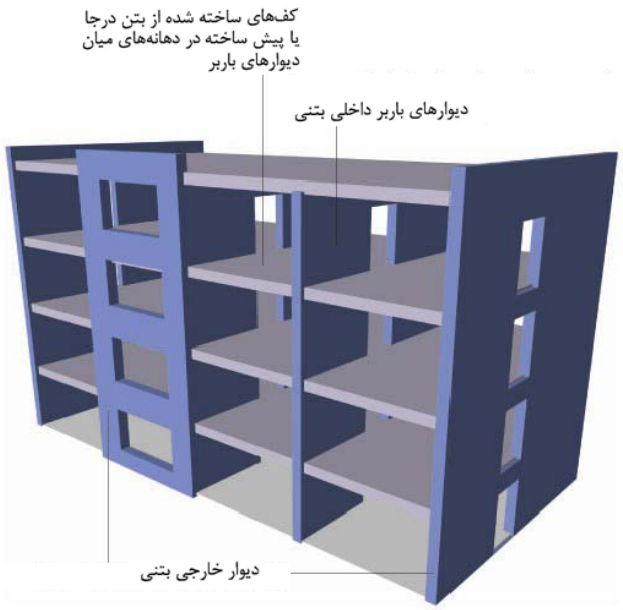
فصل هشتم

راهکارهای بهسازی دیوارهای برشی بتنی در سیستم‌های دیوار باربر

۸-۱- تشریح خصوصیات سازه

۸-۱-۱- کلیات

دیوارهای بتن مسلح در ساختمان به صورت دیوارهای برشی عمل می‌کنند چه برای این هدف طراحی شده باشند یا نه. بنابراین، ساختمان‌های ساخته شده با بتن درجا که شامل تعداد قابل ملاحظه‌ای دیوارهای بتنی باشند در این گروه قرار می‌گیرند. با وجود این، دو نوع کاملاً متفاوت ساختمان‌های با دیوار بتنی وجود دارد: آنهایی که در آنها از دیوارهای باربر برای تحمل بار گرانشی استفاده شده و تعداد معدودی قاب‌های متشکل از تیر و ستون دارند و آنهایی که شامل سیستم گرانشی کامل تیر و ستون و دال هستند. در این فصل دسته اول مورد بررسی قرار می‌گیرند. در این نوع سازه همه دیوارها معمولاً هم به عنوان دیوارهای برشی و هم باربر عمل می‌کنند. این نوع سازه معمولاً در کاربری‌های از جمله مجتمع‌های مسکونی آپارتمانی و دیگر ساختمان‌های دارای فضاهای مشترک استفاده می‌شود.



شکل ۸-۱- دیوارهای برشی بتنی (سیستم دیوارهای باربر)

۸-۱-۲- شرایط گوناگون این نوع سازه

برای مؤثر بودن این سیستم ساختمانی لازم است آرایش منظم از دیوارهای بتنی برای فراهم نمودن نقاط تکیه‌گاهی برای قاب‌بندی کف، تأمین گردد. به علاوه، از آنجا که انجام تغییرات عمده در طی عمر ساختمان مشکل و هزینه‌بر است انعطاف‌پذیری طرح در این سازه از اهمیت خاصی برخوردار نیست این گونه ساختمان‌ها معمولاً متشکل از دیوارهای باربر بتن مسلح در بین اتاق‌ها هستند، که به عنوان دیوارهای برشی نیز در جهت عرضی عمل کرده و دیوارهای بتن مسلح در طرفین راهروی داخلی هم به طور عمده به عنوان دیوارهای برشی در جهت طولی عمل می‌نمایند. برخی مواقع سیستم

باربر جانبی طولی شامل سیستم دیوارهای خارجی نیز می‌شود، اگر چه این دیوارها معمولاً دارای بازشورهای قابل توجهی هستند. به هر حال، تنوع گسترده در شکل این نوع سازه و کاربری‌های آن دیده نمی‌شود.

طرح یک ساختمان که کل بار گرانشی توسط دیوارها، تحمل شود به ندرت امکان‌پذیر است. معمولاً به صورت موضعی در محل‌هایی ستون‌های تکی به کار گرفته شده و برخی اوقات نیز به تیر و شاه تیر نیاز می‌باشد، اما ارتفاع طبقات در این گونه ساختمان‌ها معمولاً کم بوده و افزایش عمق در سیستم قاب‌بندی کف مشکل است. وسعت قاب‌بندی تیر و ستون در این سازه معمولاً سبب سردرگمی در تشخیص میان این گروه سازه با سیستم سازه‌های قاب ساده به همراه دیوار برشی (فصل ۹) می‌شود، اما قرارگیری ساختمان‌ها در گروه قاب‌های ساده به همراه دیوار برشی منوط به داشتن سیستم کامل قاب‌بندی تیر و ستون است.

تنوع زیادی در سیستم کف این نوع ساختمان وجود دارد و کفایت آنها برای عملکرد به عنوان دیافراگم خصیصه مهمی در این ساختمان‌هاست که در زیر به آن پرداخته می‌شود.

۸-۱-۳- دیافراگم‌های کف و بام

چیدمان‌های موازی دیوارهای باربر و نیاز به حداقل رساندن ارتفاع طبقات معمولاً به کاربرد سیستم کف بتنی یک‌طرفه با ضخامت یکنواخت منتهی می‌شود. عموما از سیستم‌های بتن درجا با آرماتوربندی معمولی در این سازه‌ها استفاده شده است. اتصال برشی میان دال و دیوارها از عوال مهم در انتقال بار به دیوارها در این سیتم‌ها می‌باشند.

۸-۱-۴- پی

بدیهی است که برای اجرای دیوارهای باربر به اجرای یک پی نواری در تراز روی زمین نیاز است تا دیوار روی آن بنا شود که این پی نواری عموماً یک شناژ ساده روی تراز زمین خواهد بود. در خاک‌های ضعیف، از شمع یا پی‌های ستونی درجا در زیر شناژ روی زمین استفاده می‌گردد. در این نوع سازه از پی گسترده نیز به دلیل کوتاه بودن دهانه‌ها و طول کلی نقاط تکیه‌گاهی بهره‌گرفته می‌شود.

۸-۲- خصوصیات پاسخ لرزه‌ای

به دلیل وسعت و زیاد بودن تعداد دیوارها، ساختمان‌های با دیوار باربر کاملاً سخت خواهند بود، بنابراین آسیب‌ها در محدوده پاسخ الاستیک و پس‌الاستیک اولیه‌است.

پاسخ پس‌الاستیک کلی معمولاً شامل حرکات گهواره‌ای در تراز پی است. چنانچه این حرکات اتفاق نیفتد، بسته به نسبت ارتفاع به طول دیوارهای برشی در این گونه ساختمان‌ها ممکن است تسلیم برشی در نزدیکی تراز پایه ایجاد شود، که منجر به افت سختی و مقاومت خواهد شد. پایداری کلی نیز ممکن است با وجود اتصالات ضعیف میان دال کف و دیوارهای باربر به خطر افتد.

رفتار دیوار برشی

هنگامی که پایه‌ها یا دیوارهای برشی منفرد تحت بارهای جانبی افزایشی ممتد قرار می‌گیرند معمولاً در ابتدا، تسلیم در تیر پیشانی دال و دیگر اعضای افقی که تغییر مکان آن‌ها محدود بوده اتفاق می‌افتد و در نهایت موجب حرکات گهواره‌ای در پی‌ها، آسیب ناشی از ترک‌خوردگی برشی و تسلیم و یا تشکیل مفصل خمشی در نزدیکی سطح پایه خواهد شد. رفتار برشی و خمشی کاملاً متفاوت است و تعیین کننده عملکرد سازه تحت اثر نیروهای جانبی در ارتفاع آن می‌باشد.

تسلیم تیرهای پیشانی، دال‌ها یا دیگر تیرهای همبند ممکن است منجر به کمبود قابل ملاحظه‌ای در سختی سازه شود. تسلیم خمشی مقاومت سیستم را حفظ خواهد کرد، اما تسلیم برشی در صورت نبود جزئیات مناسب مقاومت اعضای همبندی را کاهش می‌دهد و در نتیجه پایه و یا دیوار به صورت طره مجزا از تراز پایه به بالا عمل می‌کند. در این نوع سازه، اعضای همبندی دیوارها معمولاً دال‌ها بوده و کمبود سختی خمشی ممکن است کنش همبندی را کاهش داده و یا حذف کند. حرکات گهواره‌ای معمولاً سودمند است و پاسخ سازه فوقانی را محدود می‌کند. با وجود این، افزایش تغییر مکان سازه فوقانی تحت اثر حرکات گهواره‌ای باید بررسی گردد. در ساختمان‌های زیرزمین‌دار، درگیری ایجاد شده به وسیله قیود ناشی از عملکرد افقی دیافراگم کف طبقه همکف و کف زیرزمین (پی) که گاهی به آن اثر مهاری نیز می‌گویند، ممکن است سخت‌تر و مقاوم‌تر از قیود ناشی از حرکات گهواره‌ای در پی بوده و باید این موارد در آن‌ها مدنظر قرار گیرد.

ترک‌خوردگی برشی و تسلیم در دیوارها عموماً مورد انتظار نیست، زیرا سختی و مقاومت به صورت ناگهانی کاهش می‌یابد، تغییر مکان‌های نسبی در کل افزایش یافته و در این راستا طبقه نرم یا طبقه با پاسخ پیچشی ایجاد می‌گردد.

۸-۳- کمبودهای لرزه‌ای متداول و روش‌های بهسازی کاربردی

کمبودهای لرزه‌ای و روش‌های بهسازی که احتمالاً بتوان برای این سیستم سازه به کار برد در جدول (۸-۱) نشان داده شده است. شرح کمبودهای لرزه‌ای مهم در دسته‌بندی زیر آمده است.

۸-۳-۱- مقاومت کلی

به دلیل استفاده گسترده از دیوارها، سازه‌هایی از این نوع به ندرت کمبودی در این مورد دارند، مگر آنکه به دلیل گسیختگی برشی کاهش قابل ملاحظه‌ای در مقاومت رخ دهد.

۸-۳-۲- سختی کلی

مشابه با مقاومت، سختی کلی به ندرت به عنوان مشکلی در این نوع سازه‌ها مطرح می‌شود. با وجود این، تأثیر تیرهای رابط دال‌ها بر سختی اولیه و تغییر بالقوه در سختی به دلیل تسلیم این تیرها که به صورت نعل درگاه عمل می‌کنند باید بررسی شود.

از معمول‌ترین کمبودها در آرایش اعضای این نوع سازه ایجاد طبقات نرم یا ضعیف ناشی از تغییر آرایش دیوارها یا حذف آن‌ها در طبقات زیرین می‌باشد. فراهم نمودن شکل‌پذیری مورد نیاز در طبقه ضعیف مشکل بوده و معمولاً باید به مقاومت افزوده شود. دیوارهای ناپیوسته موجب اختلال در انتقال بارهای واژگونی و برش می‌گردد. در این‌گونه موارد معمولاً در دیافراگم کف نیاز به جمع‌کننده بوده و ستون‌های حایل نیز نیازمند مقاوم‌سازی محوری هستند.

۸-۳-۳- مسیر هدایت بار

کمبود معمول در این نوع سازه، ضعف در مسیر عبور بار از کف به دیوارها، چه ضعف جمع‌کننده‌ها و چه ضعف در انتقال برش در سطح مشترک دیوار و کف می‌باشد. ضعف موضعی را می‌توان با افزودن میلگردهای اتصال، کربل‌های فولادی یا بتنی یا ترکیبی از این اجزا تقویت نمود. چنانکه در بالا اشاره شد، دیوارهای ناپیوسته نیز معمولاً موجب کمبودهایی در مسیر عبور بار هستند.

۸-۳-۴- جزئیات اجزا

مشکل عمده جزئیات در این نوع سازه‌ها عدم تعادل مقاومت خمشی و برشی در دیوارها است که منجر به گسیختگی برشی زودهنگام می‌شود. این کمبود ممکن است برای تغییر مکان‌های کوچک آنچنان حیاتی نباشد. دیوارها را می‌توان با پوشش‌های بتنی، فولادی یا FRP تقویت نمود.

چیدمان دیوارها معمولاً ارتباط بین آن‌ها از طریق دال‌ها یا در امتداد تیر بالای درب‌ها را که به صورت عمودی در یک خط قرار دارند اجبار می‌کند. این اجزای همبندی به ندرت برای کوپل پیچشی که به خصوص در ساختمان‌های قدیمی در آن‌ها ایجاد خواهد شد طراحی شده‌اند. طول‌های کوتاه‌تر دال در میان دیوارهای مجاور در نتیجه درگیری متقابل آسیب می‌بینند که در ظرفیت گرانشی ایجاد اختلال می‌نماید. افزودن به مقاومت و یا شکل‌پذیری این نواحی از دال‌ها مشکل است، اما تکیه‌گاه عمودی را در نقاط اتکایی می‌توان با احداث کربل بتنی یا فولادی تأمین نمود. آسیب دیدن نعل درگاه‌ها معمولاً سهمی در ایجاد پاسخ کلی نامناسب سازه نداشته و گاه می‌توان از آنها صرفنظر نمود. دیوارها را همچنین می‌توان توسط پوشش‌های بتنی، فولادی و یا FRP به طور موضعی تقویت نمود.

۸-۳-۵- کمبودهای پی

تأثیر این نوع سازه روی سیستم پی بسیار زیاد است. چنانچه حرکات گهواره‌ای به عنوان عاملی کنترل‌کننده برای تغییر مکان سازه شناخته شود، پی باید برای تأمین ایمنی لازم برای تحمل این تغییر مکان‌ها مورد ارزیابی قرار گیرد.

جدول ۸-۱- کمبود لرزه‌ای متداول ور روش‌های بهسازی کاربردی برای دیوارهای 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 برشی درون صفحه‌ای دیوار	دیوارهای برشی بتنی	اجرای پوشش بتنی روی دیوار اجرای پوششی از FRP روی دیوار اجرای پوشش فولادی روی دیوار		کاهش ظرفیت خمشی	
	ظرفیت ناکافی خمشی	دیوارهای برشی بتنی	افزودن اعضای مرزی			
	ظرفیت ناکافی تیرهای همبند	دیوارهای برشی بتنی	تقویت تیرها بهبود شکل‌پذیری تیرها			برداشتن تیرها
سختی کلی	تغییر مکان نسبی زیاد (معمولاً در نزدیکی تراز فوقانی ساختمان)	دیوار برشی بتنی	پوشش FRP به دور ستون‌ها برای افزایش ظرفیت تغییر مکان جانبی ، تأمین جزییاتی در دیگر اعضا برای تحمل تغییر مکان نسبی اجرای پوشش بتنی بر روی دیوار			
پیکربندی	دیوارهای ناپیوسته	افزودن به دیوار یا تعبیه ستون‌های کافی در زیر آن	پوشش FRP پیرامون ستون‌های تکیه گاهی، ژاکت‌بندی بتنی/فولادی ستون های تکیه‌گاهی	بهسازی اتصالات به دیافراگم		برداشتن دیوار
	طبقه نرم یا طبقه ضعیف	افزایش مقاومت یا سختی در طبقه به منظور تطابق و تعادل بین طبقات				

کمبودها		روش بهسازی				
گروه	کمبودها	افزودن اعضای جدید	ارتقای اعضای موجود	بهسازی اتصالات بین اعضا	کاهش تقاضا	برداشتن اعضای گزینش شده
	پیش آمدگی و فرورفتگی در پلان	افزایش سطح طبقه‌برای به حداقل رساندن اثر گوشه		تعبیه اعضای مرزی در دیافراگم		
	چیدمان مولد پیچش	افزودن دیوارهایی برای ایجاد تعادل				
مسیر هدایت بار	جمع کننده ناکافی	افزودن جمع‌کننده بتنی یا فولادی				
	ضعف در تکیه‌گاه دال بر دیوار			افزودن میگردهای اتصال قطری افزودن زیرسری فولادی		
جزئیات اجزا	ضعف دیوار در خمش برون صفحه‌ای	تعبیه پشت‌بند	اجرای پوشش بتنی روی دیوار			
	ضعف دیوار در برش		اجرای پوشش بتنی روی دیوار اجرای پوششی از FRP روی دیوار		کاهش ظرفیت خمشی	
دیافراگم	اجزای پیش ساخته بدون رویه		بهبود اتصالات داخلی ، افزودن رویه			
	عدم کفایت ظرفیت برشی درون صفحه‌ای		اجرای رویه‌ای از بتن سطح، اجرای رویه‌ای از FRP			
	عدم کفایت ظرفیت برشی به دیوارها		تعبیه میلگردهای اتصال قطری تعبیه نبشی زیرسری فولادی			
	ظرفیت ناکافی اعضای مرزی	عضو مرزی بتنی یا فولادی جدید				
	تنش‌های زیاد در محل بازشوها و نامنظمی‌ها	افزودن اعضای مرزی				پر کردن بازشوها

۸-۴- تشریح جزئیات روش‌های عمده بهسازی

۸-۴-۱- ارتقای مقاومت برشی دیوار برشی با استفاده از ورق‌های FRP

۸-۴-۱-۱- موارد کاربرد

ظرفیت برشی ناکافی در یک دیوار برشی بتنی

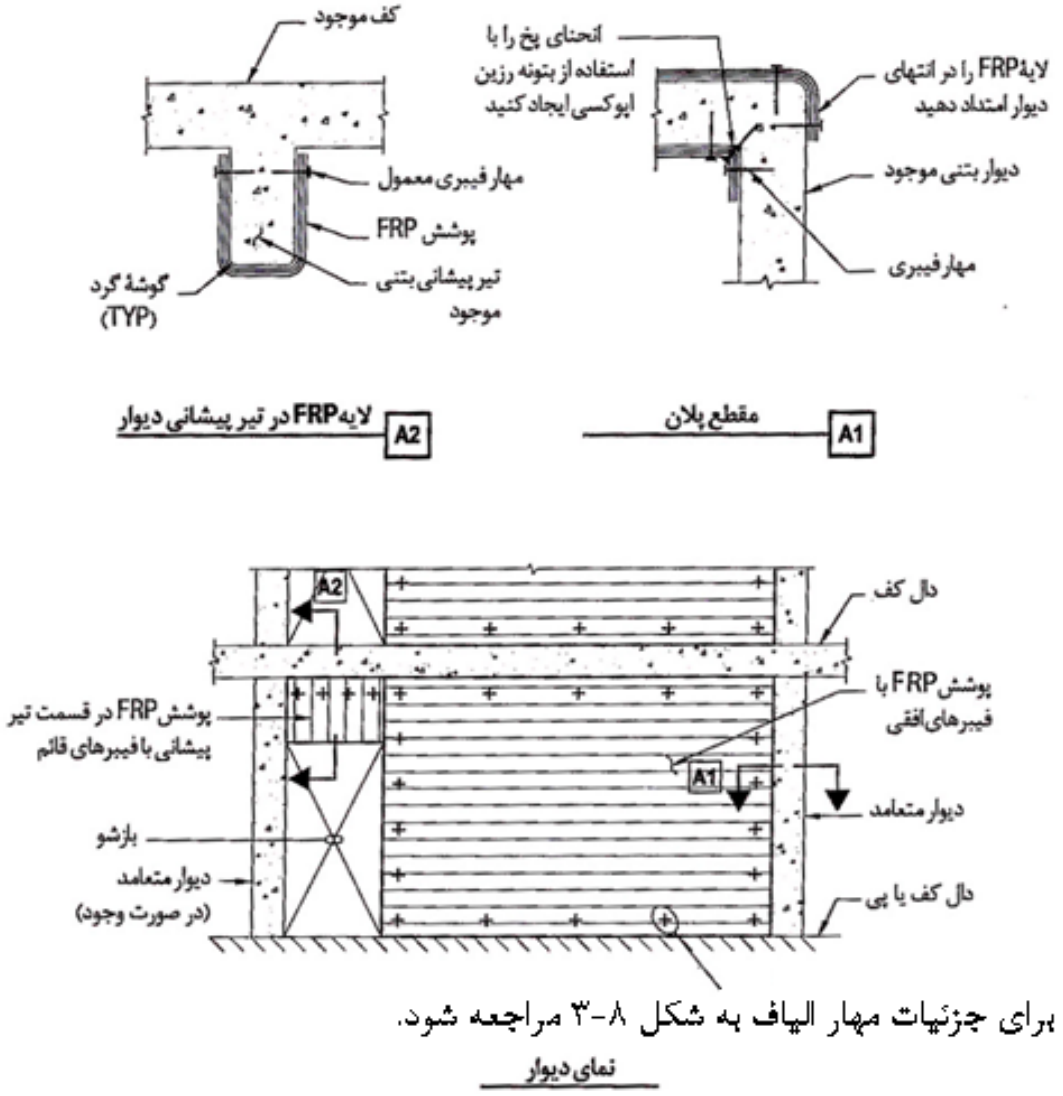
۸-۴-۱-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی

اجرای پوشش FRP روشی است که برای ارتقای ظرفیت برشی درون صفحه‌ای یک دیوار برشی بتن مسلح به کار می‌رود. پوشش می‌تواند در یک وجه یا هر دو وجه دیوار به کار گرفته شود و حتی الامکان، باید به دور دو انتهای دیوار پیچانده شود تا به مهار پوشش کمک کند. الیاف تک سویه با جهت افقی برای ارتقای ظرفیت برشی، همراه با ایجاد یک پاسخ تسلیم ثانویه خمشی، به کار می‌رود. الیاف جهت قائم در پوشش FRP با الیاف دو طرفه، کرنش‌های قائم را محدود کرده و از رفتار شکل‌پذیر عضو مقاوم‌سازی شده جلوگیری به عمل می‌آورد. بنابراین، روش بهسازی برای دیوارها محدود به الیاف تک‌سویه با جهت افقی است مگر آنکه شرایط خاصی حکم‌فرما باشد. ارتقای برشی ممکن است پاسخ دیوار را از رفتار حاکم برشی به رفتار حاکم خمشی ، برش لغزشی یا گهواره‌ای تغییر دهد. در تیرهای همبند، الیاف با جهت قائم به کار می‌روند. تصویر (۸-۲) نمونه‌ای از چیدمان ترکیبی دیوار و تیر همبند را نشان می‌دهد.

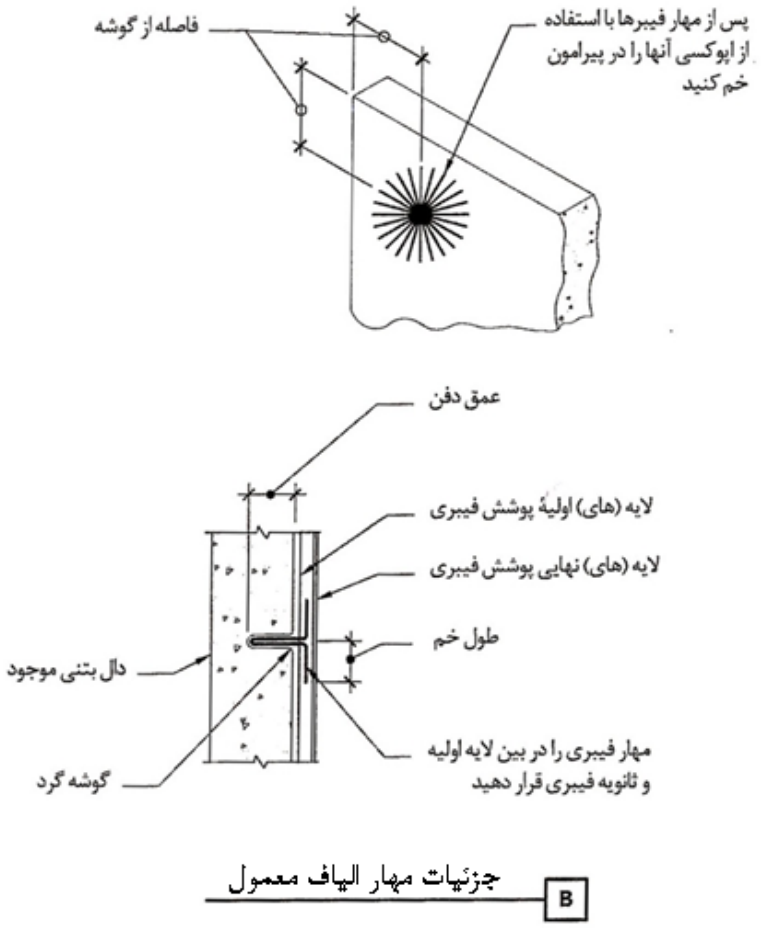
۸-۴-۱-۳- ملاحظات طراحی

پوشش FRP می‌تواند در کنار بتن و آرماتور دیوارها به مقاومت برشی دیوار بیفزاید. با وجود این، شکل‌پذیری، وابسته به نوع مکانیزم حاکم است. برای دیوارهای با حاکمیت برش (که تغییر شکل‌های ناشی از تسلیم ثانویه نیازمند لغزش در موقعیت ترک‌هاست)، پوشش FRP توانایی ایجاد این تغییر شکل‌ها را محدود می‌کند؛ بنابراین، شکل‌پذیری بسیار محدود خواهد شد. برعکس، دیواری با حاکمیت تسلیم خمشی توانایی رسیدن به تغییر شکل‌های پلاستیک را به وسیله‌تسلیم آرماتورهای قائم دیوار دارد مشروط بر آنکه طول گیرایی این آرماتورها تأمین شده باشد. در نتیجه، هدف معمول در افزودن پوشش FRP ایجاد دیواری با حاکمیت خمشی است. برای مواردی که تسلیم خمشی در ابتدا رخ می‌دهد و سپس با تسلیم برشی همراه می‌شود (که به دلیل کاهش اثر درگیری سنگدانه‌ها می‌باشد)، شکل‌پذیری در مقایسه با موارد با پاسخ تسلیم خمشی کمتر است. همچنین هیچ فشار محصورشدگی‌ای با کاربرد پوشش FRP حاصل نمی‌شود، مگر به صورت موضعی در مواقعی که الیاف پوششی مهار شوند. بنابراین عملکرد محل همپوشانی پوشش FRP ارتقا نیافته و بسته به اندازه میلگرد، پوشش بتن و طول وصله، شکل‌پذیری محدودی حاصل می‌شود.

اگرچه آزمایش با الیاف دو سویه (در جهت مثبت و منفی ۴۵ درجه) در پوشش‌های دیوارها نشان از ارتقای مقاومت‌های خمشی و برشی و به طور نسبی ارتقای ظرفییت شکل‌پذیری دارد، مشارکت مؤلفه قائم نیروی الیاف در مقاومت خمشی، ممکن است اثر منفی داشته باشد. این موضوع ممکن است توزیع کرنش غیرالاستیک را کاهش و یا شرایط را به سوی حاکمیت مقاومت برشی تغییر دهد. تا زمانی که مطالعات بیشتری انجام گیرد، مقاوم‌سازی با استفاده از FRPهای فقط با جهت الیاف افقی توصیه می‌گردد.



شکل ۸-۲- مقاوم‌سازی دیوار برشی با استفاده از ورق‌های FRP



شکل ۸-۳- جزئیات مهار الیاف

۸-۴-۱-۴- بررسی جزئیات

با توجه به اهمیت زیاد مقاومت چسبندگی بین پوشش FRP و زیر لایه، آزمایش‌های چسبندگی درجا باید در شرایط پیمان قرارداد ذکر گردد. انجام آزمایش‌ها برای تطابق با فرضیات طراحی برای تضمین کیفیت الزامی است. چنانچه شناژ قائم در طول دیوار و یا در انتهای آن تعبیه شده باشد مهار الیاف پوشش FRP و یا برداشت بخشی از شناژ قائم باید برای ارتقای مهاربندی پوشش FRP مورد توجه قرار گیرد.

۸-۴-۱-۵- ملاحظات اجرایی

پوشش الیاف‌های افقی باید مطابق شکل (۸-۲) در نقاط مرزی مهار گردند نمونه‌ای از جزئیات مهار این الیاف در شکل (۸-۳) نشان داده شده است.

۸-۴-۲- ارتقای مقاومت تیرها و دال‌های همبند ناکارآمد

۸-۴-۲-۱- موارد کاربرد

- ظرفیت ناکافی خمشی و برشی تیرها و دال‌های همبند
- عدم تکافوی جزئیات شکل‌پذیری برای تحمل برش

۸-۴-۲-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی

کمبودهای تیر همبند ممکن است در هر نوع سازه‌ای که دارای دیوارهای برشی برای تحمل بار جانبی بوده وجود داشته باشد. با وجود این، در یک سازه‌ی دیوار باربر، تیر همبند معمولاً موجود نبوده و تنها دال بتنی با ضخامت نسبتاً کم است که دیوارهای مجاور را در تقاطع یک راهرو به هم ارتباط می‌دهد. در برخی موارد، به ویژه در نزدیکی تراز فوقانی ساختمان‌های بلند مقید کردن دال یا تیر در راستای تغییر شکل خمشی یک دیوار برشی باریک، ممکن است باعث ایجاد مشکلات مشابه تیر همبند در رأس یک دیوار منفرد شود. از این گذشته، از آنجا که سازه‌های دیوار باربر معمولاً ساختمان‌هایی مسکونی با ارتفاع طبقات کم هستند، معمولاً امکان ایجاد یک تیر آویز نیست و افزایش مقاومت یا شکل‌پذیری دال یا تیر رابط به خودی خود مشکل و یا غیر ممکن است. در این‌گونه موارد، روش اصلاحی نصب یک کربل بتنی یا فولادی برای فراهم نمودن تکیه گاه قائم تکمیلی است. برای آن دسته مواردی که یک تیر همبند یا نعل درگاه عمیق‌تری، دیوارها را به هم ارتباط می‌دهد معمول‌ترین روش تقویت یا اصلاح نواقص جزئیات غیر شکل‌پذیر آن، ارتقای مستقیم با افزودن بتن مسلح می‌باشد. بتن جدید عموماً به یک وجه از تیر رابط افزوده می‌شود و نیز همزمان مقاوم‌سازی بتن دیوارهای برشی مجاور انجام می‌گیرد. در برخی موارد، بتن مسلح جدید می‌تواند به هر دو وجه تیر رابط افزوده شود و در امتداد دیوار برای ارتقای آن ادامه یابد. علاوه بر این، راه دیگر کاشت تعداد محدودی میلگردهای اتصال قطری در محل اتصال تیر به دیوار برای ارتقای ظرفیت برشی تیر همبند است. در موردی که عمق تیر همبند یا نعل درگاه کافی باشد، می‌توان از دو دسته خاموت بسته با آرایش X شکل استفاده کرد که در داخل سبد آرماتورهای جدید تیر مدفون می‌شود. بتن جدید می‌تواند هم بصورت بتن درجا و هم شاتکریتی اجرا شود.

۸-۴-۲-۳- ملاحظات طراحی

چنانچه مقید کردن دال‌ها و تیرها که در بالا شرح آن رفت برای سختی کلی سازه نیاز نباشد، عضو با فرض آسیب‌دیدگی باید برای تحمل بار گرانشی ارزیابی گردد، هر چند که در بسیاری از موارد، به ویژه در مواردی که دال‌های بتنی درجا وجود دارد، نیاز به اصلاح نمی‌باشد. برای مواردی که تحمل گرانشی عضو ناکافی است؛ راه برون رفت از آن می‌تواند نصب یک تکیه گاه الحاقی به شکل کربل باشد که در زیر محل آسیب‌دیدگی قرار گیرد. اگر هیچ سقفی وجود نداشته باشد، به حداقل رساندن تأثیرات بصری کربل و اتصالات باید مورد توجه قرار گیرد. اگر اجزای شبکه تأسیسات مکانیکی، الکتریکی و لوله‌کشی در تداخل با نصب تکیه‌گاه‌های الحاقی واقع شوند، باید برای به حداقل رساندن اصلاحات، محل تکیه‌گاه الحاقی جابه‌جا شوند.

برای مواردی که یک تیر همبند یا نعل درگاه حقیقی بهسازی می‌شود، باید به سهم اشتراک هر دو قسمت موجود و جدید در عضو مرکب حاصل توجه کرد. همچنین، از آنجا که فراهم نمودن مقاومت کافی در تیر بهسازی شده بسیار مشکل است، هدف عمده باید فراهم نمودن شکل‌پذیری کافی برای ایجاد دوران‌های مورد انتظار و ادامه توان حمل بار گرانشی و انتقال برش باشد. چنانچه بتن جدید در معرض دید قرار می‌گیرد، باید به نوع قالب به کار رفته و نماسازی سطوح آن متناسب با اعضای موجود مجاور توجه شود. برای مواردی که تیر همبند یا نعل درگاه عمیق‌تری در محل است، عضو شکل‌پذیر جدید باید برای فراهم نمودن همه مقاومت و شکل‌پذیری مورد نیاز، طراحی شود.

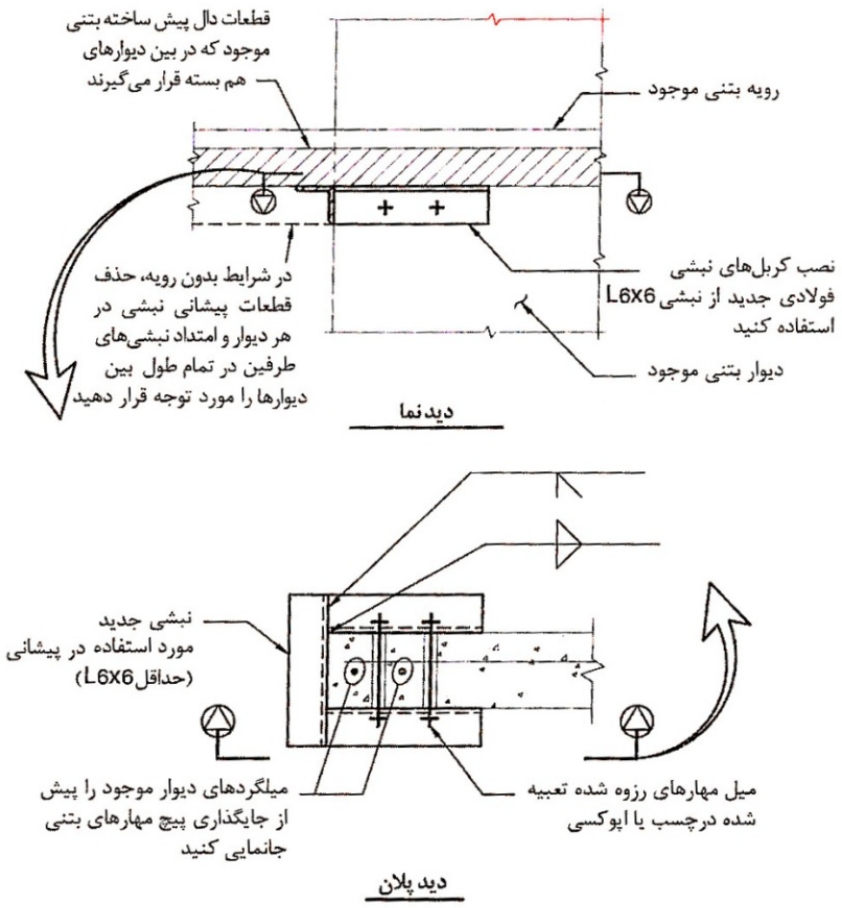
۸-۴-۲-۴- بررسی جزئیات

اتصال کربل جدید به اعضای بتنی موجود: نمونه‌ای از جزئیات معمول که نصب کربل فولادی جدید را نشان می‌دهد در شکل (۸-۴) نشان داده شده است. نبشی فولادی تکیه‌گاه الحاقی‌ای برای دال همبند در محل اتصال به دیوار در جایی که بیشترین احتمال وقوع خرابی وجود دارد، فراهم می‌نماید.

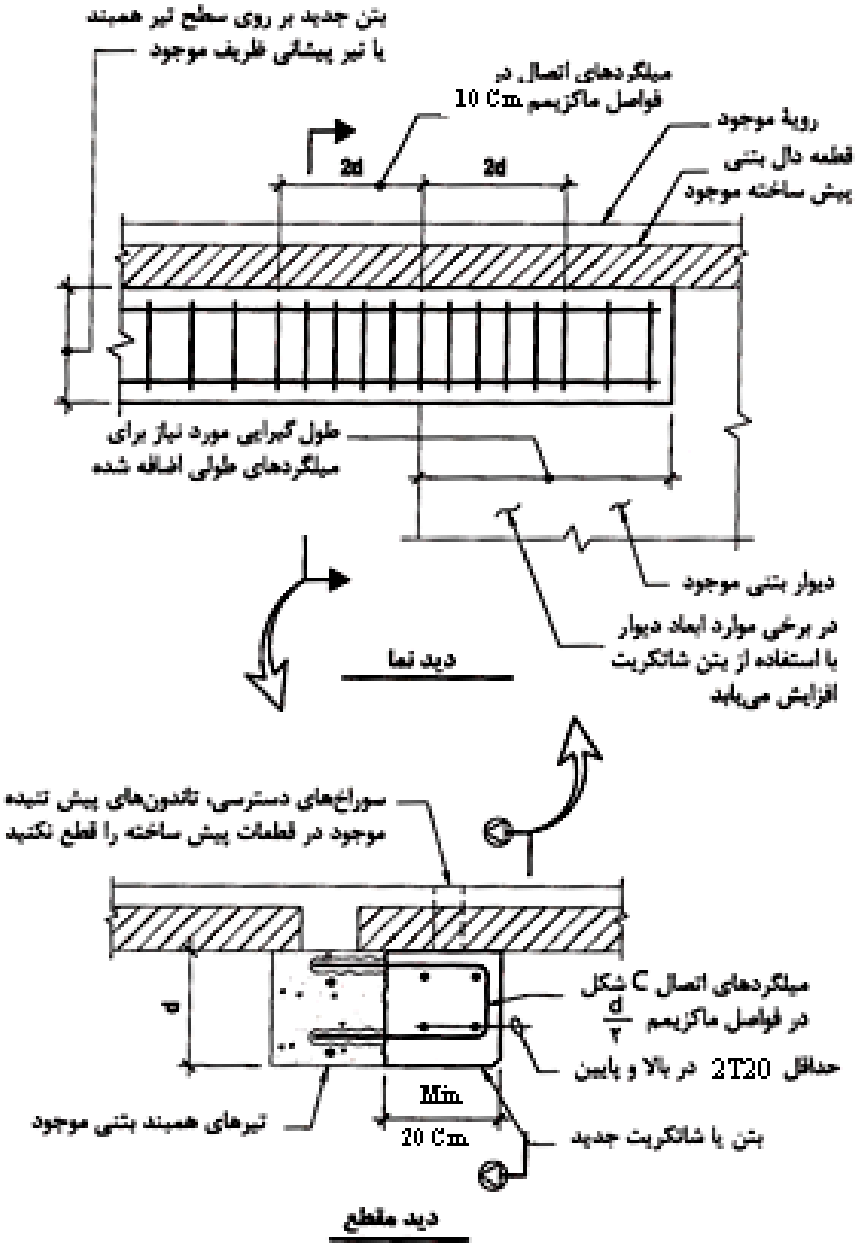
اتصال بتن جدید به تیر بتنی موجود و دیوارهای مجاور: شکل (۸-۵) نما و مقطعی از نمونه بهسازی شده تیر همبند و یا نعل درگاه نسبتاً کم عمق را نشان می‌دهد. سطح بتن موجود باید برای تأمین چسبندگی و اندرکنش مناسب میان قسمت های موجود و جدید در عضو مرکب کاملاً تمیز و مضرس شوند. بتن جدید باید در امتداد دیوارها ادامه یابد که طول لازم برای امتداد آرماتورهای طولی را فراهم نماید. اگر از بتن درجا استفاده شود، سوراخ‌های دسترسی دال برای بتن‌ریزی و تحکیم آن مورد نیاز خواهد بود. در شکل (۸-۶) جزئیات معمول برای نصب سبد آرماتورهای X شکل در تیرهای همبند و یا نعل درگاه عمیق نشان داده شده است. ضخامت بتن جدید باید به اندازه‌ای باشد که اجازه قرارگیری سبد آرماتورهای طولی را در درون خاموت‌های تیر مورد نظر بدهد.

۸-۴-۲-۵- ملاحظات اجرایی

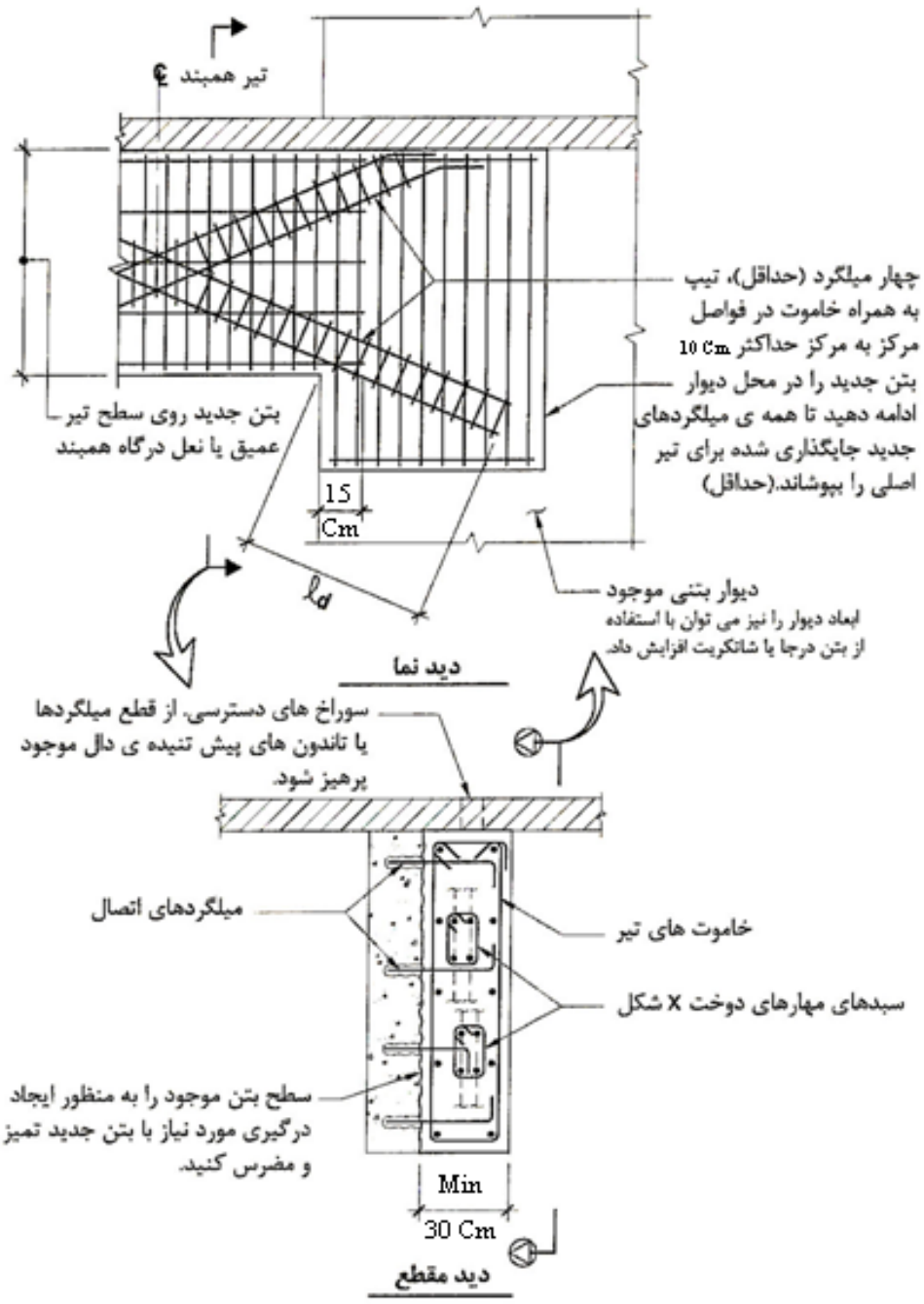
در نصب کربل فولادی، برای جلوگیری از قطع آرماتورهای فولادی موجود در دیوار ناشی از هرگونه سوراخ‌کاری یا مغزه گیری، باید دقت لازم به عمل آید.



شکل ۸-۴- نمونه‌ای از نصب کربل



شکل ۸-۵- نمونه‌ای از مقاوم‌سازی تیر همبند



شکل ۸-۶- نمونه‌ای از مقاوم‌سازی تیر عمیق همبند

۸-۴-۳- ارتقای اتصالات بین دال و دیوارها

۸-۴-۳-۱- موارد کاربرد

- توان ناکافی باربری دیوار در برابر قطعات پیش ساخته دال
- ظرفیت انتقال برشی ناکافی از دیافراگم متشکل از قطعات پیش ساخته به دیوار برشی

۸-۴-۳-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی

در اکثر مواردی که دیوار توان باربری کافی برای تحمل قطعات دال پیش‌ساخته را ندارد، بهترین روش نصب زیرسری فولادی (یا بتنی) قابل اطمینان در دیوار، در زیر اتصال دال به دیوار است. این روش همچنین برای افزایش ظرفیت برشی اتصال به همراه تعبیه مهارهایی در بتن دال انجام می‌شود. روش دیگر برای افزایش ظرفیت برشی اتصال، نصب میلگردهای اتصال قطری، یا شلیک پین‌هایی در امتداد اتصال است. چنانچه ارتفاع کافی در طبقه باشد و مشکلات باربری گرانشی را به توان به طرز مناسبی رفع کرد، می‌توان از دال رویه‌ی بتن مسلح جدیدی درروی دیافراگم موجود استفاده نمود.

۸-۴-۳-۳- ملاحظات طراحی

در مواردی که توجهات تنها بر تأمین باربری لازم تمرکز یافته است، نصب یک نبشی زیر سری فولادی مهار شده در دیوار بهترین و ساده ترین روش می‌باشد. بر طبق مقررات، عرض تکیه‌گاهی اضافه معادل ۱۵ سانتی‌متر برای اطمینان از وجود تکیه‌گاه قائم کافی بوده و در این صورت استفاده از مهارهای تعبیه شده در دال یا قطعات پیش ساخته بتنی الزامی نیست. استفاده از زیر سری بتنی به طور حتم امکان‌پذیر است، اما به نظر می‌رسد که تنها در صورتی که به همراه آن از جمع‌کننده‌های بتنی هم استفاده گردد مناسب‌تر باشد. با وجود این، همچنان می‌توان از زیرسری فولادی با مقطع نبشی یا ناودانی، برای ارتباط انتهای جمع‌کننده‌های بتنی به دیوار، استفاده نمود.

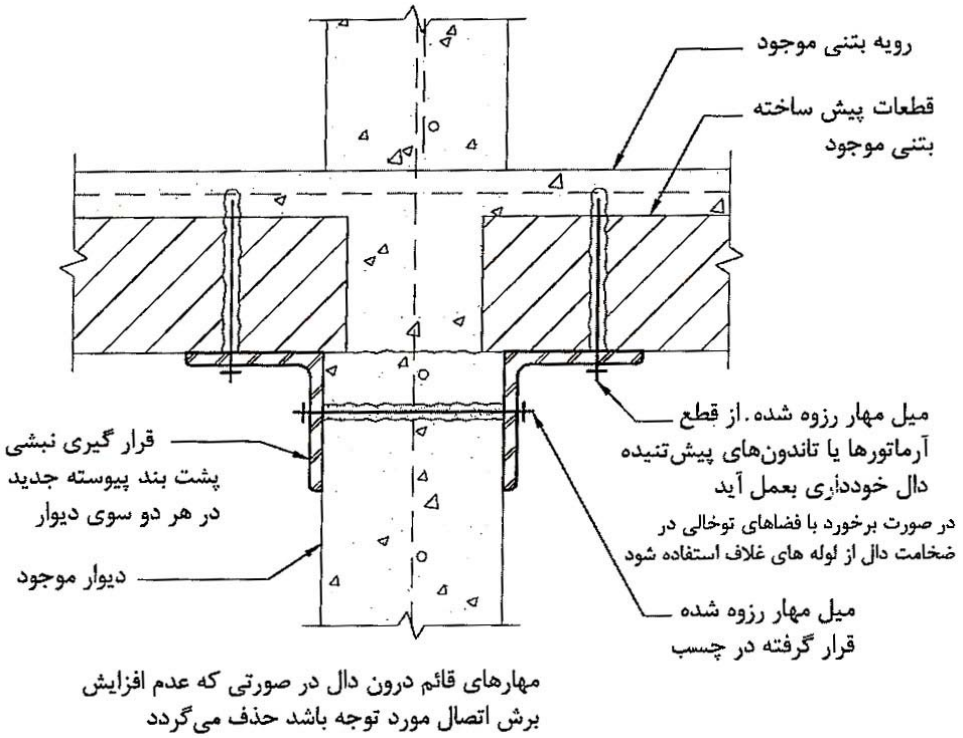
در مواردی که بهسازی انتقال برش بین دیافراگم به دیوار مد نظر باشد، می‌توان مهار یا میلگردهای اتصال قطری را از بالا در دال تعبیه کرد. با وجود این، افزایش ظرفیت برشی حاصل از این روش به ظرفیت برشی دیافراگم دال در مجاورت دیوار محدود می‌شود چنانچه ظرفیت موضعی دیافراگم کافی نباشد، برای درگیر نمودن وسعت بیشتری از دیافراگم به جمع کننده جدید نیاز است.

در صورت استفاده از رویه‌ی بتنی، ممکن است آرماتور لازم برای عملکرد عضو به عنوان جمع‌کننده تأمین شود. با وجود این، میلگردهای اتصال یا احتمالاً زیرسری جدیدی برای اطمینان از انتقال مناسب تقاضای برشی جمع شده‌ی دیافراگم به دیوار زیرین لازم است.

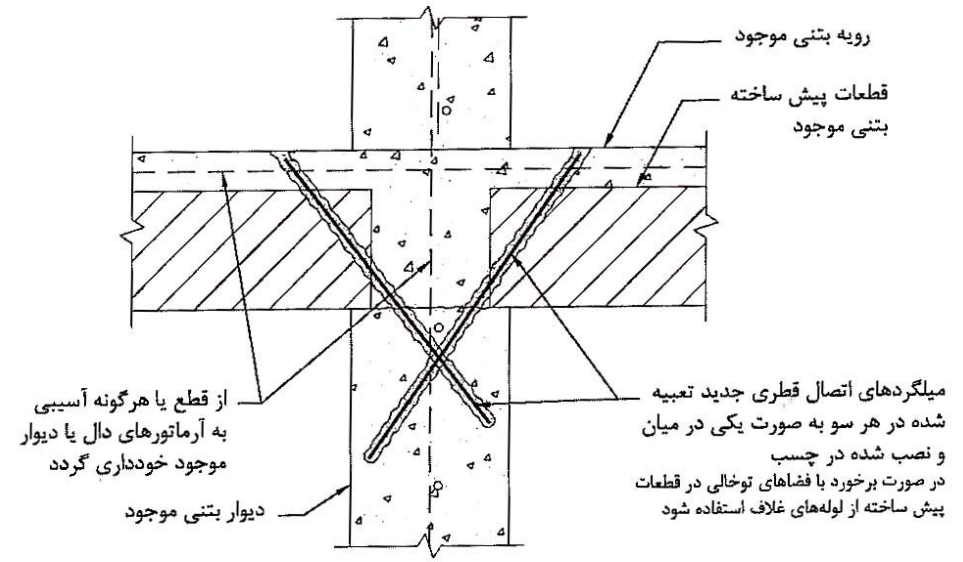
در مورد نازک‌کاری‌ها و تأسیسات مکانیکی، الکتریکی و لوله‌کشی واقع در دیوار در نواحی‌ای که تحت اثر عملیات بهسازی قرار می‌گیرند باید دقت لازم به عمل آید.

۸-۴-۳-۴- بررسی جزئیات

جزئیات معمول برای نصب زیرسری‌های فولادی جدید و تعبیه‌ی میلگردهای اتصال به ترتیب در اشکال (۸-۷) و (۸-۸) نشان داده شده است. در این روش‌ها، آماده‌سازی یا تمیزکاری سطح بتن موجود لازم نبوده یا میزان آن کم است.



شکل ۸-۷- اضافه کردن تکیه گاه و افزایش مقاومت برشی در اتصال دال به دیوار



شکل ۸-۸- افزایش ظرفیت برشی در اتصال دیوار به دال

۸-۴-۳-۵- ملاحظات اجرایی

مهارها و میلگردهای اتصال باید آزمایش شوند که این آزمایش را باید شخص متخصص در خصوص آزمایش‌های پیچشی و یا کششی میلگردهای اتصال قطری و نصب مقاطع زیرسری انجام دهد. برای انجام آزمایش روی میلگردهای اتصال برشی که از دال خارج نشده و مشخص نیستند، قلاب‌های مشابه دیگری را می‌توان تنها برای اهداف آزمایشی نصب کرد.

فصل نهم

راهکارهای بهسازی دیوارهای برشی بتنی در سیستم‌های دارای قاب باربر ثقلی

۹-۱- تشریح خصوصیات سازه

۹-۱-۱- کلیات

دیوارهای بتن مسلح در یک ساختمان به عنوان دیوارهای برشی عمل می‌کنند. چه برای این کار طراحی شده باشند یا نه. بنابراین، ساختمان‌های بتنی که شامل میزان قابل توجهی دیوار بتنی هستند در این گروه سازه قرار می‌گیرند. با وجود این، دو نوع ساختمان با دیوار بتنی کاملاً متفاوت وجود دارد: آنهایی که ضرورتاً شامل یک سیستم گرانشی کامل تیر/ دال و ستون بوده و آنهایی که در آن‌ها از دیوارهای باربر برای تحمل بار گرانشی استفاده شده و از قاب‌بندی تیر و ستون تنها به صورت اتفاقی استفاده شده است.در این بخش ساختمان‌های با سیستم قاب‌بندی گرانشی مورد بحث قرار می‌گیرند. اگر چه به طور معمول فرض می‌شود که قاب‌بندی گرانشی قسمتی از سیستم باربر جانبی نیست، ولی این قاب بندی ممکن است سختی ساختمان را، به ویژه در نزدیکی تراز فوقانی ساختمان‌های بلند افزایش دهد. این نوع سازه بسیار معمول بوده و در گستره وسیعی از کاربری‌ها و در کلیه ابعاد به کار رفته است. (شکل ۹-۱)

۹-۱-۲- تنوع سیستم‌های قاب‌بندی

سیستم‌های قاب گرانشی در این نوع سازه شامل تیر و دال بتنی با بتن درجا، تیرچه‌های یک طرفه، دال‌های تخت یا دو طرفه و دال‌های مشبک دو طرفه است.

در ساختمان‌هایی که با دیوارهای برشی طراحی شده‌اند، دیوارها به صورت برنامه‌ریزی شده‌ای در پلان و یا در محیط پیرامونی قرار گرفته‌اند. سیستم‌های دیوار برشی که در کل فضای پیرامونی قرار گرفته‌اند همواره شامل پنجره‌ها و دیگر بازشوهای پیرامونی بوده و معمولاً تحت عنوان دیوارهای برشی دارای بازشو از آنها یاد می‌شود. ساختمان‌های قدیمی‌تر دارای دیوارهای بتنی بوده که بدون قاعده خاصی و به دلخواه در پلان قرار گرفته‌اند.

شکل ۹-۱- دیوار برشی بتنی با قاب باربر گرانشی

۹-۱-۳- دیافراگم‌های کف

دیافراگم‌های کف در این نوع سازه ها ضرورتاً مشابه با سیستم دیوار باربر بوده و همواره از بتن درجا می‌باشند. دیافراگم‌ها در برابر برش سخت و مقاوم هستند زیرا دال‌های افقی در سیستم گرانشی یا ضخیم بوده و یا با تیرچه‌های بتنی مهار شده‌اند. با وجود این، مقاومت سیستم‌های تیرچه‌ای یک طرفه برای برش در راستای تیرچه‌ها کافی نیست. جمع‌کننده‌ها به ندرت در محل خود بوده و انتقال بار از دیافراگم به دیوار برشی باید به دقت بررسی شود.

۹-۱-۴- پی

در این نوع سازه‌ها، پی‌ها از همه نوع می‌تواند باشد که با توجه به ارتفاع ساختمان، دهانه سیستم گرانشی و خاک محل انتخاب می‌شود.

۹-۲- خصوصیات پاسخ لرزه‌ای

ساختمان‌های شامل دیوار برشی، بجز در مواردی که دیوارها کم و بدون نظم خاصی هستند، کاملاً سخت می‌باشند. بنابراین پاسخ الاستیک و پس الاستیک اولیه با تغییر مکان‌هایی کمتر از متوسط و شتاب‌های کف‌ها بیشتر از متوسط دیگر انواع سازه ها همراه است. خرابی در این محدوده پاسخ باید حداقل باشد. پاسخ پس الاستیک کلی بستگی زیادی به خصوصیات ویژه دیوارهای برشی و اجزای قاب گرانشی دارد.

رفتار دیوار برشی

در ابتدا میزان سهم مشارکت دیوارها از نظر سختی و مقاومت باید بررسی شود. دیوارهای اطراف هسته‌های قائم معمولاً نازک بوده و از آرماتوربندی سبکی برخوردارند و تأثیر اندکی بر پاسخ کلی سازه دارند. هنگامی که سازه‌ها تحت بار جانبی افزایشی قرار گیرند، در دیوارهای برشی مجزا و یا پایه‌ها نخست تیرهای پیشانی و یا دیگر اجزای افقی که تغییر مکانشان را محدود می‌کنند به تسلیم رسیده و در گاهی اوقات حرکت گهواره‌ای پی منجر به تسلیم و ترک خوردگی دیوار برشی شده و یا مفصل خمشی‌ای در نزدیکی تراز پایه شکل می‌گیرد. رفتار برشی و خمشی کاملاً متفاوت است، و عملکرد حاکم سازه را می‌توان براساس توزیع بارهای جانبی در ارتفاع سازه ارزیابی کرد.

تسلیم تیرهای پیشانی یا دیگر تیرهای همبند موجب فقدان قابل توجه در سختی سازه خواهد بود. در تسلیم خمشی مقاومت سیستم حفظ می‌شود ولی در تسلیم برشی چنانچه جزئیات آن به نحو مطلوب تهیه نشده باشد مقاومت اجزای رابط کاهش یافته و پایه یا دیوار برشی منفرد دارای عملکرد طره‌ای نسبت به پایه خود خواهد شد.

حرکت گهواره‌ای معمولاً سودمند بوده و پاسخ سازه فوقانی را محدود می‌سازد. با وجود این، تغییر مکان افزایش یافته در سازه فوقانی تحت اثر حرکت گهواره‌ای باید مورد توجه قرار گیرد. به علاوه، اگر طول‌های متغیر دیوارها یا شرایط متفاوت پی منجر به حرکت گهواره‌ای مجزا یا متوالی شود، انتقال بار از دیوارهای با حرکت گهواره‌ای باید بررسی شود. در ساختمان‌هایی که دارای زیرزمین هستند، کوپل ایجاد شده از گیرداری افقی در دیافراگم کف تراز همکف و کف زیرزمین/ پی (که معمولاً از آن به نام اثر مهاری یاد می‌کنند) ممکن است سخت‌تر و مقاوم‌تر از گیرداری ناشی از حرکت گهواره‌ای در پی بوده و باید در پیکربندی سازه مورد توجه قرار گیرد.

ترک‌خوردگی برشی و تسلیم دیوار، به خودی خود نامطلوب تلقی می‌شود، چون مقاومت و سختی به سرعت کاهش یافته، افزایش تغییر مکان‌ها را به دنبال داشته و نیز احتمالاً طبقه‌ای نرم یا طبقه‌ای با پاسخ پیچشی ایجاد می‌کند.

رفتار قاب گرانشی:

مقاومت و سختی جانبی قاب‌های گرانشی در میان این نوع ساختمان‌ها از تنوع زیادی برخوردار است. در برخی پیکربندی‌های این نوع سازه، قاب‌های گرانشی، در پاسخ سازه شرکت قابل ملاحظه‌ای ندارند. با وجود این، شرکت سیستم گرانشی ترد و سخت موجود در این نوع ساختمان‌ها در پاسخ سازه و تأثیر آن در وسعت خرابی‌ها دور از ذهن نیست.

۹-۳- کمبودهای لرزه‌ای متداول و روش‌های بهسازی کاربردی

برای مطالعه کمبودها و روش‌های بهسازی مخصوص این نوع سازه به جدول (۹-۱) مراجعه شود. کمبودهای مورد نظر در این جدول در ادامه در دسته‌بندی‌های مختلف به طور مشروح‌تر آمده است.

۹-۳-۱- مقاومت کلی

ساختمان‌های قدیمی‌تر که در این گروه‌بندی قرار می‌گیرند ممکن است دارای دیوارهای برشی کمتر بوده و صرف نظر از رفتار خمشی و یا برشی آنها تغییر مکان‌های لرزه‌ای تقاضاهای بیش از اندازه‌ای بر دیوارها تحمیل می‌کنند.
معمول‌ترین روش اصلاح این نقیصه افزودن دیوارهای برشی بیشتر است، اگرچه از قاب‌های مهاربندی شده فولادی برای ساختمان‌های کوچکتر می‌توان استفاده نمود. در این صورت و به منظور سازگاری با دیوارهای برشی دیگر و قاب‌های گرانشی، رفتار غیر خطی قاب‌های مهاربندی شده فولادی باید به دقت مورد مطالعه قرار گیرند. با ارتقای اعضای کششی موجود، می‌توان مقاومت خمشی دیوارهای موجود را افزایش داد، اگرچه این مقاوم‌سازی نباید به حاکمیت رفتار برشی در دیوار بینجامد.

۹-۳-۲- سختی کلی

مهمترین مسأله در سازه‌ای از این نوع که تغییر مکان‌های درون طبقه‌ای بزرگی، در برخی طبقات، از خود نشان می‌دهد توان سیستم گرانشی در پذیرش تغییر مکان‌ها در حین تحمل بارهای خود می‌باشد. تغییر مکان‌های اضافه ممکن است ناشی از طول ناکافی دیوار، حرکت گهواره‌ای پی‌ها، یا در طبقات بالاتر ناشی از تغییر شکل‌های خمشی باشد. در اکثر ساختمان‌ها، مقاومت و سختی در ارتباط نزدیک هستند. عدم کفایت سختی با افزودن اعضای جدید یا افزایش سختی اعضای موجود اصلاح می‌شود که معمولاً افزایش مقاومت را به دنبال دارد.

۹-۳-۳- پیکربندی

دو نقیصه بسیار معمول در پیکربندی این نوع سازه‌ها عبارت است از:
۱-پیچش شدید ناشی از برون محوری محل هسته ها
۲-دیوارهای برشی، یا طبقات ضعیف یا نرم که ناشی از وجود بازشو در دیوارها یا وجود دیوارهای ناپیوسته‌ای است که تا طبقه همکف یا زیرزمین ادامه نمی‌یابند. دیوارهای کاملاً مجزا و ناپیوسته ایجاد نارسایی‌هایی در انتقال بارهای واژگونی و برشی می‌کنند.

۹-۳-۴- مسیر هدایت بار

کمبودهای معمول در مسیر هدایت بار دیوارهای برشی ناپیوسته چنانکه شرح آن داده شد جمع‌کننده‌های دیوارهای برشی هستند. جمع‌کننده‌ها را می‌توان با اعضای فولادی یا آرماتوربندی و بتن‌ریزی جدید ارتقا داد.

۹-۳-۵- جزئیات اجزا

دیوارهای برشی اکثر ساختمان‌های قدیمی هیچ یک از الزامات جاری جزئیات دیوار را ارضا نمی‌کند این کمبودها شامل نبود حداقل آرماتور برشی، برای محصور کردن مقاطع کششی است که معمولاً منجر به حاکمیت برش در دیوارها

می‌گردد. معمولاً این دیوارها را با ارتقای مقاومت برشی آن‌ها به میزان برش معادل ظرفیت خمشی دیوار و یا بیشتر از آن اصلاح می‌کنند.

۹-۳-۶- کمبودهای دیافراگم

معمول‌ترین کمبود در دیافراگم این نوع سازه فقدان جمع‌کننده‌های کافی است. افزودن جمع‌کننده‌های مؤثر در دیافراگم موجود مشکل و تداخل آفرین است. مقاومت موجود برای انتقال بار به دیوارهای برشی باید قبل از افزودن جمع‌کننده‌های جدید به دقت بررسی شود.

۹-۴- بررسی جزئیات

جزئیات روش‌های بهسازی این نوع سازه ها مشابه روش‌های بهسازی سایر سازه‌ها می‌باشد که در فصول هفت و هشت آمده است.

جدول ۹-۱- کمبود لرزه‌ای متداول و روش‌های بهسازی کاربردی برای دیوارهای برشی بتنی با قابهای باربر

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 برشی درون صفحه‌ای دیوار	دیوارهای برشی بتنی قاب‌های مهاربندی شده فولادی دیوار برشی فولادی	اجرای پوشش بتنی روی دیوار اجرای پوششی از FRP روی دیوار اجرای پوشش فولادی روی دیوار		کاهش ظرفیت خمشی	
	ظرفیت ناکافی خمشی	دیوارهای برشی بتنی قاب‌های مهاربندی شده فولادی	افزودن یا ارتقای اعضای مرزی			
	ظرفیت ناکافی تیرهای همبند	دیوارهای برشی بتنی قاب‌های مهاربندی شده فولادی	تقویت تیرها بهسازی شکل‌پذیری تیرها			برداشتن تیرها
سختی کلی	تغییر مکان نسبی زیاد (معمولاً در نزدیکی تراز فوقانی ساختمان)	دیوارهای برشی بتنی قاب‌های مهاربندی شده فولادی	اجرای پوششی از FRP به دور ستون‌ها، ژاکت بندی بتنی فولادی ستون، تأمین جزییاتی در دیگر اعضا برای تحمل تغییر مکان نسبی ضخیم کردن دیوارها			تعبیه میراگر
پیکربندی	دیوارهای ناپیوسته	دیوارهای برشی بتنی	تقویت ستون موجود برای تحمل بارهای واژگونی	بهسازی اتصالات به دیافراگم		برداشتن دیوار
	طبقه نرم یا طبقه ضعیف	افزایش مقاومت یا سختی در طبقه به منظور تطابق و تعادل بین طبقات				
	پیش‌آمدگی و فرو رفتگی در پلان			تعبیه اعضای مرزی در دیافراگم		
	چیدمان مولد پیچش	افزودن دیوارها، قاب‌های				

کمبودها		روش بهسازی				
گروه	کمبودها	افزودن اعضای جدید	ارتقای اعضای موجود	بهسازی اتصالات بین اعضا	کاهش تقاضا	برداشتن اعضای گزینش شده
		مهاربندی شده یا قاب‌های خمشی برای ایجاد تعادل				
مسیر هدایت بار	جمع کننده های ناکافی	افزودن جمع کننده فولادی افزودن جمع کننده بتنی	تقویت ستون موجود برای تحمل بارهای واژگونی			
	دیوارهای ناپیوسته	تأمین دیوار تکیه‌گاهی جدید برای تحمل ماکزیمم لنگر واژگونی مورد انتظار	تقویت ستون‌های تکیه‌گاهی موجود برای تحمل ماکزیمم لنگر واژگونی مورد انتظار تعبیه اعضایی برای توزیع برش به داخل دیافراگم در تراز نقاط ناپیوسته			
جزئیات اجزا	ضعف دیوار در خمش برون صفحه‌ای	اضافه نمودن پشت‌بند	اجرای پوشش بتنی روی دیوار			
	ضعف برشی دیوار		اجرای پوشش بتنی روی دیوار، اجزای پوششی از FRP روی دیوار		کاهش ظرفیت خمشی دیوار	
	ظرفیت ناکافی تغییر مکان ستون‌های گرانشی		ارتقاء شکل‌پذیری (همچنین به سختی کلی سازه توجه کنید)			
دیافراگم	عدم کفایت ظرفیت برشی درون صفحه‌ای		اجرای رویه بتنی اجرای پوششی FRP			
	ظرفیت ناکافی عضو مرزی	عضو مرزی بتنی یا فولادی جدید				
	تنش‌های زیاد در محل بازشوها و نامنظمی‌ها	افزودن اعضای مرزی				پر کردن 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

۱۰-۲-۱-۱- تشریح خصوصیات روش بهسازی

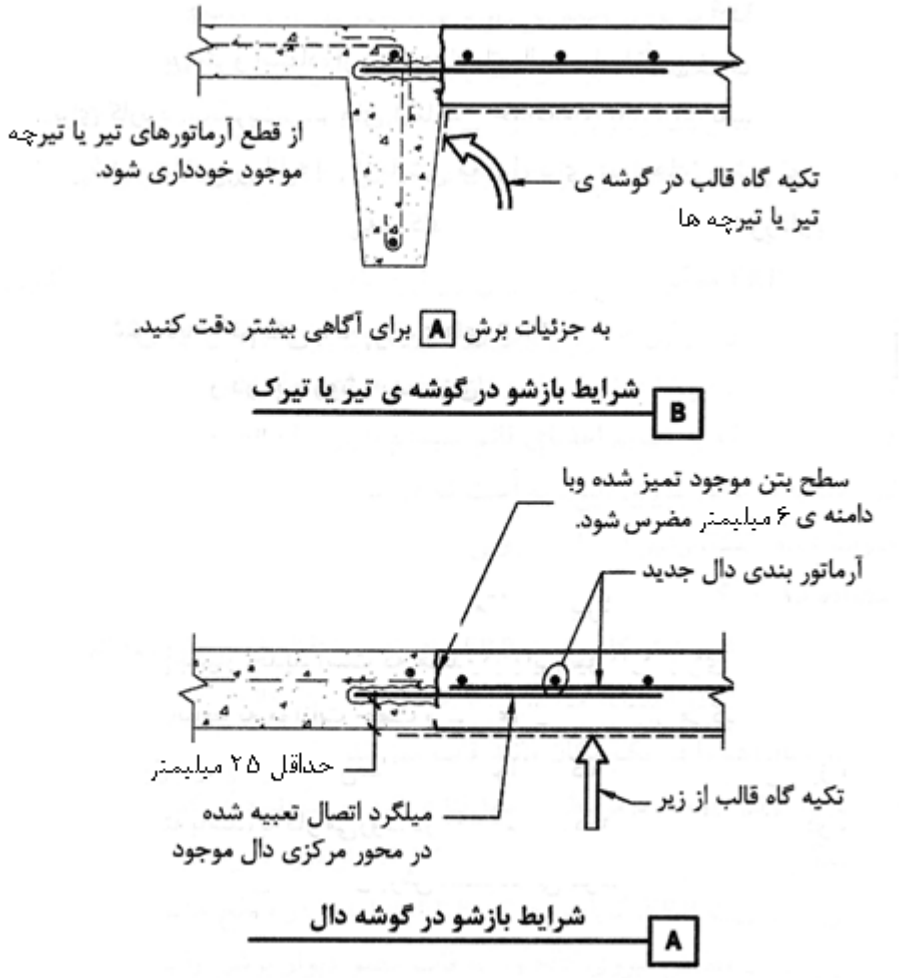
پر کردن بازشوهای موجود در دیافراگم‌با مصالح پرکننده سازه‌ای روشی نسبتاً ساده برای اصلاح این کمبود موضعی در دیافراگم بتنی است. مصالح پرکننده جدید تقاضای نیروی کشش و برش متمرکز در پیرامون دیافراگم را کاهش می‌دهد و نیاز به اعضای کششی در پیرامون بازشوها که معمولاً وجود ندارد را مرتفع می‌سازد. در اکثر موارد، مصالح پرکننده 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 در هاله‌ای 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 زنده 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 همه 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 پرکننده بتنی نسبت به دال پیرامونی افت خواهد کرد، به کاربرد ترکیبات جبران کننده 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 ماده دیگری پاک شود و سپس برای تأمین حداقل دامنه 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 تجربه 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 صفحه برش در میان پانل‌های پیش ساخته باشد، به کار می‌رود. در مقاوم‌سازی درزها عموماً از الیاف دو سویه با زاویه ۴۵ درجه نسبت به صفحه‌ی برش استفاده می‌شود.

۱۰-۲-۲-۳- بررسی جزئیات

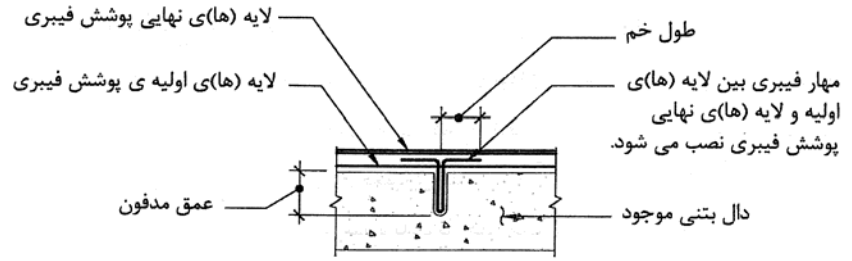
به دلیل اهمیت زیاد مقاومت چسبندگی پوشش FRP به لایه زیرین، در نظر گرفتن آزمایش‌هایی در محل به عنوان قسمتی از مستندات قرارداد با پیمانکار توصیه می‌شود. این برنامه آزمایشی فرض‌های طراحی را کنترل کرده و تضمین کیفیت را به دنبال خواهد داشت. اختلاف تراز قائم بین دو دال باید به حداقل برسد. این موضوع با برداشتن بالا آمدگی‌ها در سطح و استفاده از ترازبندی برای اطمینان از اینکه پوشش کامپوزیت FRP با زاویه 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 لایه 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

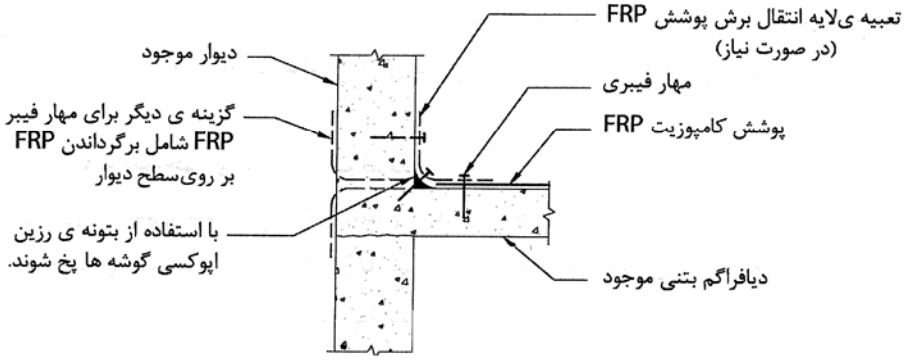
۹۰ درجه‌ای الیاف در محل خم شدن آن از دال به روی دیوار مشکلات متعددی را ایجاد می‌کند. نخست اینکه، زیرسازی زاویه‌ی تیز (۹۰ درجه) با بتونه رزین باید انجام پذیرد تا شعاع مناسبی را برای الیاف فراهم آورد. دوم اینکه گسترش نیروهای برشی سبب ایجاد نیروهای کششی در الیاف می‌شوند و مولفه برون صفحه‌ای قابل توجهی ناشی 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 گوشه مربوط استفاده کرد که با تیغه میلگردهای اتصال به الیاف و دیوار یا دال‌مهار می‌شود

۱۰-۲-۲-۴- ملاحظات اجرایی

چنانچه مقام‌سازی 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 نازک‌کاری‌ها، ورودی‌ها (دسترسی‌ها) و شیب ها مورد توجه قرار گیرند.



جزئیات مهار فیبری



مقاوم سازی دیافراگم

شکل ۱۰-۲- مقاوم‌سازی برشی دیافراگم بتنی با استفاده از کامپوزیت FRP

فصل یازدهم

راهکارهای بهسازی پی‌ها

۱۱-۱- کلیات

اگر چه افزودن یا تکمیل پی‌های موجود برای اعضای جدید در سازه 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 سازه 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 سازه 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 سازه موجود نسبت به اجرای سازه‌ی جدید بسیار مشکل‌تر است. به دلیل هزینه 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 سازه 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 جدید نیاز 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 اندازه تجهیزات حفاری را که می‌توان به کاربرد، محدود می‌سازد. حفاری در مجاورت دیوارها ممکن است، اندازه 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 سازه 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 دسته 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

می‌مانند. 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 ناحیه حفر شده با بتن پر شود. در این صورت خروج از مرکزیت بتن اضافه ریخته شده باید در نظر گرفته شود.

۱۱-۴-۲- افزودن پی‌سطحی در مجاورت پی‌سطحی موجود

۱۱-۴-۲-۱- تشریح خصوصیات روش بهسازی

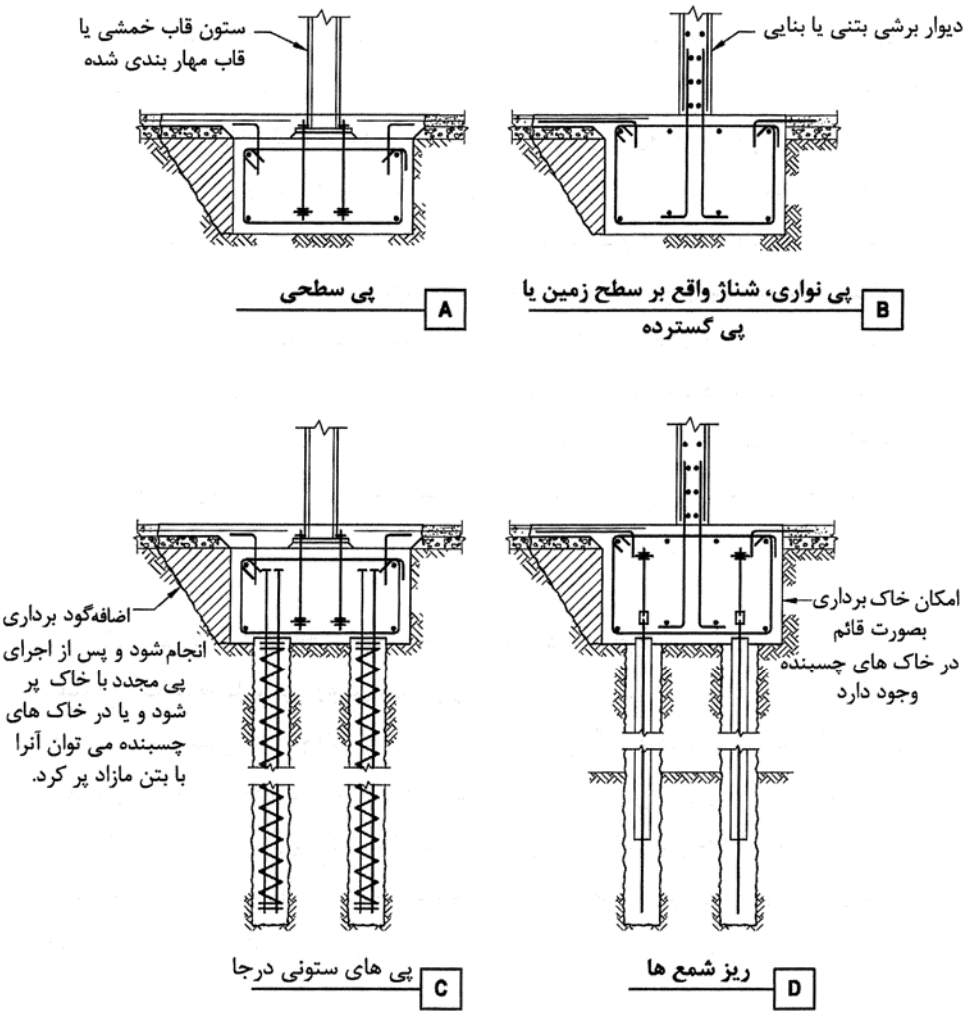
هنگامی که پوشش بتنی جدید بر روی دیوار موجود استفاده شود، معمولاً به پی جدیدی نیاز است. حالت معمول این است که پی موجود پی نواری ممتدی است و پی جدید نیز یک پی نواری یا یک شناژ است. شکل (۱۱-۲) نمونه‌ای از یک دیوار بتنی جدید و پی مربوط به آن در مجاورت دیوار بنایی غیرمسلح موجود و پی نواری بتنی دیوار را نشان می‌دهد.

۱۱-۴-۲-۲- ملاحظات طراحی

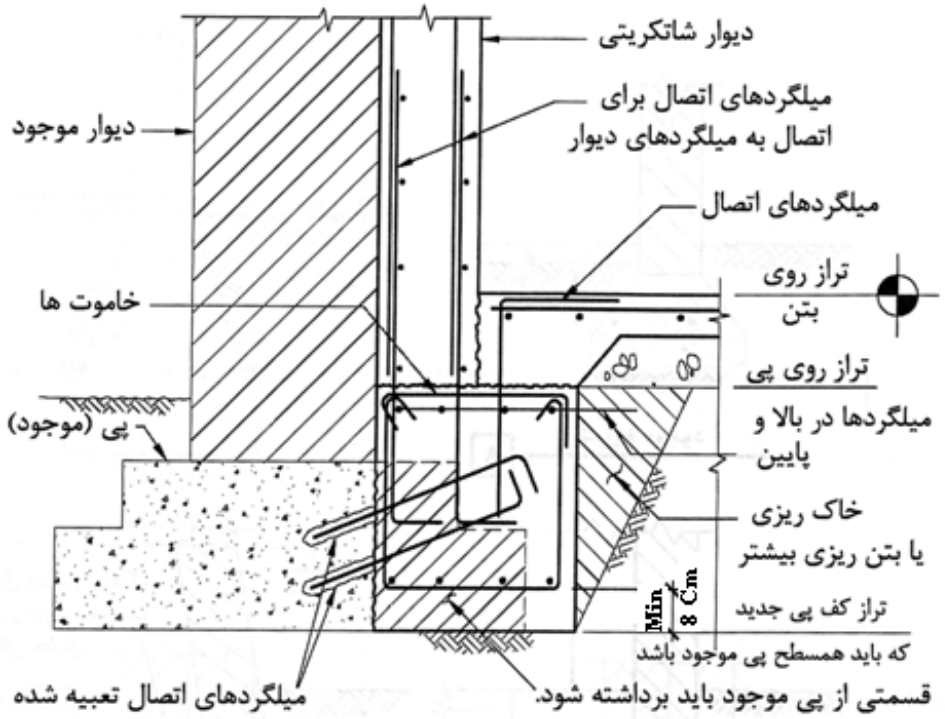
عرض مؤثر پی: روش‌های متعددی برای طراحی پی استفاده می‌شود. نخستین روش این‌که فرض کنیم پی جدید به تنهایی بارهای ناشی از پوشش جدید را تحمل می‌کند. روش دیگر تقسیم بار میان پی‌جدید و پی موجود براساس سطح آنهاست. پیچیده‌ترین روش، شناسایی سختی احتمالا متفاوت بین خاک زیرپی موجود که بیشتر تحکیم یافته و خاک زیر 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.

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 اندازه 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.



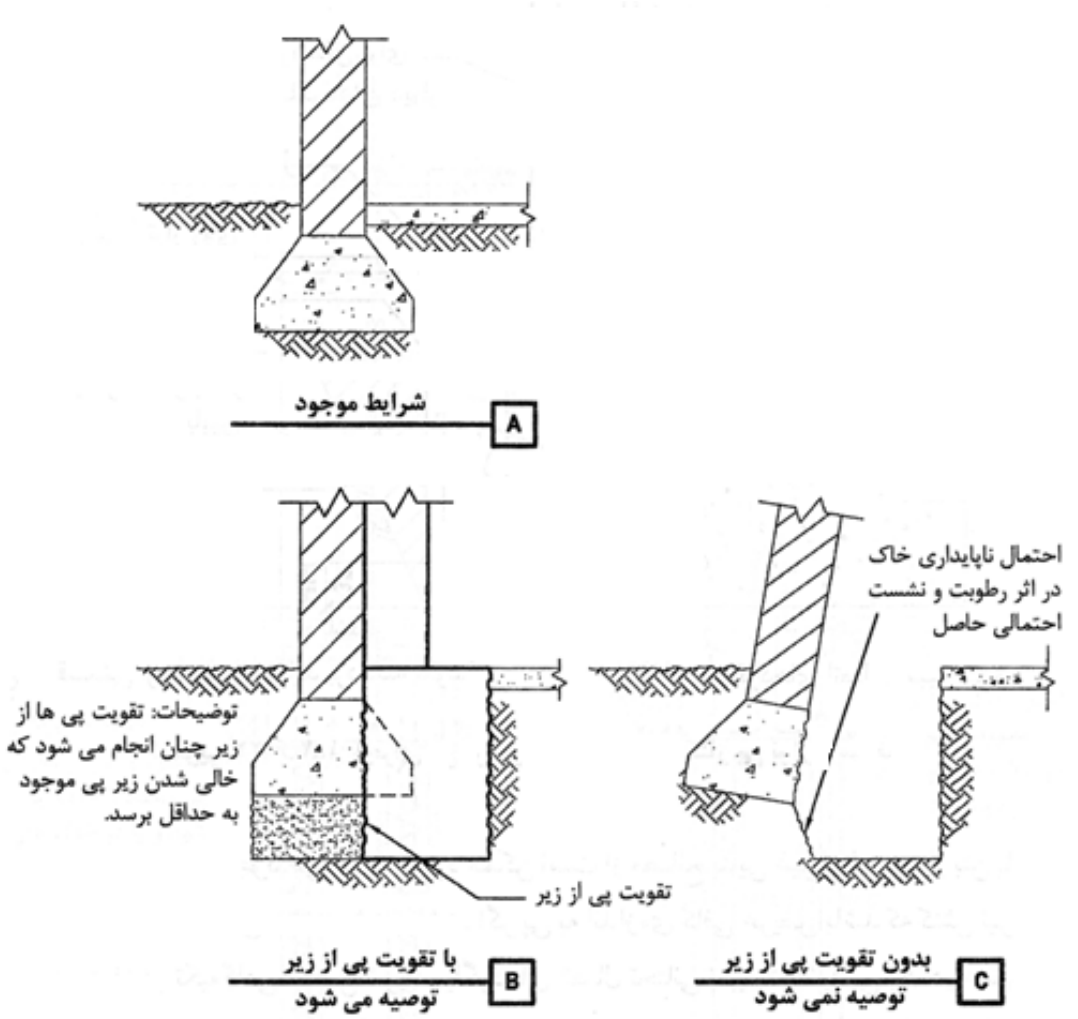
شکل ۱۱-۱- انواع پی‌های متداول در بهسازی لرزه‌ای



شکل ۱۱-۲- اجرای پی نواری بتنی در کنار پی نواری موجود

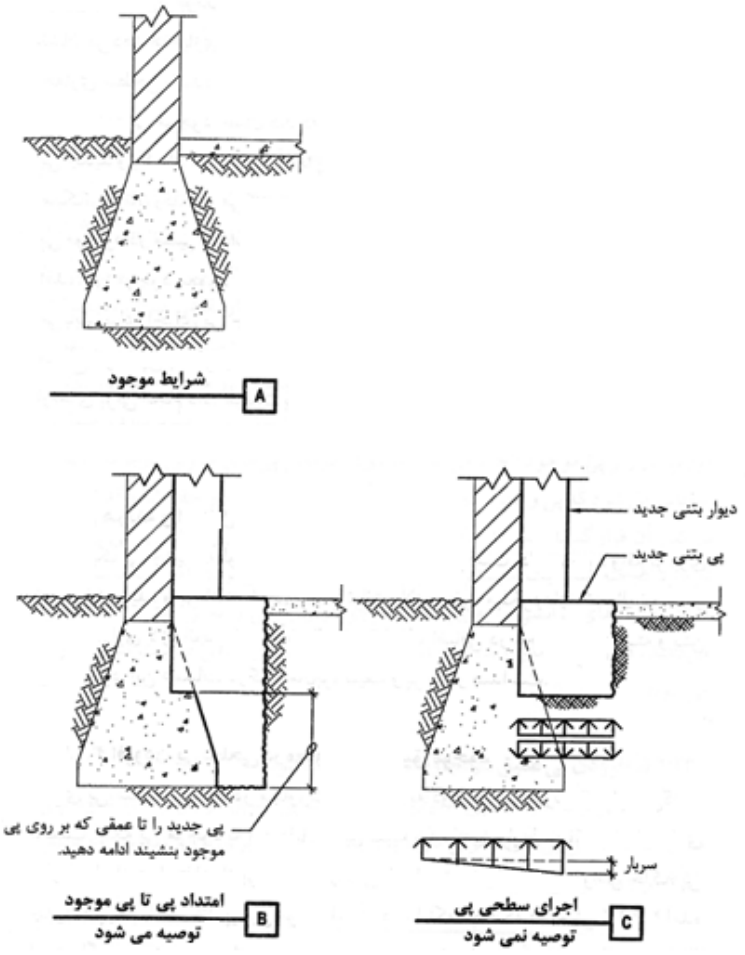
۱۱-۴-۲-۳- ملاحظات اجرایی و تهیه‌ی جزئیات

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 ناحیه 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 گودال ها 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.

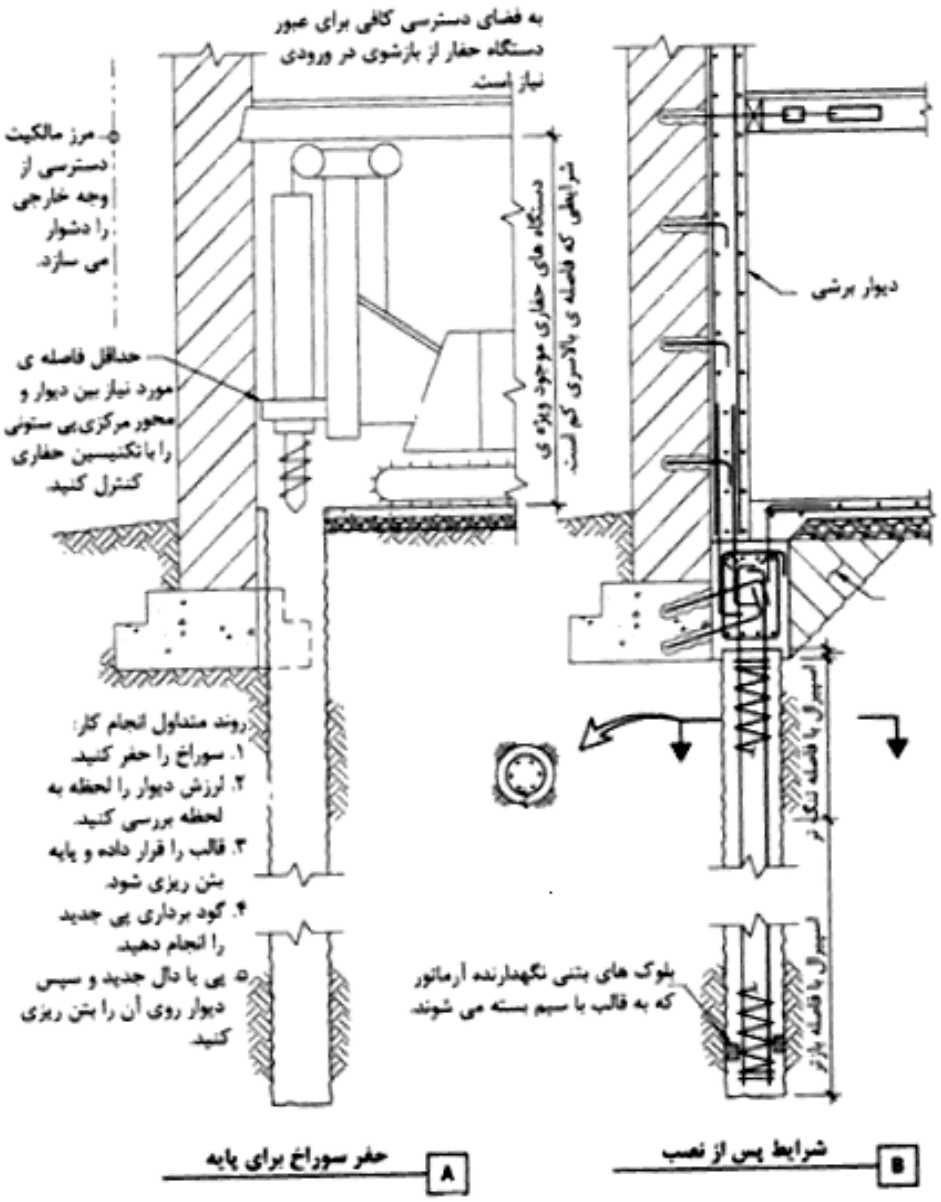
۱۱-۴-۳- اجرای پی عمیق در مجاورت پی سطحی موجود

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 پی و 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 واقع بارهای 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 روش های 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 مرده 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

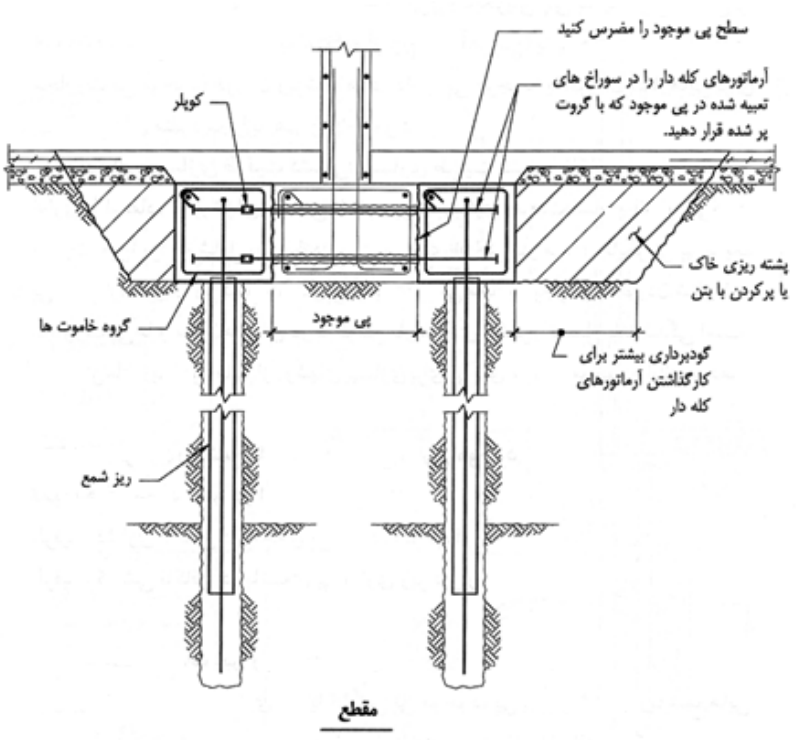
- ظرفیت فشاری ناکافی در پنجه‌ی پی‌نواری زیر دیوار
- ظرفیت کششی ناکافی در پاشنه‌ی پی‌نواری زیر دیوار

۱۱-۵-۲-۲- تشریح خصوصیات روش بهسازی

برای بهسازی ظرفیت فشاری و یا کششی پی موجود، پی پهن‌تر 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 محفظه 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 لوله 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 می شود. 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 دایروی در 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 (مانند بست قورباغه‌ای)، لااقل برای ردیف زیرین آرماتورها نیاز می‌گردد. برای نصب میلگردهای اتصال طویل‌تر حفاری بیشتری در خاک مجاور باید انجام پذیرد. این موضوع باید طی تهیه 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 کششی‌ای 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.

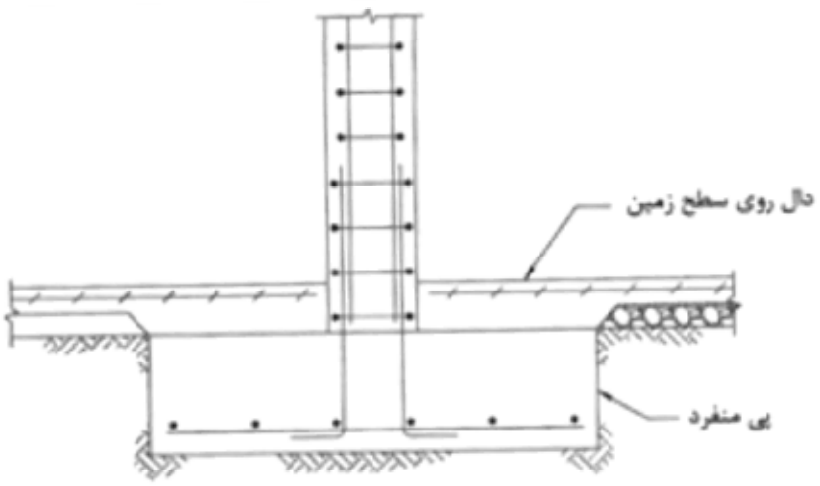
ظرفیت کششی: چنانچه پی منفرد موجود تنها شامل میلگردهای تحتانی باشد، که معمولاً شایع است، ظرفیت کششی محدود می‌شود. میلگردهای اتصال را می‌توان در بالای پی تعبیه کرد و فولادهای دال روی زمین را افزایش داد.

۱۱-۵-۳-۴- ملاحظات اجرایی و تهیه‌ی جزئیات

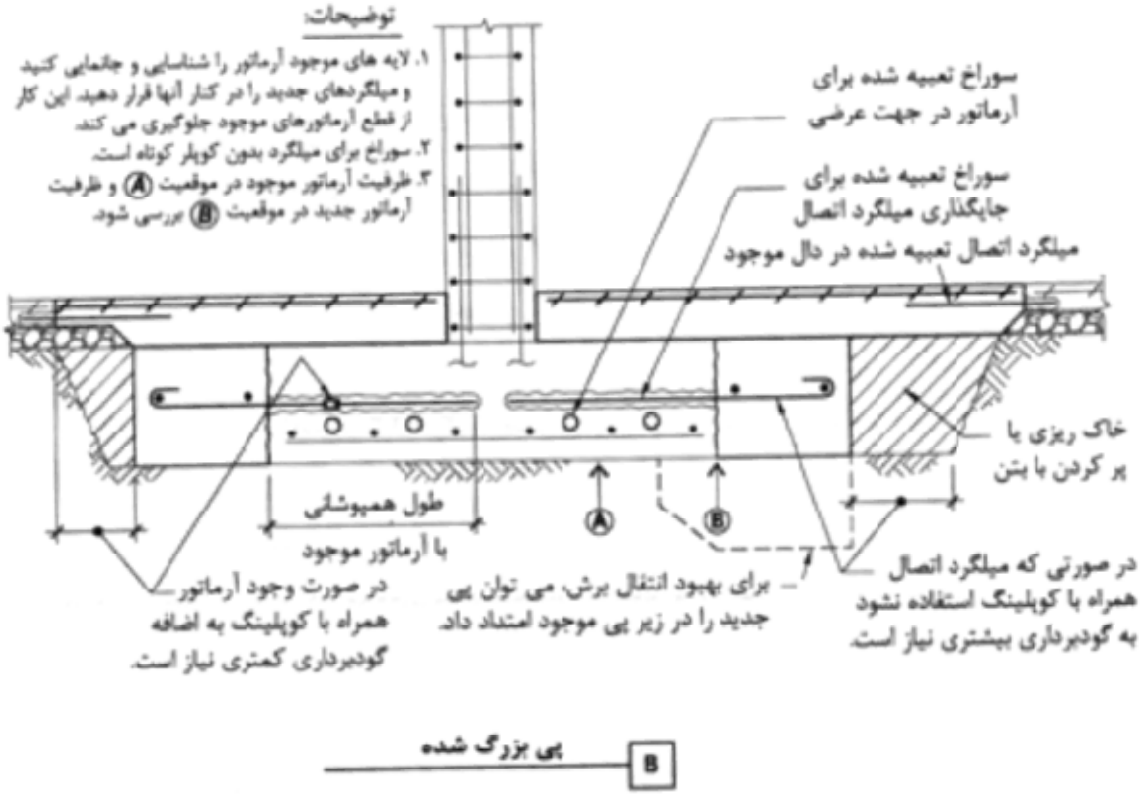
ملاحظات اجرایی و تهیه جزئیات برای بزرگ کردن یا جایگزینی پی منفرد شامل موارد زیر می‌شود.

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.



پی منفرد موجود — A



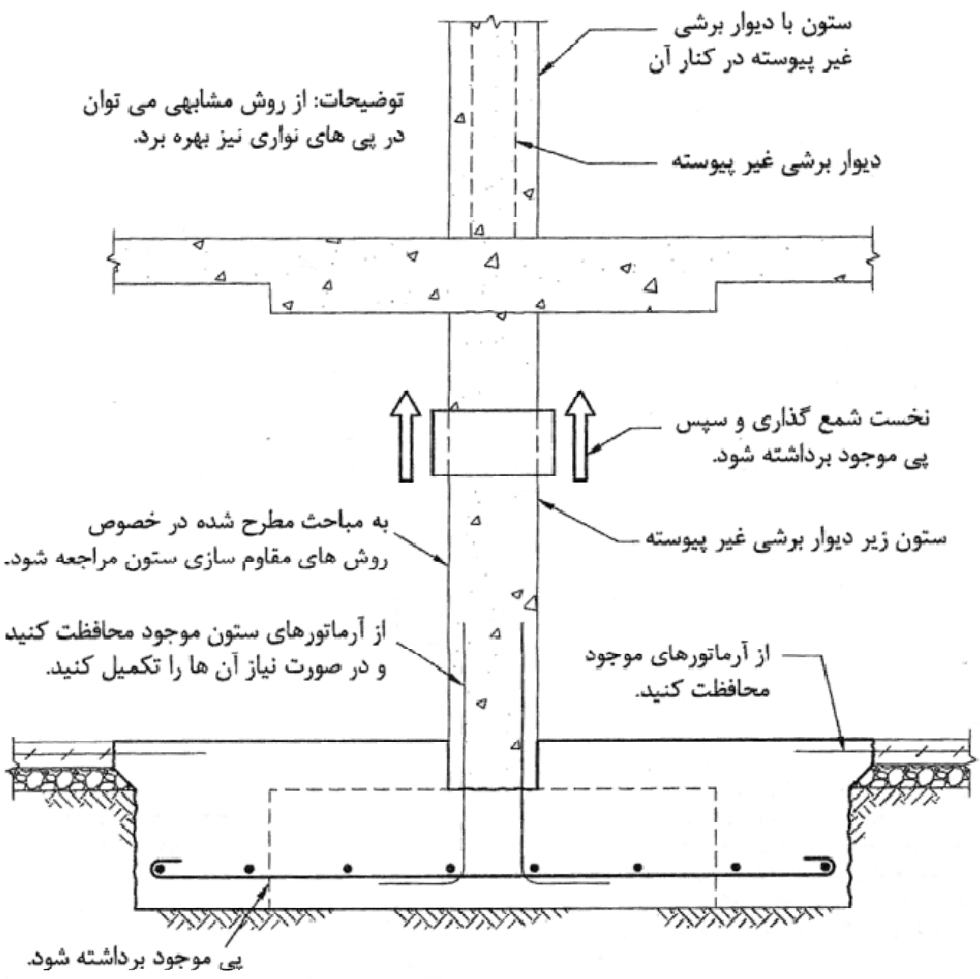
پی بزرگ شده — B

شکل ۱۱-۷- بزرگ کردن پی منفرد موجود

همپوشانی با دال واقع بر روی زمین: آرماتور دال موجود احتمالاً بصورت شکبه می‌باشد. برای به حداقل رساندن جابه جایی قائم، دال‌های موجود و جدید باید به هم دوخته شوند، برای همپوشانی، شبکه آرماتور دال واقع بر زمین را با تخریب دال می‌توان حفظ نمود و یا میلگردهای اتصالی در لبه 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 کناری 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 لبه 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.

شمع‌گذاری: اگر پی موجود جایگزین نشود، نیاز به شمع‌گذاری است. تحکیم مناسب بستر پی و پر کردن بتن جدید به صورت کامل در زیر ستون برای به حداقل رساندن یا حذف هر گونه نشست پی ناشی از برداشتن شمع‌ها ضروری است.



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 بر اساس رابطه (الف-۱۴) برآورد می‌گردد. پس از تعیین مکانیزم محتمل خرابی، ظرفیت برش پایه و شکل پذیری سازه بر اساس 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 نمی‌گیرد، لذا جهت حصول اطمینان از عدم گسیختگی برشی، ظرفیت خمشی اعضا در سه مرحله کنترل و در صورت نیاز اصلاح می‌گردد. 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 سختی ارتجاعی و رابطه (الف-۱):

$$M_{BN} = EI_{EL}\phi_Y \qquad \text{(الف-۱)}$$

که در آن:

ϕ_y: انحنای نهایی عضو بوده و برابر است با :

$$\phi_y = \frac{1.7\varepsilon_y}{h}$$

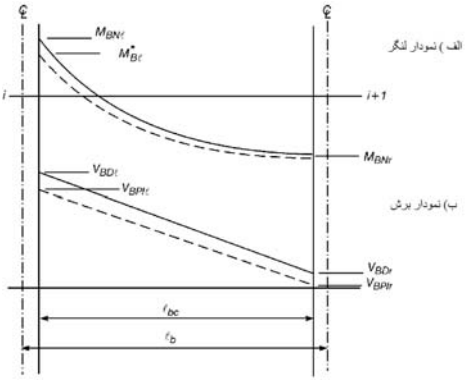
و :

ε_y کرنش جاری شدن فولاد و h ارتفاع مقطع تیر می‌باشد.

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:

$$V_{BDl} = V_{BGl} + V_{BEl} = V_{BGl} + \left(M_{BNl} + M_{BNr}\right)/ I_b$$
$$V_{BDr} = V_{BGr} + V_{BEr} = V_{BGr} + \left(M_{BNl} + M_{BNr}\right)/ I_b \qquad \text{(الف-۲)}$$

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. ظرفیت برشی تیرها، V_{Br} ، را میتوان از رابطه ذیل برآورد نمود:

$$V_{Br} = 0.85(0.2\sqrt{f'_c}\,b_w d + A_{SV} f_{yv} \frac{d}{s}) \qquad \text{(الف-۳)}$$

که در آن:

f'_c : مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای استاندارد بتن، مگاپاسکال

b_w: پهنای جان یا قطر مقطع مدور، میلی‌متر

d: فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح آرماتور کششی طولی، میلی‌متر

A_{sv} : سطح مقطع آرماتور برشی در محدوده‌ای به طول s

f_{yv}: مقاومت مشخصه فولادهای عرضی

s: فاصله بین سفره‌های آرماتور برشی در امتداد موازی با آرماتورهای طولی، میلی متر

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:

$$M^*_{BNl} = (V_{Brl} - V_{BGl})l_{bc} - M_{BNr} \qquad \text{(الف-۴)}$$
$$M^*_{BNr} = (V_{Brr} - V_{BGr})l_{bc} - M_{BNl}$$

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):

$$V_{jh} = \left(\overline{M}_{BNr1} + \overline{M}_{BNl2}\right)\left(\frac{1.1l_c - 1.2h_b}{h_b l_c}\right) \quad \text{(الف-۵)}$$

که در آن:

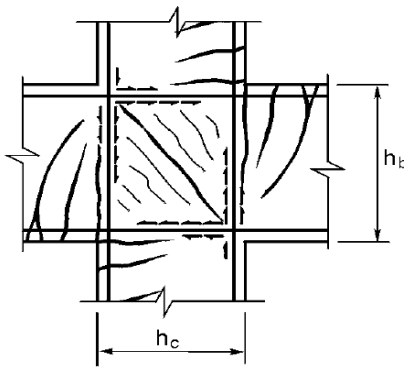
V_{jh}: تقاضای برشی اتصال تیر – ستون

l_c: ارتفاع ستون مابین محور تیرها

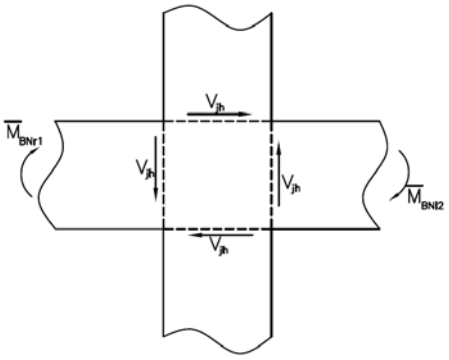
h_b: عمق تیر

$\overline{M}_{BNr1}$: 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



(ب) : الگوی ترک در چشمه اتصال



(الف) : برش وارده به اتصال

شکل الف-۲- اتصال داخلی تیر- ستون در هنگام بارهای لرزه‌ای

ظرفیت برشی اتصال را می‌توان از رابطه زیر برآورد نمود:

$$V_{pjh} = 0.85\sqrt{f'_c}\sqrt{1+\frac{N}{A_g k\sqrt{f'_c}}}b_j h_c \quad \leq \quad 1.92\sqrt{f'_c}b_j h_c \quad \text{(الف-۶)}$$

که در آن:

b_j : عرض مؤثر اتصال (که معمولاً برابر عرض ستون است)

h_c : عمق ستون

A_g: سطح مقطع ستون

N نیروی محوری وارده بر ستون

مقادیر k برای اتصالات گوناگون بشرح ذیل است:

- برای اتصالات داخلی، $k = 1.0$

- برای اتصالات خارجی با آرماتورهای طولی تیر که با خم کردن آن‌ها در داخل چشمه اتصال مهار می‌شوند، $k = 0.4$.

- برای اتصالات خارجی با آرماتورهای طولی تیر که با خم کردن آن‌ها خارج از چشمه اتصال (داخل ستون‌های بالا یا پایین) مهار می‌شوند، $k = 0.25$

برای حصول اطمینان از عدم وقوع شکست برشی اتصال تیر – ستون مقدار محاسبه شده از معادله (الف-۵) می‌بایست با ظرفیت برشی اتصال که با استفاده از رابطه (الف-۶) تعیین گردیده، مقایسه شده و در صورت فزونی، ظرفیت خمشی تیر مطابق رابطه (الف-۷) اصلاح گردد:

$$M^{**}_{BNr1} = \frac{\overline{M}_{BNr1}}{\overline{M}_{BNr1} + \overline{M}_{BNl2}} \times \left(\frac{h_b l_c}{1.1 l_c - 1.2 h_b} \right) \times V_{Pjh}$$

$$M^{**}_{BNl2} = \frac{\overline{M}_{BNl2}}{\overline{M}_{BNr1} + \overline{M}_{BNl2}} \times \left(\frac{h_b l_c}{1.1 l_c - 1.2 h_b} \right) \times V_{Pjh} \qquad \text{(الف-۷)}$$

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 می‌باشد.

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).

$$N_{i,j} = \sum_{k=i}^{n} N_{Gk,j} + N_{E,j} \qquad \text{(الف-۸)}$$

$N_{i,j}$: بار محوری ستون ردیف j در طبقه i

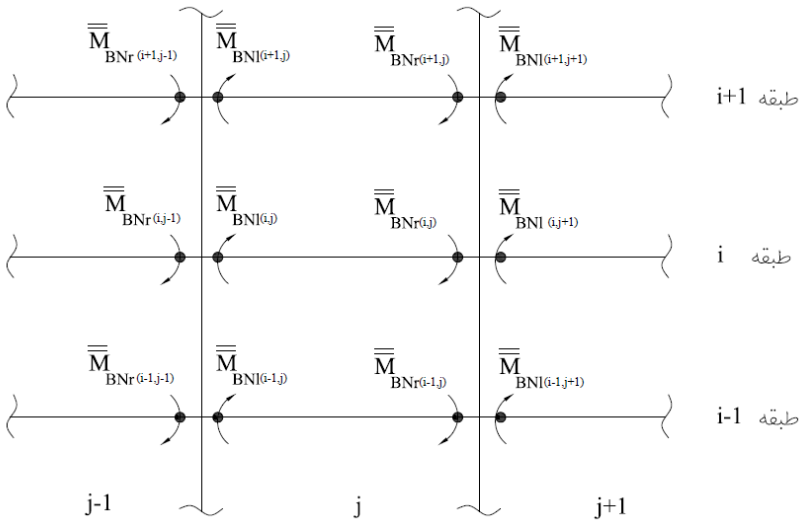
$N_{Gk,j}$: بار محوری ناشی از بارهای ثقلی وارد به ستون در ردیف j در طبقه k

$N_{E,j}$: بار محوری ناشی از بارهای جانبی وارد به ستون در ردیف j که برابر است با:

$$N_{E,j} = \sum_{k=i}^{n} \left[\frac{(\overline{\overline{M}}_{BNli,j} + \overline{\overline{M}}_{BNri,j})}{l_{bj}} - \frac{(\overline{\overline{M}}_{BNli,j+1} + \overline{\overline{M}}_{BNri,j+1})}{l_{bj+1}} \right]$$

$\overline{\overline{M}}_{BNli,j}$ و $\overline{\overline{M}}_{BNri,j}$: ظرفیت خمشی تیرها مطابق گام ۳ یا ظرفیت خمشی (الف-۹)

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 برشی ستون‌ها بر اساس رابطه زیر تعیین می‌گردد.

$$V_{col} = V_c + V_s \qquad \text{(الف-۱۰)}$$

که در آن:

$$V_c = 0.8K \frac{\sqrt{f'_c}}{\frac{2M_c}{V_{CD}d}} \left(\sqrt{1 + \frac{2N_{i,j}}{\sqrt{f_c} b_w d}} \right) b_w \qquad \text{(الف-۱۱)}$$

$$V_s = K \frac{A_{SV} f_{yv} d}{S} \qquad \text{(الف-۱۲)}$$

f'_c : مقاومت فشاری مشخصه نمونه استوانه‌ای استاندارد بتن، مگاپاسکال

b_w: پهنای جان یا قطر مقطع مدور، میلی‌متر

d: فاصله دورترین تار فشاری تا مرکز سطح آرماتور کششی طولی، میلی‌متر

A_{sv} : سطح مقطع آرماتور برشی در محدوده‌ای به طول s

f_{yv}: مقاومت مشخصه فولادهای عرضی

s: فاصله بین سفره های آرماتور برشی در امتداد موازی با آرماتورهای طولی، میلی‌متر

M_c: ظرفیت خمشی ستون

V_{CD}: تقاضای برش ستون مطابق رابطه (الف-۱۳)

K: ضریب اصلاحی برابر ۰/۷

۱۰. برآورد تقاضای برش در ستون‌ها: تقاضای برشی ستون‌ها برابر است با:

$$V_{CDi,j}=\frac{\sum_{i=j}^{n}(\overline{\overline{M}}_{BNl(i,j)}+\overline{\overline{M}}_{BNr(i,j)})}{2kl_c}\le\frac{(M_{cijt}+M_{cij+1b})}{kl_c} \qquad \text{(الف-۱۳)}$$

که در آن:

$V_{CDi,j}$ = تقاضای برش در ستون طبقه j و ردیف i

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

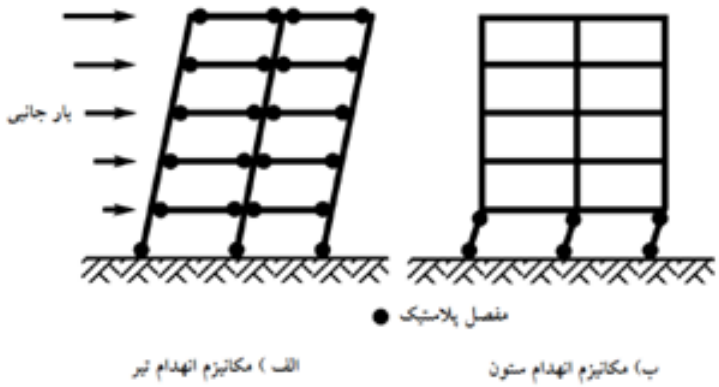
۱۱. کنترل عدم شکست برشی ستون‌ها: در این مرحله تقاضای برش به دست آمده از گام ۱۰ با ظرفیت برشی محاسبه شده درگام ۹ مقایسه شده و در صورت فزونی، شکست برشی ستون محتمل بوده و ظرفیت خمشی تیرها را می‌بایست بر اساس آن اصلاح نمود.

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:

$$S_i=\frac{\sum\left(\overline{\overline{M}}_{BNli,j}+\overline{\overline{M}}_{BNri,j}\right)}{\sum(M_{cijt}+M_{cijb})} \qquad \text{(الف-۱۴)}$$

چنانچه $S_i >$ ۰/۸۵ ، مکانیزم احتمالی خرابی در طبقهi ، مکانیزم شکست تیر و در غیر اینصورت مکانیزم شکست ستون می‌باشد.

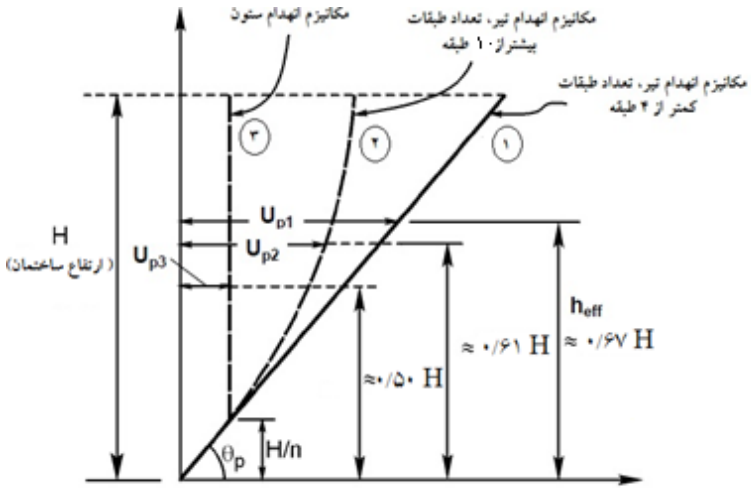
در صورتی که ضریب پتانسیل مفاصل پلاستیک در تمامی طبقات کمتر از ۰/۸۵ باشد مکانیزم شکست تیر برای سازه محتمل است در غیر اینصورت مکانیزم شکست ستون بر اساس آنکه کدام طبقات دارای این مکانیزم می‌باشند محتمل می‌باشد(مطابق شکل زیر).



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 ($n \le 4$) می‌باشد. برای قاب‌های بلندتر ($n \ge 10$)، 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 $n \ge 10$ 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:

$h_{eff} = 0.67H$ H : ارتفاع ساختمان (الف-۱۵)

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 بر اساس تعداد طبقات، n، با استفاده از روابط زیر به دست آورد:

$n \le 4 \quad : \quad U_{inel} = 0.64\theta_p H$

(الف-۱۶)

$4 < n \quad : \quad U_{inel} = (0.64 - 0.0125(n-4))\theta_p H$

در مکانیزم انهدام ستون، h_{eff} متأثر از شکل پذیری کلی سازه بوده و از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$h_{eff} = \left[0.64 - 0.14\frac{\mu_s - 1}{\mu_s}\right]H \qquad \text{(الف-۱۷)}$$

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:

$$U_{inel} = \theta_p h_s$$
$$U_{inel} = \frac{\theta_p H}{n} \qquad \text{(الف-۱۸)}$$

در رابطه (الف-۱۵)، θ_p، چرخش پلاستیک اتفاق افتاده در بالا و پایین ستون طبقه نرم می‌باشد.

برای هر دو مکانیزم انهدام تیر و ستون، مقدار چرخش و تغییر مکان تسلیم سازه یک درجه آزادی معادل را می‌توان از رابطه زیر به دست آورد:

قاب‌های بتنی $\theta_y = 0.5\varepsilon_y \frac{l_b}{h_b}$

(الف-۱۹)

$U_{el} = \theta_y h_{eff}$

که در آن:

ε_y: کرنش جاری شدن فولاد

L_b: طول تیر

h_b: ارتفاع تیر

پس از محاسبه تغییرمکان تسلیم سازه‌ای U_{el} در ارتفاع مؤثر h_{eff}، ظرفیت تغییرمکان نهائی با استفاده از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$U_{sc} = U_{el} + U_{inel} \qquad \text{(الف-۲۰)}$$

و شکل پذیری تغییرمکانی برابر است با:

$$\mu_{sc} = \frac{U_{sc}}{U_{el}} = 1 + \frac{U_{inel}}{U_{el}} \qquad \text{(الف-۲۱)}$$

بنابراین،شکل پذیری تغییرمکانی μ_s سازه با استفاده زوایای چرخش الاستیک و پلاستیک به صورت زیر به دست می‌آید:

الف) برای مکانیزم انهدام تیر:

اگر: $n \le 4$

$$\mu_{sc} = 1 + \frac{\theta_p}{\theta_y}$$

اگر $n > 4$:

$$\mu_{sc} = 1 + \frac{\{0.64 - 0.0125(n-4)\}\theta_p}{0.64\theta_y} \qquad \text{(الف-۲۲)}$$

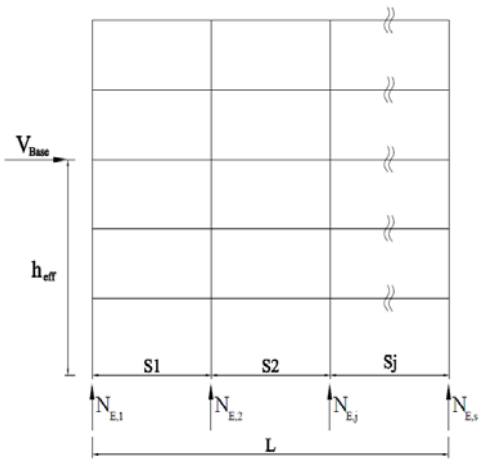
ب) برای مکانیزم انهدام ستون:

$$\mu_{sc} = \frac{\left(0.72 + \frac{2\theta_p}{n\theta_y}\right) + \sqrt{\left(0.72 + \frac{2\theta_p}{n\theta_y}\right)^2 + 1.12}}{2} \qquad \text{(الف-۲۳)}$$

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 بتن‌آرمه

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:

$$v_{cp} = 0.6\sqrt{\left[\left(f_c'/25\right)\left(N^*/A_g\right)\right]} \quad \text{(الف-۲۴)}$$

تقاضای شکل‌پذیری تغییرمکانی کمتر از ۳ (گام هشتم)، سبب افزایش مقاومت برشی اسمی بتن به شرح زیر می‌گردد:

$$v_{cp} = \left(5 - \mu_{sd}\right)\left(\sqrt{f_c' + N^*/A_g}\right)/16 \quad \text{(الف-۲۵)}$$

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:

$$V_{prob} = 1.5\sum \frac{M_{wp}}{h_w} \quad \text{(الف-۲۶)}$$

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:

$$c/l_w \le 0.3 - \mu_{sd}/27 \quad \text{(الف-۲۷)}$$

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:

$$\mu_{\phi} = \frac{1.25}{c/l_w} \qquad \text{(الف-۲۸)}$$

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:

$$\mu_{sc} = 40\frac{A_{sh}}{S_h h''}\Bigg/\left[\frac{A_g^*}{A_c^*}\cdot\frac{f_c}{f_{yh}}\left(c/l_w - 0.07\right) - 0.1\right] \qquad \text{(الف-۲۹)}$$

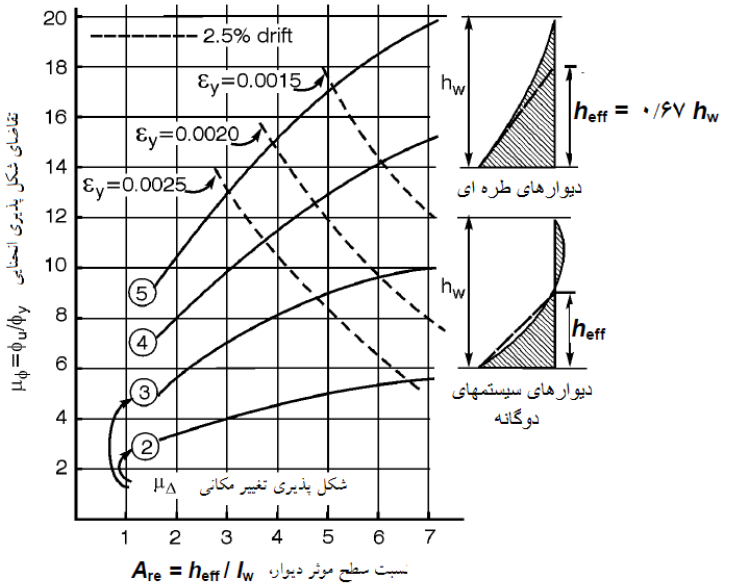
تعریف ارتفاع مؤثر، h_{eff} در شکل (الف-۷) آورده شده‌است. همچنین در این شکل میزان تقاضای شکل پذیری براساس نوع فولاد مصرفی و تقاضای شکل پذیری انحنایی توضیح داده شده‌است.

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 محدودیت های 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:

$$A_{sh,effective} = \alpha A_{sh,provided} \qquad \text{(الف-۳۰)}$$

که در آن $\alpha < 1$ می‌باشد.



شکل الف-۷- ظرفیت شکل پذیری انحنایی مورد نیاز در دیوارهای طره‌ای که تابع شکل‌پذیری 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:

$$\sum V_{wall,p} \geq 1.75 V_{prob} \qquad \text{(الف-۳۱)}$$

که در آن V_{prob} به کمک رابطه (الف-۲۶) 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-۳۱) 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:

$$\phi_{wy} = 1.8\varepsilon_y / l_w \qquad \text{(الف-۳۲)}$$

مطابق شکل (الف-۶)، تغییرمکان حد تسلیم یک دیوار طره‌ای در ارتفاع مؤثر h_{eff} ، به صورت زیر به دست می‌آید:

$$U_{wy} \approx \phi_{wy} h_{eff}^2 / 3 \approx 0.6\varepsilon_y A_{re} h_{eff} \qquad \text{(الف-۳۳)}$$

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:

$$\delta_{wy} \approx \phi_{wy} h_{eff} / 2 = 0.9\varepsilon_y A_{re} \qquad \text{(الف-۳۴)}$$

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:

$$\delta_{w,max} = \delta_{wy} + \delta_{wp} \qquad \text{(الف-۳۵)}$$

که در آن تغییرمکان نسبی پس از حد تسلیم دیوار، $U_{wall,inel}$ ، برابر است با:

$$\delta_{wp} = U_{wp} / (h_{eff} - 0.5L_p) \qquad \text{(الف-۳۶)}$$

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:

$$\mu_{wc}=0.025(A_{re}-0.25)(l_w/U_{wy})+1\approx 0.04(A_{re}-0.25)(\varepsilon_y A_{re}^2)+1 \quad \text{(الف-۳۷)}$$

چون ظرفیت تغییرمکان ساختمان توسط دیواری با کمترین نسبت سطح A_{re} ، کنترل می‌شود، روابط (الف-۳۲) ، (الف-۳۳) و (الف-۳۷) می‌بایست برای دیواری با بیشترین طول لحاظ گردد.

با استفاده از رابطه (الف-۳۳) سختی دیوار در حالت ارتجاعی برابر است با:

$$k_w=\frac{M_y}{h_{eff}U_{wy}} \quad \text{(الف-۳۸)}$$

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:

$$U_{sp}=\Sigma M_{wp}/(h_{eff}\Sigma k_w) \quad \text{(الف-۳۹)}$$

از آنجا که ظرفیت تغییرمکان جانبی سازه عموما به واسطه بحرانی ترین المان، $U_{wc,min}$ ، محدود می‌گردد، ظرفیت شکل-پذیری تغییرمکان سازه را میتوان از رابطه زیر بدست آورد:

$$\mu_s=U_{wc,min}/U_{sy} \quad \text{(الف-۴۰)}$$

که در آن $U_{wc,min}$ حداقل تغییر مکان (تغییر مکان الاستیک + پلاستیک) دیوارهای برشی می‌باشد.

الف-۳-۱- برآورد مکانیزم محتمل خرابی برای ساختمان‌با سیستم دوگانه قاب و دیوار

الف-۳-۱-۱- 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 می-کنند، 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-۳-۱-۲- 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 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:

$$V_{pi} = \sum M_{pi} / h_s \qquad \text{(الف-۴۱)}$$

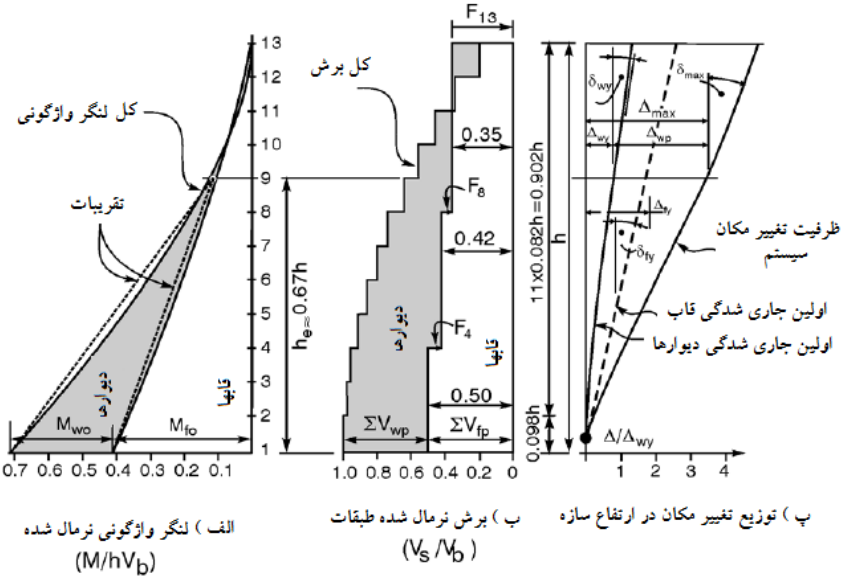
که در آن h_s ارتفاع طبقه مربوطه می‌باشد.

شکل (الف-۸) رابطه (الف-۴۱) را تشریح می‌کند. نیروی برشی کل در یک طبقه که توسط قاب‌ها تحمل می‌شود برابراست با:

$$V_{si} = \sum V_{pi} \qquad \text{(الف-۴۲)}$$

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:

$$M_o = M_{wo} + M_{fo} \qquad \text{(الف-۴۳)}$$

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 :

$$\Sigma V_{wp} = M_{wo}/h_{eff} \qquad \text{(الف-۴۴)}$$

بنابراین مقاومت برش پایه کل سیستم برابر است با:

$$V_{prob} = \Sigma V_{wp} + \Sigma V_{fp} \qquad \text{(الف-۴۵)}$$

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:

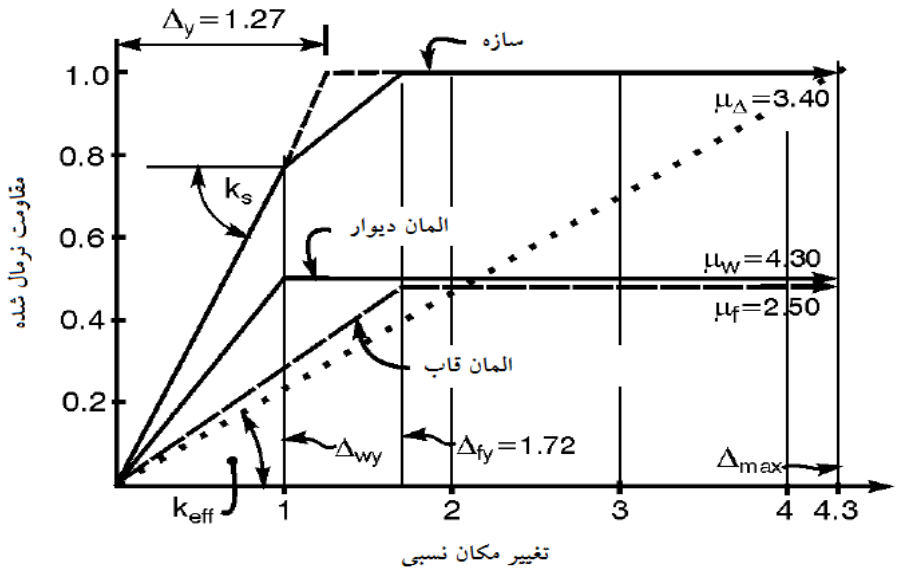
$$k_s = V_{prob}/U_y \qquad \text{(الف-۴۶)}$$

به کمک روش ارزیابی براساس تغییرمکان، سختی مؤثر سیستم دوگانه به صورت زیر تعیین می‌گردد:

$$k_{eff} = V_{prob}/\mu U_y = k_s/\mu_{sc} \qquad \text{(الف-۴۷)}$$

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.

$$k_{eff} = V_{prob}/U_{max} = V_{prob}/\mu_{sc} U_y = k_s/\mu_s \qquad \text{(الف-۴۸)}$$

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.

مراجع

1-ASCE/SEI 41-06: Seismic Rehabilitation of existing buildings, 2006.

۲- دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، نشریه ۳۶۰ سازمان برنامه و بودجه کشور. سال ۱۳۸۵

3-FEMA 356-00: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 2000.

4-FEMA 547-06: Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, 2006.

5- NZS 1170.5-04: Structural design actions – Earthquake actions, 2004.

6-ASCE/SEI 7-10: Minimum Design Loads of Buildings and Other Structures, 2010.

۷- آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش سوم ۱۳۸۴، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.

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 Concrete Buildings

No. 741

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 بتنی 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.