جمهوري اسلامي ايران
سازمان مديريت و برنامه‌ريزي كشور

دستورالعمل بهسازي لرزه‌اي ساختمان‌هاي موجود

نشريه شماره 360

معاونت امور فني
دفتر امور فني، تدوين معيارها
و كاهش خطرپذيري ناشي از زلزله
1385

بسمه تعالی

ریاست جمهوری
سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور
رئیس سازمان

بخشنامه به دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور و پیمانکاران	**شماره :**	۱۰۰/۱۷۷۷۲۱
	تاریخ :	۱۳۸۵/۱۰/۲۷

موضوع:

دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود

به استناد ماده (۲۳) قانون برنامه و بودجه و آیین‌نامه استانداردهای اجرایی طرح‌های عمرانی کشور و در اجرای ماده (۳) آیین‌نامه اجرایی در چارچوب نظام فنی و اجرایی کشور (مصوبه شماره ۴۲۳۳۹/ت۳۳۴۹۷ه هیأت وزیران)، نشریه شماره ۳۶۰ دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله این سازمان، با عنوان «دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود» از نوع گروه اول، به پیوست ابلاغ می‌شود تا از تاریخ ۱۳۸۶/۲/۱ به اجرا درآید.

رعایت کامل مفاد این نشریه از طرف دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور، پیمانکاران و عوامل دیگر در اجرای طرح‌ها، الزامی است ولی در یک دوره گذر دوساله تا ۱۳۸۸/۲/۱، استفاده از دیگر آیین‌نامه‌ها یا ضوابط معتبر بین‌المللی مجاز خواهد بود. لازم است تا عوامل یاد شده، نسخه‌ای از آیین‌نامه‌ها، دستورالعمل‌ها یا روش‌های جایگزین را برای دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله، ارسال دارند.

امیرمنصور برقعی
معاون رییس جمهور و رییس سازمان

۳۲۵۱۳۱

اصلاح مدارک فنی

خواننده گرامی:

دفتر تدوین ضوابط و معیارهای فنی سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور با استفاده از نظر کارشناسان برجسته مبادرت به تهیه این دستورالعمل نموده و آن را برای استفاده به جامعه مهندسی کشور عرضه نموده است. با وجود تلاش فراوان، این اثر مصون از ایرادهایی نظیر غلطهای مفهومی، فنی، ابهام، ایهام و اشکالات موضوعی نیست.

از این رو، ***از شما خواننده گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده هر گونه 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 دفتر 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، خیابان شیخ بهائی، بالاتر از ملاصدرا، کوچه لادن، شماره ۲۴
سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، دفتر تدوین ضوابط و معیارهای فنی
صندوق پستی ۴۵۴۸۱- ۱۹۹۱۷ **http://tec.mporg.ir**

به نام خداوند بخشنده و مهربان

پیشگفتار

انسان از آغاز خلقت همواره با موضوع بلاياي طبيعي مواجه بوده و تلاش نموده است تا اين حوادث و سوانح طبيعت را مديريت و كنترل نمايد و زندگي خود را از اين خطرات، ايمن و محفوظ دارد. در ميان بلاياي طبيعي، **زلزله** از ويژگي‌هاي خاصي برخوردار بوده و در قرن گذشته با توجه به عوامل زير اهميت بيش‌تري به مديريت بحران زلزله داده شده است:

- افزايش تعداد شهرها در نقاط مختلف كه بسياري در مناطق فعال لرزه‌خيز واقعند.
- گسترش و توسعه شهرها به گونه‌اي كه گسل‌هاي زيادي در داخل شهرها قرار گرفته‌اند.
- افزايش تراكم جمعيت شهرها كه باعث افزايش تعداد قربانيان زلزله گرديده است.
- افزايش كمي و كيفي تاسيسات و امكانات مختلف شهري، كه باعث افزايش سرمايه‌گذاري انسان در شهرها و گسترش خسارات مالي ناشي از زلزله شده است.
- پيشرفت دانش لرزه‌شناسي و مهندسي زلزله، كه بشر را قادر به ثبت اطلاعات زلزله‌هاي گذشته و تجزيه و تحليل هر چه دقيق‌تر آن‌ها نموده است.

ايران از نظر لرزه‌خيزي در منطقه‌ي فعال جهان قرار دارد و به گواهي اطلاعات مستند علمي و مشاهدات قرن بيستم از خطرپذيرترين مناطق جهان در اثر زمين لرزه‌هاي پرقدرت محسوب مي‌شود. در سال‌هاي اخير به طور متوسط هر پنج سال يك زمين لرزه با صدمات جاني و مالي بسيار بالا در نقطه‌اي از كشور رخ داده است و در حال حاضر ايران در صدر كشورهايي است كه وقوع زلزله در آن با تلفات جاني بالا همراه است. گرچه جلوگيري كامل از خسارات ناشي از زلزله‌هاي شديد بسيار دشوار است ليكن با افزايش سطح اطلاعات در رابطه با لرزه‌خيزي كشور، آموزش همگاني و ترويج فرهنگ ايمني، شناسايي و مطالعه دقيق وضعيت آسيب‌پذيري مستحدثات (ساختمان‌ها، تاسيسات زيربنايي و شريان‌هاي حياتي) و ايمن‌سازي و مقاوم‌سازي صحيح و اصولي آن‌ها، مي‌توان تا حد مطلوب تلفات و خسارات ناشي از زلزله‌هاي آتي را كاهش داد.

يكي از برنامه‌هاي مهم در دست اقدام دولت براي كاهش خطرپذيري كشور در برابر زلزله كه راهبري و مديريت آنرا سازمان مديريت و برنامه‌ريزي كشور برعهده دارد، **برنامه‌ي مطالعه و اجراي مقاوم‌سازي ساختمان‌هاي دولتي مهم، تاسيسات زيربنايي و شريان‌هاي حياتي كشور** است و در اين برنامه در قالب طرح‌هاي تملك دارايي‌هاي سرمايه‌اي از سال 81 موضوع در دست اقدام مي‌باشد كه شامل مستحدثات زير است :

- بيمارستان‌هاي بزرگ و مراكز امدادرساني و آتش‌نشاني
- ساختمان‌هاي استراتژيك و مراكز مهم دفاعي
- مراكز آموزش عالي و مدارس
- پل‌هاي مهم شهر تهران و پل‌هاي مهم راه‌آهن

- تاسيسات مهم نفت و گاز و پالايشگاه‌هاي اصلي كشور
- مراكز مهم مخابراتي، اطلاع‌رساني و صدا و سيما
- تاسيسات مهم توليد و توزيع برق و شبكه آبرساني شهري

از جمله نيازها و ملزومات مهم اين برنامه **لزوم تدوين ضوابط، دستورالعمل‌ها و معيارهاي فني بهسازي لرزه‌اي مستحدثات موجود** مي‌باشد كه اين امر در سياست‌هاي ابلاغي مقام معظم رهبري در خصوص پيشگيري و مديريت بحران‌هاي طبيعي و نيز در سند توسعه فرابخشي كاهش خطرپذيري ناشي از زلزله مورد تاكيد قرار گرفته است.

در طي 50 سال گذشته، تحقيقات زيادي در زمينه‌ي مهندسي زلزله صورت پذيرفته و بدون شك منشاء تحولاتي بنيادي در آيين‌نامه‌هاي كشور و موجب ارتقاي دانش مهندسين شده است. بر اين اساس و با توجه به اهميت موضوع، معاونت امور فني سازمان مديريت و برنامه‌ريزي كشور برآن شد كه زمينه‌ي تدوين دستورالعملي ملي جهت بهسازي لرزه‌اي ساختمان‌هاي موجود را فراهم نمايد. پس از بررسي‌هاي اوليه اين مهم در سال 1379 به پژوهشگاه بين‌المللي زلزله‌شناسي و مهندسي زلزله واگذار شد. پس از تهيه‌ي پيش‌نويس توسط پژوهشگاه يادشده و داوري و نهايي‌شدن آن در خرداد سال 1381 اين دستورالعمل آماده و منتشر شد و در طرح‌هاي مقاوم‌سازي توسط مهندسان مشاور به‌كار گرفته شد. در سال‌هاي 84 و 85 با توجه به بازخوردهاي حاصل از طرح‌هاي مقاوم‌سازي و نظرات دريافت‌شده، اين دستورالعمل در قالب گروه‌هاي كاري و كميته‌ي عالي متشكل از گروه تهيه‌كننده‌ي دستورالعمل، مهندسان مشاور مسوول در طرح‌هاي مقاوم‌سازي، گروه هدايت فني مدير طرح طرح‌هاي مقاوم‌سازي و متخصصان صاحب‌نام زلزله كشور، مورد بازنگري قرار گرفت و در مجموعه‌ي حاضر نقطه‌نظرات تمامي متخصصان و مهندسان مشاور اعمال شده است.

چارچوب پيش‌نويس اوليه‌ي دستورالعمل، براساس گزارش‌هاي FEMA به خصوص FEMA 273، FEMA 274، FEMA356 و FEMA 357 قرار داشت. گروه‌هاي تخصصي، از منابع ديگر به ويژه آيين‌نامه‌هاي 2800، آيين‌نامه‌ي بتن ايران (آبا)، مقررات ملي ساختماني ايران، گزارش‌هاي ATC، گزارش‌هاي NEHRP، گزارش‌هاي SAC و گزارش‌هاي Tri Services نيز استفاده نمودند.

نتيجه‌ي كار دستورالعملي است كه روال ارزيابي و بهسازي لرزه‌اي ساختمان‌ها را براي سطوح مختلف عملكرد ارايه نموده است. درمورد بسياري از اجزاي سازه‌اي و غيرسازه‌اي خاص ايران معيارهاي پذيرش و بهسازي مناسب عرضه‌شده و روش‌هاي جمع‌آوري اطلاعات، سازگاري‌هاي لازم را با شرايط كشور يافته است.

با همه‌ي تلاش انجام‌شده قطعاً هنوز كاستي‌هايي موجود است كه إن‌شاءا... كاربرد عملي و در سطح وسيع اين دستورالعمل توسط مهندسين موجبات شناسايي و برطرف‌نمودن آن‌ها را فراهم خواهد نمود.

معاونت امور فني سازمان از آقاي **دكتر عباسعلي تسنيمي** رييس پژوهشگاه بين‌المللي زلزله‌شناسي و مهندسي زلزله و آقاي **دكتر بهرخ حسيني هاشمي** مجري پروژه به خاطر زحمات و كوشش‌هاي فراوان ايشان در تهيه و تدوين دستورالعمل، قدرداني و سپاسگزاري مي‌نمايد. همچنين لازم مي‌داند از همكاران ايشان در پژوهشگاه يادشده، متخصصان زلزله، مهندسان مشاور و اعضاي هيات علمي مراكز تحقيقاتي و دانشگاهي، به شرح زير، كه در تهيه و بروزرساني اين دستورالعمل ما را ياري نمودند، تشكر نمايد:

اسامي كميتوِي اصلي و همكاران تهيه‌كننده‌ي دستورالعمل به‌ترتيب حروف الفبا

الف : كارگروه اصلي تهيه‌كننده‌ي ويرايش اول دستورالعمل (سال 1381)

1- فرهاد بهنام‌فر
2- بهرخ حسيني هاشمي (مجري پروژه)
3- عبدالرضا سروقد مقدم
4- علي‌اصغر طاهري بهبهاني
5- محسن غفوري آشتياني (مدير پروژه)

ب : كارگروه همكار در تهيه‌ي ويرايش اول دستورالعمل (سال 1381)

1- فرهاد بهنام‌فر
2- محسن تهراني‌زاده
3- محمد كاظم جعفري ممقاني
4- نقدعلي حسين‌زاده
5- محمود حسيني
6- بهرخ حسيني هاشمي
7- مهدي زارع
8- كارن زند
9- عبدالرضا سروقد مقدم
10- كيوان صابري
11- منصور ضيايي‌فر
12- فرامرز عالمي
13- فرج‌ا... عسكري
14- محمودرضا ماهري
15- مهرتاش معتمدي
16- كيان ميرزا
17- سيد مجدالدين ميرمحمد ميرحسيني
18- اكبر واثقي
19- محمد قاسم وتر

پ : كارگروه به روز رساني دستورالعمل (سال 1385-1384)

20- محمدتقي احمدي
21- رضا اسفنديارِي صدق

22- فرهاد بهنام‌فر
23- علي تبـار
24- محسن تهراني‌زاده
25- بهرخ حسيني هاشمي
26- عبدالرضا سروقد مقدم
27- محسن حائري (فصل 4)
28- فرجا... عسكري (فصل 4)
29- سيدجواد قانع‌فر (فصل 4)
30- محسن كماليان (فصل 4)
31- بهروز گتميري (فصل 4)

ت : كميته‌ي تصويب دستورالعمل بهسازي لرزه‌اي (سال 1385-1384)

1- محمدتقي احمدي
2- رضا اسفنديارى صدق
3- مهرداد اشتري
4- علي‌رضا آقابابايي مباركه
5- علي‌اكبر آقاكوچك
6- فرهاد بهنام‌فر
7- اسماعيل پورشاهيد
8- علي تبـار
9- عباسعلي تسنيمي
10- محسن تهراني‌زاده
11- محسن حائري
12- سيدمحمود حسيني
13- بهرخ حسيني هاشمي
14- مرتضي زاهدي
15- عبدالرضا سروقد مقدم
16- حمزه شكيب
17- شاپور طاحوني
18- فرجا... عسكري
19- محسن غفوري آشتياني
20- محسن كماليان

فهرست مطا ا

فKdž اوğ: مغدماΘ بهڅازي لرزڅاي

۱-۱- محدوده‌ي کاربرد ۳
۱-۲- مباني بهسازي ۳
۱-۳- مراحل بهسازي ۳
۱-۳-۱- بررسي ويژگي‌هاي ساختمان ۳
۱-۳-۲- انتخاب هدف بهسازي ۳
۱-۳-۳- جمع‌آوري اطلاعات وضعيت موجود ساختمان ۳
۱-۳-۴- نياز يا عدم نياز به بهسازي ۴
۱-۳-۵- ارايه‌ي طرح بهسازي و ارزيابي آن ۴
۱-۴- هدف بهسازي ۴
۱-۴-۱- بهسازي مبنا ۴
۱-۴-۲- بهسازي مطلوب ۴
۱-۴-۳- بهسازي ويژه ۴
۱-۴-۴- بهسازي محدود ۴
۱-۴-۵- بهسازي موضعي ۵
۱-۵- سطوح عملکرد ساختمان ۵
۱-۵-۱- سطوح عملکرد اجزاي سازه‌اي ۵
۱-۵-۲- سطوح عملکرد اجزاي غيرسازه‌اي ۶
۱-۵-۳- سطوح عملکرد کل ساختمان ۷
۱-۶- تحليل خطر زلزله و طيف طراحي ۸
۱-۶-۱- کليات ۸
۱-۶-۲- طيف طرح ارتجاعي استاندارد ۹
۱-۶-۳- طيف طرح ارتجاعي ويژه‌ي ساختگاه ۹

فKdž دوϱ: مااني و مΘزوماΘ

۲-۱- محدوده‌ي کاربرد ۱۵
۲-۲- اطلاعات وضعيت موجود ساختمان ۱۵
۲-۲-۱- پيکربندي ساختمان ۱۵
۲-۲-۲- خواص اعضا ۱۵
۲-۲-۳- مشخصات ساختگاه ۱۶
۲-۲-۴- ساختمان‌هاي مجاور ۱۶
۲-۲-۵- سطوح اطلاعات ۱۷

۲-۳-روش‌هاي تحليل سازه..... ۱۸
۲-۳-۱- محدوده‌ي كاربرد روش‌هاي خطي ۱۸
۲-۳-۲- محدوده‌ي كاربرد روش‌هاي غيرخطي..... ۱۹
۲-۴- رفتار اجزاي سازه..... ۲۰
۲-۴-۱- مقاومت مصالح ۲۱
۲-۴-۲- ظرفيت اجزاي سازه..... ۲۲
۲-۵- معيارهاي پذيرش..... ۲۳
۲-۶- راه‌كارهاي بهسازي ۲۳
۲-۷- ضوابط كلي طراحي..... ۲۳
۲-۷-۱- اثرات هم‌زمان مولفه‌هاي زلزله ۲۳
۲-۷-۲- اثرات $P-\Delta$ ۲۳
۲-۷-۳- اثرات پيچش..... ۲۳
۲-۷-۴- اثرات واژگوني..... ۲۴
۲-۷-۵- پيوستگي ۲۴
۲-۷-۶- ديافراگم‌ها..... ۲۴
۲-۷-۷- ديوارها..... ۲۶
۲-۷-۸- اجزاي غيرسازه‌اي..... ۲۷
۲-۷-۹- ساختمان‌هاي با اعضاي مشترك ۲۷
۲-۷-۱۰- درزهاي انقطاع ۲۸
۲-۷-۱۱- اثر مولفه‌ي قايم زلزله ۲۸
۲-۸- روش‌هاي آزمايش براي ارزيابي و مطالعات بهسازي لرزه‌اي ساختمان‌ها..... ۲۹
۲-۸-۱- كليات ۲۹
۲-۸-۲- تعيين خصوصيات لرزه‌اي ساختمان ۲۹
۲-۸-۳- تهيه‌ي مشخصات مصالح به‌كاررفته در ساختمان ۲۹
فژKدž سوQ: رو p هاي ت‌TيهKي
۳-۱- محدوده‌ي كاربرد..... ۳۳
۳-۲- ضوابط كلي تحليل..... ۳۳
۳-۲-۱- انتخاب روش تحليل..... ۳۳
۳-۲-۲- مدل‌سازي ۳۳
۳-۲-۳- پيچش..... ۳۴
۳-۲-۴- ديافراگم‌ها..... ۳۵
۳-۲-۵- اثرات $P-\Delta$ ۳۶
۳-۲-۶- اندركنش خاك و سازه..... ۳۶
۳-۲-۷- اثر هم‌زمان مولفه‌هاي زلزله..... ۳۷
۳-۲-۸- تركيب بازگذاري ثقلي و جانبي ۳۷
۳-۲-۹- بررسي اعتبار فرضيات طراحي ۳۷

۳-۲-۱۰- واژگوني ۳۷
۳-۳- روش‌هاي تحليل سازه ۳۸
۳-۳-۱- تحليل استاتيكي خطي ۳۹
۳-۳-۲- تحليل ديناميكي خطي ۴۱
۳-۳-۳- تحليل استاتيكي غير خطي ۴۳
۳-۳-۴- تحليل ديناميكي غيرخطي ۴۷
۳-۴- معيارهاي پذيرش ۴۸
۳-۴-۱- روش‌هاي خطي ۴۸
۳-۴-۲- روش‌هاي غيرخطي ۴۹
فصل چهارم: بهسازي در تراز پي ساختمان
۴-۱- محدوده‌ي كاربرد ۵۳
۴-۲- ويژگي‌هاي ساختگاهي ۵۳
۴-۲-۱- اطلاعات پي ۵۳
۴-۲-۲- مخاطرات ساختگاهي ناشي از ناپايداري ۵۵
۴-۳- كاهش مخاطرات ساختگاهي ۵۷
۴-۴- مقاومت و سختي پي ۵۷
۴-۴-۱- ظرفيت باربري پي‌ها ۵۸
۴-۴-۲- منحني نيرو- تغييرمكان پي ۵۸
۴-۴-۳- معيارهاي پذيرش پي ۶۷
۴-۵- فشار لرزه‌اي جانبي خاك ۶۸
۴-۶- بهسازي پي ۶۹
فصل پنجم: بهسازي سازه‌هاي فولادي
۵-۱- محدوده‌ي كاربرد ۷۱
۵-۲- مشخصات مصالح و بازرسي وضعيت موجود ساختمان ۷۱
۵-۲-۱- كليات ۷۱
۵-۲-۲- مشخصات مصالح ۷۱
۵-۲-۳- بازرسي وضعيت موجود ۷۳
۵-۲-۴- ضريب آگاهي κ ۷۵
۵-۳- ملزومات و فرضيات طراحي ۷۵
۵-۳-۱- سختي ۷۵
۵-۳-۲- مقاومت ۷۹
۵-۳-۳- معيارهاي بهسازي ۷۹
۵-۴- قاب‌هاي خمشي فولادي ۷۹
۵-۴-۱- كليات ۷۹
۵-۴-۲- قاب‌هاي صلب ۸۰
۵-۴-۳- قاب‌هاي نيمه‌صلب ۸۹

۵-۵- قاب‌هاي فولادي مهاربندي‌شده ۹۷
۵-۵-۱-کليات ۹۷
۵-۵-۲- قاب‌هاي مهاربندي‌شده با محورهاي متقارب ۹۸
۵-۵-۳- قاب‌هاي مهاربندي‌شده با محورهاي غيرمتقارب ۱۰۰
۵-۶- ديوارهاي برشي فولادي ۱۱۴
۵-۶-۱- کليات ۱۱۴
۵-۶-۲- سختي ۱۱۴
۵-۶-۳- مقاومت ۱۱۵
۵-۶-۴- معيارهاي پذيرش ۱۱۶
۵-۶-۵- معيارهاي بهسازي ۱۱۶
۵-۷- قاب‌هاي با اتصالات خورجيني ۱۱۷
۵-۷-۱- کليات، سختي، مقاومت و معيارهاي پذيرش ۱۱۷
۵-۷-۲- معيارهاي بهسازي ۱۱۷
۵-۸-قاب‌هاي فولادي با ميان‌قاب ۱۱۷
۵-۹- ديافراگم‌ها ۱۱۸
۵-۹-۱- ديافراگم‌هاي کف فلزي بدون پوشش ۱۱۸
۵-۹-۲- ديافراگم‌هاي کف فلزي با پوشش بتن سازه‌اي ۱۱۹
۵-۹-۳- ديافراگم‌هاي کف فلزي با پوشش بتن غيرسازه‌اي ۱۲۰
۵-۹-۴- مهاربندي فولادي افقي (ديافراگم‌هاي خرپايي فولادي) ۱۲۲
۵-۹-۵- ديافراگم‌هاي طاق‌ضربي ۱۲۳
۵-۹-۶- اعضاي تير لبه و برش‌گيرها ۱۲۵
۵-۱۰- پي‌هاي متشکل از شمع‌هاي فولادي ۱۲۶
۵-۱۰-۱- کليات ۱۲۶
۵-۱۰-۲- سختي ۱۲۶
۵-۱۰-۳- مقاومت ۱۲۶
۵-۱۰-۴- معيارهاي پذيرش ۱۲۶
۵-۱۰-۵- معيارهاي بهسازي ۱۲۷
فŘdž ششQ̄: بهڅازي سازdzهاي بتني
۶-۱- محدوده‌ي کاربرد ۱۳۱
۶-۲- مشخصات مصالح و ارزيابي وضعيت موجود ساختمان ۱۳۱
۶-۲-۱- کليات ۱۳۱
۶-۲-۲- مشخصات مصالح ۱۳۲
۶-۲-۳- بازرسي وضعيت موجود ۱۳۵
۶-۲-۴- ضريب آگاهي κ ۱۳۷
۶-۳- ملزومات و فرضيات طراحي ۱۳۸
۶-۳-۱- مدل‌سازي ۱۳۸

۶-۳-۲- مقاومت ۱۴۰
۶-۳-۳- بارهاي محوري و خمشي ۱۴۲
۶-۳-۴- برش و پيچش ۱۴۳
۶-۳-۵- طول‌گيرايي و وصله‌هاي آرماتور ۱۴۳
۶-۳-۶- اتصالات ۱۴۵
۶-۳-۷- ضوابط كلي بهسازي ۱۴۵
۶-۴- سيستم‌هاي سازه‌اي ۱۴۶
۶-۴-۱- قاب‌هاي خمشي بتني ۱۴۶
۶-۴-۲- قاب‌هاي بتني پيش‌ساخته ۱۶۵
۶-۴-۳- قاب‌هاي بتني با ميان‌قاب ۱۶۸
۶-۴-۴- قاب‌هاي بتني مهاربندي‌شده ۱۷۵
۶-۵- اجزاي سازه‌اي بتني ۱۷۷
۶-۵-۱- ديوارهاي برشي بتني ۱۷۷
۶-۵-۲- ديوارهاي برشي بتني پيش‌ساخته ۱۸۹
۶-۵-۳- ديافراگم‌هاي بتني درجا ۱۹۳
۶-۵-۴- ديافراگم‌هاي بتني پيش‌ساخته ۱۹۴
۶-۵-۵- پي‌هاي بتني ۱۹۵
فصل ۷: بهسازي ساختمان‌هاي موجود بنايي و ميان‌قاب‌هاي موجود بنايي
۷-۱- كليات ۲۰۱
۷-۲- انواع ساختمان‌هاي مصالح بنايي ۲۰۱
۷-۲-۱- ساختمان‌هاي مصالح بنايي سنتي ۲۰۱
۷-۲-۲- ساختمان‌هاي مصالح بنايي كلاف‌دار ۲۰۱
۷-۳- محدوده‌ي كاربرد ۲۰۱
۷-۴- مراحل روش ساده‌ي بهسازي ۲۰۲
۷-۴-۱- مشخص‌نمودن نوع ساختمان ۲۰۲
۷-۴-۲- مشخص‌نمودن نواقص ساختمان ۲۰۲
۷-۴-۳- تهيه‌ي جزييات طرح بهسازي براي رفع نواقص ساختمان ۲۰۲
۷-۴-۴- ارزيابي مجدد ساختمان با درنظرگرفتن طرح‌هاي پيش‌بيني‌شده براي بهسازي ۲۰۲
۷-۴-۵- طراحي جزييات بهسازي براي اجزاي غيرسازه‌اي ۲۰۲
۷-۵- نواقص متداول در ساختمان‌هاي مصالح بنايي ۲۰۲
۷-۵-۱- ساختمان‌هاي مصالح بنايي سنتي ۲۰۲
۷-۵-۲- ساختمان‌هاي مصالح بنايي كلاف‌دار ۲۰۴
۷-۶- ارزيابي آسيب‌پذيري ساختمان‌هاي مصالح بنايي ۲۰۴
۷-۶-۱- ارزيابي آسيب‌پذيري ساختمان‌هاي مصالح بنايي سنتي ۲۰۴
۷-۶-۲- ارزيابي آسيب‌پذيري ساختمان‌هاي مصالح بنايي كلاف‌دار ۲۱۲
۷-۷- راه‌كارهاي پيشنهادي براي بهسازي ساختمان‌هاي مصالح بنايي ۲۱۴

۷-۷-۱- افزايش كيفيت مصالح بنايي ۲۱۴
۷-۷-۲- بهسازي سيستم سازه‌اي ساختمان ۲۱۴
۷-۷-۳- بهسازي ديوارهاي باربر ۲۱۶
۷-۷-۴- بهسازي دال‌ها ۲۱۸
۷-۷-۵- بهسازي اتصالات اعضاي ساختمان ۲۱۸
۷-۷-۶- بهسازي اعضاي غيرسازه‌اي ساختمان‌هاي مصالح بنايي ۲۱۹
۷-۷-۷- بهسازي سيستم كلاف ۲۲۰
۷-۸- ميان‌قاب‌هاي مصالح بنايي ۲۲۲
۷-۸-۱- كليات ۲۲۲
۷-۸-۲- ارزيابي ميان‌قاب‌هاي مصالح بنايي در جهت درون صفحه ۲۲۳
۷-۸-۳- ارزيابي ميان‌قاب‌هاي مصالح بنايي در جهت عمود بر صفحه ۲۲۷
فصل هشتم: سيستم‌هاي جداساز لرزه‌اي و سيستم‌هاي ويژه اتلاف انرژي
۸-۱- محدوده‌ي كاربرد ۲۳۳
۸-۲- سيستم‌هاي جداساز لرزه‌اي ۲۳۳
۸-۲-۱- كليات ۲۳۳
۸-۲-۲- مشخصات مكانيكي و نحوه‌ي مدل‌سازي سيستم‌هاي جداساز لرزه‌اي ۲۳۳
۸-۲-۳- ضوابط كلي براي طراحي سيستم جداساز ۲۳۶
۸-۲-۴- روش‌هاي تحليل خطي ۲۳۸
۸-۲-۵- روش‌هاي تحليل غيرخطي ۲۴۲
۸-۲-۶- اجزاي غيرسازه‌اي ۲۴۳
۸-۲-۷- جزييات موردنياز سيستم ۲۴۴
۸-۲-۸- بازبيني طرح ۲۴۷
۸-۲-۹- مشخصات لازم براي طراحي و آزمايش سيستم جداساز ۲۴۷
۸-۳- سيستم‌هاي غيرفعال اتلاف انرژي ۲۵۲
۸-۳-۱- ضوابط كلي ۲۵۲
۸-۳-۲- به‌كارگيري وسايل اتلاف انرژي ۲۵۲
۸-۳-۳- مدل‌سازي وسايل اتلاف انرژي ۲۵۳
۸-۳-۴- روش‌هاي خطي ۲۵۵
۸-۳-۵- روش‌هاي غيرخطي ۲۵۹
۸-۳-۶- ضوابط تفصيلي سيستم‌ها ۲۶۱
۸-۳-۷- بازبيني طرح ۲۶۲
۸-۳-۸- آزمايش‌هاي لازم براي وسايل اتلاف انرژي ۲۶۲
۸-۴- ساير سيستم‌هاي كنترل پاسخ ۲۶۶
فصل نهم: بهسازي اجزاي ويژه‌اي
۹-۱- محدوده‌ي كاربرد ۲۶۹
۹-۲- روش كار ۲۶۹

۹-۲-۱- ارزيابي وضعيت موجود ۲۶۹
۹-۲-۲- تعداد نمونه‌ها جهت بازرسي ۲۶۹
۹-۳- ملاحظات تاريخچه‌اي و ارزيابي اجزا ۲۷۵
۹-۳-۱- اطلاعات تاريخچه‌اي ۲۷۵
۹-۳-۲- ارزيابي اجزا ۲۷۵
۹-۴- اهداف بهسازي ۲۷۵
۹-۵- اندركنش سازه و اجزاي غيرسازه‌اي ۲۷۵
۹-۵-۱- اصلاح پاسخ ۲۷۵
۹-۵-۲- جداسازي لرزه‌اي ۲۷۶
۹-۶- رده‌بندي رفتاري اجزا ۲۷۶
۹-۶-۱- اجزاي حساس به شتاب ۲۷۶
۹-۶-۲- اجزاي حساس به تغييرشكل ۲۷۶
۹-۷- روش‌هاي ارزيابي ۲۷۶
۹-۷-۱- روش تجويزي ۲۷۶
۹-۷-۲- روش تحليلي ۲۷۷
۹-۸- روش‌هاي بهسازي ۲۷۹
۹-۹- اجزاي معماري: تعريف، رفتار، و معيارهاي پذيرش ۲۷۹
۹-۹-۱- سفت‌كاري ديوارهاي خارجي ۲۷۹
۹-۹-۲- سفت‌كاري ديوارهاي داخلي ۲۸۰
۹-۹-۳- نازك‌كاري ديوارهاي خارجي ۲۸۱
۹-۹-۴- نازك‌كاري ديوارهاي داخلي ۲۸۳
۹-۹-۵- سقف‌هاي كاذب ۲۸۵
۹-۹-۶- جان پناه‌ها و سايه‌بان‌ها ۲۸۶
۹-۹-۷- دودكش‌هاي ساختماني ۲۸۷
۹-۹-۸- راه‌پله‌ها ۲۸۸
۹-۱۰- اجزاي مكانيكي، برقي و تجهيزات داخل: تعريف، رفتار و معيارهاي پذيرش ۲۸۸
۹-۱۰-۱- تاسيسات سرمايش و گرمايش ۲۸۹
۹-۱۰-۲- مخازن مايعات و آبگرمكن‌ها ۲۹۰
۹-۱۰-۳- لوله‌ها ۲۹۰
۹-۱۰-۴- تجهيزات برقي و مخابراتي ۲۹۳
۹-۱۰-۵- سيم‌كشي‌ها و كابل‌كشي‌ها ۲۹۴
۹-۱۰-۶- اجزاي روشنايي ۲۹۴
۹-۱۰-۷- قفسه‌ها ۲۹۵
۹-۱۰-۸- كف‌هاي كاذب ۲۹۶
۹-۱۰-۹- آسانسورها ۲۹۷
۹-۱۰-۱۰- نقاله‌ها ۲۹۷

علایم

A شتاب مبنای طرح، بند (1-6-3-1)، روابط (7-2) و (7-6)
سطح مقطع شمع، رابطه (4-12)
سطح مقطع ستون، روابط (5-9)، (5-10)، (5-14) و (5-16)

A_b سطح مقطع پیچ یا پرچ، روابط (5-21)، (5-25) و (5-28)
سطح مقطع ستون، رابطه (5-39)
مجموع دو سطح آجر در درزهای افقی بالا و پایین، در بلوک‌های سیمانی و آجری مجوف سطح مقطع خالص محسوب می‌شود، رابطه (7-1)

A_c سطح مقطع تیر، رابطه (5-39)

A_e سطح مقطع خالص موثر بال افقی نبشی، رابطه (5-24)

A_f سطح مقطع بال تیر، بند (5-4-2-4-2)

A_g سطح مقطع بال افقی نبشی، رابطه (5-23)
سطح مقطع ستون و دیوار بتنی، جدول (6-2)
سطح مقطع ستون بتنی، جدول‌های (6-5)، (6-6)، (6-8)، (6-9)

A_i مجموع سطح مقطع افقی دیوارهای موجود در طبقه، رابطه (7-4)

A_{ni} سطح مقطع افقی خالص ملات بین دو رج مجاور پانل میان‌قاب، رابطه (7-8)

A_s سطح مقطع فولاد کششی، جدول‌های (6-2)، (6-14) و (6-16)

A'_s سطح مقطع فولاد فشاری، جدول‌های (6-14) و (6-16)

A_w سطح مقطع اسمی جان تیر، رابطه (5-8)
سطح مقطع جان تیر پیوند، رابطه (5-33) و (5-36)
سطح مقطع جان، $b_w d$، فصل 6

B طیف ضریب بازتاب ساختمان، فصل 1
عرض شالوده، روابط (4-5)، (4-17) و (4-11)

B_1 نسبت پارامتر شتاب طیفی با میرایی 5% به پارامتر شتاب طیفی با میرایی موردنظر برای زمان تناوب یک ثانیه، جدول (8-1)، روابط (8-2) و (8-4)

B_S نسبت پارامتر شتاب طیفی با میرایی 5% به پارامتر شتاب طیفی با میرایی موردنظر برای زمان تناوب کوتاه، جدول (8-1)

C یا C_j ضریب میرایی، روابط (8-22)، (8-24)، (8-29)، (8-30)، (8-35) و (8-37)

C_O ضریب اصلاح برای ارتباط تغییرمکان طیفی سیستم یک‌درجه آزادی به تغییرمکان بام سیستم چند درجه آزادی، رابطه (3-14)
ضریب میرایی وسیله‌ی لزج (ویسکوز) مایع، رابطه (8-25)

C_1 ضریب تصحیح برای اعمال تغییرمکان‌های غیرارتجاعی سیستم، روابط (3-3)، (3-4)، (3-6)، (3-7)، (3-14)، (3-15) و (3-18)

C_2 ضریب اصلاح برای اعمال اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای بر پاسخ تغییرمکان‌های حداکثر به دلیل رفتار چرخشی آن‌ها، روابط (3-3)، (3-4)، (3-6)، (3-14) و (3-18)

C_3 ضریب اصلاح برای اعمال اثرات $P-\Delta$ با رفتار غیرارتجاعی مصالح، روابط (3-3)، (3-4) (3-6)، (3-8)، (3-9)، (3-14) و (3-18)

C_b ضریب برای اعمال اثر غیریکنواخت لنگر که با توجه به مبحث 10 مقررات ملی ساختمانی ایران محاسبه می‌شود، رابطه (5-11)

CF_1 یا CF_2 ضرایب وزنی برای محاسبه‌ی تلاش‌های طراحی اجزاء ساختمان بهسازی‌شده در مرحله‌ی حداکثر تغییرمکان نسبی و در مرحله‌ی حداکثر سرعت، برای سیستم‌های غیرفعال اتلاف انرژی وابسته به سرعت، روابط (8-31) و (8-32)

C_m ضریب اصلاح برای اعمال اثر مودهای بالاتر مطابق جدول (3-1)، روابط (3-6) و (3-16)

C_{mx} یا C_{my} ضریب یکنواخت‌کننده‌ی لنگر که با توجه به مبحث 10 مقررات ملی ساختمانی ایران محاسبه می‌شود، روابط (5-13) و (5-15)

D تغییرشکل تعمیم‌یافته، بدون بعد، رابطه (8-1)
جابجایی نسبی دو انتهای وسیله‌ی غیرفعال اتلاف انرژی، روابط (8-20) و (8-22)

D^- حداکثر جابجایی منفی وسیله‌ی غیرفعال اتلاف انرژی، روابط (8-21) و (8-23)

D^+ حداکثر جابجایی مثبت وسیله‌ی غیرفعال اتلاف انرژی، روابط (8-21) و (8-23)

$\dot{D}$ سرعت نسبی دو انتهای وسیله‌ی غیرفعال اتلاف انرژی، روابط (8-22) و (8-25)

D_{ave} میانگین حداکثر جابجایی مثبت و منفی سیستم غیرفعال اتلاف انرژی، $\left(\left|D^+\right|+\left|D^-\right|\right)/2$، رابطه (8-24)

DCR نسبت نیرو به ظرفیت، فصل 2

$\overline{DCR}$ میانگین نسبت نیرو به ظرفیت در طبقه، فصل 2

D_D تغییرمکان طراحی مرکز سختی سیستم جداساز در جهت مورد بررسی، روابط (8-2)، (8-6)، (8-8)، (8-10)، (8-14)، (8-15) و (8-18)

D'_D تغییرمکان هدف در اثر زلزله طرح در مرکز جرم اولین کف واقع در روی سیستم جداساز در جهت مورد بررسی، رابطه (8-10)

D_M حداکثر تغییرمکان مرکز سختی سیستم جداساز در جهت مورد بررسی، روابط (8-4)، (8-7) (8-11)، (8-16)، (8-17) و (8-19)

D'_M تغییرمکان هدف زلزله‌ی سطح خطر-2 در مرکز جرم اولین کف واقع در روی سیستم جداساز در جهت مورد بررسی، رابطه (8-11)

D_P تغییرمکان جانبی نسبی جزء غیرسازه‌ای، رابطه (8-9)

D_r نسبت تغییرمکان نسبی جزء غیرسازه‌ای، رابطه (9-7)

D_{TD} کل تغییرمکان طراحی در اجزای سیستم جداساز، شامل تغییرمکان مرکز جرم و تغییرمکان‌های اضافی ناشی از پیچش واقعی و اتفاقی در جهت مورد بررسی، رابطه (8-6)

$\mathbf{D_{TM}}$ کل تغییرمکان حداکثر در اجزای سیستم جداساز، شامل تغییرمکان مرکز جرم و تغییرمکان‌های اضافی ناشی از پیچش واقعی و اتفاقی در جهت مورد بررسی، رابطه (8-7)

$\mathbf{E}$ ضریب ارتجاعی، روابط (4-12)، (5-1)، (5-2)، (5-20) و (5-34)

$\mathbf{E_c}$ ضریب ارتجاعی بتن، رابطه (6-4)

$\mathbf{E_{fe}}$ ضریب ارتجاعی مورد انتظار مصالح قاب، رابطه (7-7)

$\mathbf{E_{loop}}$ انرژی تلف‌شده در هر چرخه‌ی کامل در سیستم جداساز، که براساس سطح محصور منحنی نیرو- تغییرمکان در یک چرخه‌ی کامل محاسبه می‌شود، رابطه (8-13)

$\mathbf{E_{me}}$ ضریب ارتجاعی مورد انتظار مصالح میان‌قاب، رابطه (7-7)

$\mathbf{E_S}$ ضریب ارتجاعی میلگرد، فصل 6

$\mathbf{F}$ نیرو در سیستم جداساز لرزه‌ای یا سیستم غیرفعال اتلاف انرژی، روابط (8-1)، (8-20)، (8-22) و (8-25)

$\mathbf{F^-}$ نیرو در سیستم جداساز لرزه‌ای یا سیستم غیرفعال اتلاف انرژی در تغییرمکان نظیر $\mathbf{\Delta^-}$ یا $\mathbf{D^-}$، روابط (8-12)، (8-21)، (8-23) و (8-38)

$\mathbf{F^+}$ نیرو در سیستم جداساز لرزه‌ای یا سیستم غیرفعال اتلاف انرژی در تغییرمکان نظیر $\mathbf{\Delta^+}$ یا $\mathbf{D^+}$، روابط (8-12) و (8-21)، (8-23) و (8-38)

$\mathbf{F_a}$ تنش مجاز محوری فشاری که با قراردادن $\mathbf{F_{yLB}}$ به جای $\mathbf{F_y}$ مطابق مبحث 10 مقررات ملی ساختمانی ایران محاسبه می‌شود، رابطه (5-9)

$\mathbf{F_b}$ تنش مجاز خمشی که با قراردادن $\mathbf{F_{ye}}$ به جای $\mathbf{F_y}$ مطابق مبحث 10 مقررات ملی ساختمانی ایران محاسبه می‌شود، رابطه (5-7)

$\mathbf{F_i}$ یا $\mathbf{F_j}$ نیروی اینرسی در تراز کف **i** -ُام، بند (8-3-3-1)، رابطه (8-9)
نیروی جانبی وارد بر تراز کف **i** -ُام یا **j** -ُام، روابط (3-10)، (3-12) و (7-3)

$\mathbf{F_p}$ نیروی افقی برای طراحی اجزای سازه‌ای یا غیرسازه‌ای و اتصال آن‌ها به سازه، روابط (2-1)، (2-2)، (2-3)، (2-4) و (2-5)

نیروی اینرسی عمود بر دیوار، رابطه (7-6)
نیروی طراحی لرزه‌ای که به‌صورت افقی در مرکز جرم جزء موردنظر اعمال یا براساس توزیع جرم جزء توزیع می‌شود، روابط (9-1)، (9-2)، (9-3) و (9-4)

F_{Pi} نیروی اینرسی وارد بر دیافراگم طبقه‌ی **i** -اُم، رابطه (12-3)

F_{PV} نیروی طراحی لرزه‌ای که در راستای قایم در مرکز جرم جزء موردنظر اعمال یا براساس توزیع جرم جزء توزیع می‌شود، روابط (9-2)، (9-5) و (9-6)

F_t تنش مجاز کششی بر روی سطح مقطع کل یا سطح مقطع خالص موثر که براساس مبحث 10 مقررات ملی ساختمانی ایران و با استفاده از مقادیر F_{ye} و F_{ue} به‌جای F_y و F_u محاسبه می‌شود، روابط (5-23) و (5-24)
تنش مجاز کششی مورد انتظار برای پیچ یا پرچ با اتصال برشی (اتکایی)، جدول (5-4) تنش مجاز کششی مورد انتظار پیچ یا پرچ که براساس مبحث 10 مقررات ملی ساختمانی ایران و با استفاده از مقادیر F_{ye} و F_{ue} به جای F_y و F_u محاسبه می‌شود، روابط (5-25) و (5-28)

F_V تنش مجاز برشی که براساس مبحث 10 مقررات ملی ساختمان ایران بسته به نسبت $\frac{h}{t_w}$ و با استفاده از F_{ye} به‌جای F_y محاسبه می‌شود، رابطه (5-8)
تنش مجاز برشی پیچ یا پرچ که براساس مبحث 10 مقررات ملی ساختمانی ایران و با استفاده از مقادیر F_{ye} و F_{ue} بجای F_y و F_u محاسبه می‌شود، روابط (5-21 الف) و (5-21 ب)

F_y تنش حد تسلیم مصالح فولادی مورد استفاده، فصل 5

F_{ye} تنش حد تسلیم مورد انتظار مصالح، روابط (5-1) تا (5-6)، (5-10)، (5-14)، (5-16)، (5-26)، (5-29)، (5-36) و (5-40)

F_{yLB} کرانه‌ی پایین تنش حد تسلیم، فصل 5

F_u تنش حد نهایی مصالح، فصل 5

F_{ue} تنش حد نهایی مورد انتظار مصالح، جدول (5-4)

G مدول برشی خاک، رابطه (4-5)
مدول برشی فولاد، روابط (5-33) و (5-38)

G_o مدول برشی اولیه‌ی خاک، روابط (4-3) و (4-4)

H بار افقی وارد بر پی، فصل 4
ارتفاع دیوار حایل، رابطه (4-17)
ارتفاع ساختمان برحسب متر، رابطه (3-5)

I لنگر اینرسی، رابطه (4-6)
ضریب اهمیت، روابط (7-2) و (7-6)

I_b لنگر اینرسی تیر، روابط (5-1)، (5-20) و (5-34)

I_c لنگر اینرسی ستون، رابطه (5-2)

I_{col} لنگر اینرسی مقطع ستون، رابطه (7-7)

I_f لنگر اینرسی انعطاف‌پذیرترین جزء قاب دربرگیرنده‌ی میان‌قاب، بند (7-8-3-1)

I_g لنگر اینرسی مقطع کامل بتنی بدون درنظرگرفتن میلگردها، حول محوری که از مرکز سطح عبور می‌نماید، فصل 6

I_P ضریب عملکرد جزء غیرسازه‌ای: برای سطح ایمنی جانی برابر 1/0 و برای سطح قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه برابر 1/5 می‌باشد، روابط (9-1)، (9-3)، (9-4)، (9-5) و (9-6)

J ضریب مورد استفاده در تحلیل‌های خطی جهت تخمین نیروی منتقل‌شده به اجزای کنترل‌شونده توسط نیرو از طریق دیگر اجزای تسلیم‌شده، روابط (3-3) و (3-18)

K ضریب طول موثر کمانش ستون‌ها، مقررات ملی ساختمانی ایران، مبحث 10، فصل 5

K' سختی ذخیره‌شده در وسیله‌ی لزج – ارتجاعی جامد، رابطه (8-23)

K'' سختی تلف‌شده در وسیله‌ی لزج – ارتجاعی جامد، رابطه (8-24)

K_{θ} سختی فنر چرخشی معادل اتصال نیمه‌صلب، روابط (5-19 الف)، (5-19 ب) و (5-20)

K_b سختی خمشی، روابط (5-32) و (5-34)

K_{Dmax} سختی موثر حداکثر سیستم جداساز در تغییرمکان طراحی و درجهت جانبی موردنظر، روابط (8-8)، (8-14) و (8-18)

K_{Dmin} سختی موثر حداقل سیستم جداساز در تغییرمکان طراحی و درجهت جانبی موردنظر، روابط (8-3) و (8-15)

K_e سختی جانبی موثر برای روش استاتیکی غیرخطی، رابطه (3-13)
سختی ارتجاعی تیر پیوند، روابط (5-32) و (5-35)

K_{eff} سختی موثر سیستم جداساز با سیستم غیرفعال اتلاف انرژی، روابط (8-1)، (8-12)، (8-13)، (8-20)، (8-21)، (8-22)، (8-23)، (8-38) و (8-39)

K_i سختی جانبی ارتجاعی برای روش استاتیکی غیرخطی، رابطه (3-13)

K_{Mmax} سختی موثر حداکثر سیستم جداساز در تغییرمکان حداکثر و درجهت جانبی موردنظر، روابط (8-16) و (8-19)

K_{Mmin} سختی موثر حداقل سیستم جداساز در تغییرمکان حداکثر و درجهت جانبی موردنظر، روابط (8-5) و (8-19)

K_s سختی برشی، روابط (5-32) و (5-33)

K_{pr} سختی چرخشی پی عمیق، رابطه (4-13)

K_{sv} سختی فنری واحد بستر، رابطه (4-5)
سختی فنری محوری گروه شمع، رابطه (4-12)

K_w سختی کلی دیوار برشی فولادی، روابط (5-38) و (5-41)

L طول شالوده در پلان، روابط (4-17) و (4-11)

طول شمع، رابطه (4-12)
طول دهانه، فصل 5
طول دیوار برشی فولادی، رابطه (5-39)
طول عضو که در راستای آن خمش رخ می‌دهد، بند (6-5-1-2-2-1)

L_b فاصله‌ی بین دو مهار جانبی متوالی برای جلوگیری از پیچش تیر، رابطه (5-11)
طول دهانه‌ی تیر از مرکز تا مرکز، رابطه (5-20)

L_c فاصله‌ی لازم بین دو مهار جانبی متوالی برای استفاده از ظرفیت کامل خمیری مقطع، $635b_f / \sqrt{F_{ye}}$، رابطه (5-11)

L_{inf} طول پانل میان‌قاب، روابط (7-10) و (7-12)

L_r فاصله‌ی لازم بین دو مهار جانبی متوالی برای جلوگیری از کمانش جانبی پیچشی ارتجاعی تیر، $14\times10^5 / [d / A_f]F_{ye}$، رابطه (5-11)

L_w طول جوش، روابط (5-27) و (5-30)

M_c ظرفیت نهایی خمشی شالوده، رابطه (4-11)

M_{CE} مقاومت خمشی مورد انتظار، روابط (5-3)، (5-4) (5-6)، (5-7)، (5-19 الف)، (5-19 ب)، (5-21 الف)، (5-21 ب)، (5-22)، (5-25)، (5-26)، (5-27)، (5-28)، (5-29) و (5-37)

M_{CEx} مقاومت خمشی مورد انتظار عضو حول محور x، روابط (5-12)، (5-13)، (5-17) و (6-1)

M_{CEy} مقاومت خمشی مورد انتظار عضو حول محور y، روابط (5-12)، (5-13)، (5-17) و (6-1)

M_{CLx} کرانه‌ی پایین مقاومت خمشی عضو حول محور x، روابط (5-15) و (5-16)

M_{CLy} کرانه‌ی پایین مقاومت خمشی عضو حول محور y، روابط (5-15) و (5-16)

M_{gCS} لنگر خمشی وارد بر نوار ستونی دال ناشی از بارهای ثقلی، فصل 6

M_n مقاومت خمشی اسمی مقطع، فصل 6

$\mathbf{M_{nCS}}$ مقاومت خمشی اسمی نوار ستونی دال، فصل 6

$\mathbf{M_{OT}}$ لنگر واژگونی در طبقه‌ی موردنظر، روابط (3-3) و (3-4)

$\mathbf{M_{PCE}}$ ظرفیت خمشی مورد انتظار مقطع، رابطه (5-6)

$\mathbf{M_{PCEx}}$ ظرفیت خمشی مورد انتظار مقطع، حول محور x ، رابطه (5-14)

$\mathbf{M_{PCEy}}$ ظرفیت خمشی مورد انتظار مقطع، حول محور y ، رابطه (5-14)

$\mathbf{M_{ST}}$ لنگر مقاوم در برابر واژگونی ناشی از بارهای مرده، روابط (3-3) و (3-4)

$\mathbf{M_{UD}}$ لنگر طراحی، فصل 6

$\mathbf{M_{UDx}}$ لنگر خمشی حول محور x در عضو کنترل‌شونده توسط تغییرشکل، روابط (5-12)، (5-13)، (5-14)، (5-17) و (1-6)

$\mathbf{M_{UDy}}$ لنگر خمشی حول محور y در عضو کنترل‌شونده توسط تغییرشکل، روابط (5-12)، (5-13)، (5-14)، (5-17) و (1-6)

$\mathbf{M_{UFx}}$ لنگر خمشی حول محور x در عضو کنترل‌شونده توسط نیرو، روابط (5-15) و (5-16)

$\mathbf{M_{UFy}}$ لنگر خمشی حول محور y در عضو کنترل‌شونده توسط نیرو، روابط (5-15) و (5-16)

$\mathbf{M_y}$ ظرفیت لنگر تسلیم دیوار برشی، رابطه (6-4)

$\mathbf{N}$ تعداد شمع‌ها در گروه، روابط (4-12) و (4-13)

$\mathbf{(N_1)_{60}}$ مقاومت نفوذ استاندارد نرمالیزه‌شده برای 60 درصد انتقال انرژی و فشار روباره‌ی **100kpa**، روابط (4-4)

$\mathbf{N_b}$ تعداد پیچ‌ها یا پرچ‌ها، روابط (5-21 الف)، (5-21 ب)، (5-25) و (5-28)

$\mathbf{N_s}$ تعداد سطوح لغزش، رابطه (5-31)

$\mathbf{P}$ بار قایم وارد بر شالوده، رابطه (4-11)
نیروی محوری عضو، روابط (5-2) و (5-4)

نیروی محوری طراحی ستون واقع در بالای گره اتصال، جدول‌های (6-5)، (6-6)، (6-8) و (6-9)
نیروی محوری وارد بر دیوار برشی، جدول‌های (6-14) و (6-16)

P_{CE} مقاومت محوری مورد انتظار عضو یا اجزای اتصال، روابط (5-22) (5-23) و (5-24)

P_{CL} کرانه‌ی پایین مقاومت فشاری ستون، روابط (5-9)، (5-12)، (5-13) و (5-15)

P_i بخشی از وزن سازه شامل بار مرده و بار زنده‌ی دائم و 25% بار زنده‌ی متحرک در طبقه‌ی **i** -اُم، بند (1-5-2-3)

P_o نیروی محوری حداکثر قابل‌تحمل توسط دیوار برشی، بند (6-5-1-1-1)

P_{UF} نیروی محوری طراحی عضو، روابط (5-12) تا (5-16)

P_{ye} نیروی محوری حد تسلیم مورد انتظار عضو، روابط (5-2) و (5-4)

Q نیروی تعمیم‌یافته در جزء، اشکال (5-1) و (6-1)

Q_{allow} بار مجاز قایم در طراحی پی‌های عمیق برای بارهای ثقلی مشخص‌شده در مدارک فنی، رابطه (4-2)

Q_c ظرفیت باربری پی عمیق یا سطحی، روابط (4-2) و (4-17)

Q_{CE} مقاومت مورد انتظار جزء یا عضو در سطح تغییرشکل مورد بررسی، فصل 2، روابط (3-19)، (5-3) تا (5-8)، (5-10)، (5-21 الف)، (5-21 ب)، (5-22)، (5-25) تا (5-30)، (5-35)، (5-36)، (5-37)، (5-40) و (7-8)

Q_{CEb} مقاومت خمشی مورد انتظار تیر، رابطه (5-18)

Q_{CL} کرانه‌ی پایین مقاومت جزء یا عضو در سطح تغییرشکل مورد بررسی، فصل 2، روابط (3-20)، (5-9) و (7-14)

Q_{CLc} کرانه‌ی پایین مقاومت اتصال، رابطه (5-18)

Q_D تلاش طراحی ناشی از بار مرده، روابط (3-1) و (3-2)

Q_E تلاش طراحی ناشی از نیروی زلزله، روابط (3-17) و (3-18)

Q_G تلاش طراحی ناشی از بارهای ثقلی، روابط (3-1)، (3-2)، (3-17) و (3-18)

Q_L تلاش طراحی ناشی از بارهای زنده، رابطه (3-1)

Q_{UD} تلاش طراحی کنترل‌شونده توسط تغییرشکل ناشی از بارهای ثقلی و زلزله، فصل 2، روابط (3-17) و (3-19)

Q_{UF} تلاش طراحی کنترل‌شونده توسط نیروی ناشی از بارهای ثقلی و زلزله، روابط (3-18) و (3-20)

R نسبت مقاومت ارتجاعی موردنیاز به مقاومت تسلیم، روابط (3-15) و (3-16)

R_{OT} ضریب اصلاح لنگر واژگونی برای سطوح مختلف عملکرد ساختمان، رابطه (3-4)

R_P ضریب اصلاح پاسخ جزء، جدول‌های (9-1) و (9-2)، رابطه (9-3)

R_w ارزش جوش گوشه در برش، رابطه (5-27)
ارزش جوش نفوذی کامل در برش، رابطه (5-29)

S اساس مقطع ارتجاعی، رابطه (5-7)

S_1 مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب یک ثانیه برای هر سطح خطر زلزله و میرایی 5%، فصل 1، روابط (8-2) و (8-4)

S_a شتاب طیفی که از طیف طرح استاندارد و یا طیف طرح ویژه‌ی ساختگاه در یک زمان تناوب مشخص و برای یک نسبت میرایی خاص به‌دست می‌آید، فصل 1، روابط (3-6)، (3-14) و (3-16)

S_n فاصله‌ی بین شمع n ام تا محور دوران گروه شمع‌ها، رابطه (4-13)

S_s مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب کوتاه برای هر سطح خطر زلزله و میرایی 5%، فصل 1، روابط (1-2) تا (2-5)، (9-1)، (9-3)، (9-4)، (9-5) و (9-6)

T زمان تناوب اصلی ساختمان در جهت مورد بررسی، روابط (3-5)، (3-7)، (3-9)، (3-11) و (8-29)

T_s زمان تناوب مشترک بین دو ناحیه‌ی شتاب ثابت و سرعت ثابت در طیف بازتاب طرح و مقدار آن براساس جدول بند 2-4-3 استاندارد 2800 ایران به‌دست می‌آید، روابط (3-7) و (3-15)

T_b بار پیش‌تنیدگی پیچ‌ها مطابق مبحث 10 مقررات ملی ساختمانی ایران، رابطه (5-31)

T_{CE} مقاومت کششی مورد انتظار ستون، روابط (5-10) و (5-17)

T_D زمان تناوب موثر ساختمان جداسازی‌شده در تغییرمکان طرح و جهت مورد بررسی، رابطه (8-3) و (8-10)

T_e زمان تناوب موثر اصلی ساختمان درجهت مورد بررسی برای استفاده در روش استاتیکی غیرخطی، روابط (3-13)، (3-14) و (3-15)

زمان تناوب موثر اصلی ساختمان فوقانی با فرض پای گیردار درجهت مورد بررسی، روابط (8-10) و (8-11)

T_i زمان تناوب اصلی ساختمان با فرض رفتار خطی درجهت مورد بررسی برای استفاده در روش استاتیکی غیرخطی، رابطه (3-13)

T_M زمان تناوب موثر ساختمان جداسازی‌شده در تغییرمکان حداکثر و جهت مورد بررسی، روابط (8-4)، (8-5) و (8-11)

T_R دوره‌ی بازگشت یا احتمال وقوع سالیانه‌ی زلزله، فصل 1

T_S زمان تناوب اصلی سکانتی ساختمان بهسازی‌شده که از رابطه‌ی (3-13) با جایگزینی K_s (سختی سکانتی در تغییرمکان هدف) به جای K_e محاسبه می‌شود، رابطه (8-37)

T_{UD} نیروی محوری کششی ستون، رابطه (5-17)

V نیروی جانبی ناشی از زلزله، روابط (3-6) و (3-10)
نیروی برش پایه، روابط (7-2) و (7-3)

V_b نیروی جانبی لرزه‌ای وارد بر اجزای سیستم جداساز یا وارد بر اجزای واقع در زیر سیستم جداساز، رابطه (8-8)

V_{CE} مقاومت برشی مورد انتظار عضو، روابط (5-5)، (5-8)، (5-36)، (5-27) و (5-40)

V_{fre} مقاومت برشی مورد انتظار قاب لخت که برابر با ظرفیت ستون‌ها منظور می‌شود، فصل 7، جدول‌های (7-3) و (7-4)

V_g برش در مقطع بحرانی دال ناشی از نیروهای ثقلی، فصل 6

V_i نیروی برشی در عضو **i** -ُام در طبقه‌ی موردنظر، فصل 2
برش کل طبقه‌ی **i** -ُام، فصل 3 و رابطه (7-4)

V_{ine} مقاومت برشی مورد انتظار میان‌قاب، رابطه (7-8)

V_o مقاومت برشی دال در مقطع بحرانی، فصل 6

V_{pz} برش چشمه‌ی اتصال، فصل 5

V_S سرعت موج برشی در خاک و در کرنش‌های کوچک، رابطه (4-3)
مقاومت برشی اسمی تأمین‌شده توسط میلگردهای برشی، فصل 6
نیروی جانبی لرزه‌ای وارد بر اجزای واقع در بالای سیستم جداساز، رابطه (8-9)

V_t برش پایه‌ی نظیر تغییرمکان هدف، فصل 3

V_{test} نیروی موردنیاز برای جابجایی آجر، رابطه (7-1)

V_y مقامت تسلیم ساختمان در جهت مورد بررسی در تحلیل استاتیکی غیرخطی، رابطه (3-16)

W وزن جزء موردنظر، روابط (2-1)، (2-2)، (2-3)، (2-4) و (2-5)
وزن کل ساختمان، شامل وزن مرده‌ی ساختمان و درصدی از سربار زنده مطابق بخش (2-2) استاندارد 2800 ایران، روابط (3-6)، (3-16) و (2-7)
وزن کل مرده در طراحی سیستم جداساز، شامل وزن مرده‌ی سازه‌ی واقع در بالای سیستم جداساز، روابط (8-3) و (8-5)

W_D انرژی تلف‌شده در ساختمان یا جزء یا میراگر در خلال یک چرخه‌ی کامل، روابط (8-24) و (8-39)

W_i یا W_j وزن طبقه‌ی **i** -ُام یا **j** -ُام که مطابق بند (2-4-9) استاندارد 2800 ایران محاسبه می‌شود، روابط (3-10)، (3-12)، (7-3)، (8-9) و (8-30)

W_j کار انجام‌شده توسط میراگر **j** -ُام در یک چرخه‌ی کامل منطبق با تغییرمکان کف، روابط (8-26)، (8-28)، (8-29)، (8-36) و (8-37)

W_k انرژی کرنشی حداکثر در قاب، رابطه (8-27)

W_p وزن دیوار و ملحقات آن، رابطه (7-6)
وزن جزء در حالت بهره‌برداری، روابط (9-1)، (9-3)، (9-4)، (9-5) و (9-6)

X ارتفاع اتصال تکیه‌گاه فوقانی (تراز x) نسبت به تراز پایه، رابطه (9-7)

Y ارتفاع اتصال تکیه‌گاه تحتانی (تراز y) نسبت به تراز پایه، رابطه (9-7)

Z اساس مقطع خمیری، روابط (5-1)، (5-2)، (5-3)، (5-4) و (5-6)

a پارامتر مورد استفاده برای اندازه‌گیری تغییرشکل در منحنی نیرو- تغییرشکل اجزاء، شکل‌های (5-1) و (6-1)
عرض خالص دیوار بین ستون‌ها، روابط (5-38) و (5-40)
عرض معادل دستک فشاری میان‌قاب، روابط (7-7)، (7-9)، (7-10)، (7-11) و (7-12)

a_p ضریب بزرگ‌نمایی پاسخ جزء غیرسازه‌ای با استفاده از جدول‌های (9-1) یا (9-2)، روابط (9-3) و (9-5)

b پارامتر مورد استفاده برای اندازه‌گیری تغییرشکل در منحنی نیرو- تغییرشکل اجزاء، شکل‌های (5-1) و (6-1)
بُعد کوچکتر پلان ساختمان بهسازی‌شده، روابط (8-6) و (8-7)

b_a بُعد اتصال، روابط (5-25) و (5-26)

b_{bf} عرض بال تیر در روابط اتصالات تیر- ستون در بندهای (5-4-2-4-2) و (5-4-2-4-3)

b_{cf} عرض بال ستون در روابط اتصالات تیر- ستون در بندهای (5-4-2-4-2) و (5-4-2-4-3)

b_f عرض بال، جدول‌های (5-2) و (5-3)، فصل 5

b_t بُعد اتصال، روابط (5-28) و (5-29)

b_w عرض جان تیر بتنی، جدول‌های (6-4)، (6-5)، (6-7) و (6-8)

c پارامتر مورد استفاده برای اندازه‌گیری مقاومت پسماند، شکل‌های (5-1) و (6-1)

d ارتفـاع (عمـق) تیـر، بنـد (5-4-2-4-2)، جـدول‌هـای (5-2) و (5-3)، جـدول‌هـای (6-4)، (6-5)، (6-7) و (6-8)
پارامتر مورد استفاده برای اندازه‌گیری تغییرشکل، شکل (6-1)
بعد بزرگتر پلان ساختمان بهسازی‌شده، روابط (8-6) و (8-7)

d_b ارتفاع (عمق) تیـر، روابـط (5-21 الـف)، (5-21 ب)، (5-22)، (5-25)، (5-26)، (5-27)، (5-28)، (5-29)، (5-30) و (5-34)
قطر میلگرد، رابطه (3-6)

d_{bg} عمق گروه پیچ‌ها، جدول‌های (5-2) و (5-3)

d_c ارتفاع (عمق) ستون، رابطه (5-5)

e طول تیر پیوند، روابط (5-33)، (5-34)، (5-35)، (5-36) و (5-37)
پارامتر مورد استفاده برای اندازه‌گیری تغییرشکل، شکل‌های (2-1)، (2-2) و (6-1)
خروج از محوری واقعی مرکز جرم سازه‌ی فوقانی نسبت به مرکز سختی سیستم جداساز به‌علاوه‌ی خـروج از محوری اتفاقی که برابر 5% بعد حداکثر در راستای عمود بر راستای اثر بـار منظـور مـی‌شـود، روابـط (8-6) و (8-7)

f_1 فرکانس ارتعاش طبیعی، بند (8-3-3-2-3)

f_c تنش فشاری بتن، فصل 6

f'_m کرانه‌ی پایین مقاومت فشاری مصالح بنایی، رابطه (7-14)

f_{pc} تنش متوسط پیش‌تنیدگی، فصل 6

f_s تنش موجود در میلگرد، روابط (6-2) و (6-3)

f_{vie} مقاومت برشی مورد انتظار میان‌قاب مصالح بنایی، رابطه (7-8)

f_y تنش کششی تسلیم میلگرد، روابط (6-2) و (6-3)

g پارامتر مورد استفاده برای اندازه‌گیری تغییرشکل، شکل‌های (2-1)، (2-2) و (2-3)
شتاب ثقل($9807\ mm/sec^2$)، روابط (3-14) و (8-2) تا (8-5)

h	ارتفاع جان (فاصله‌ی بین لبه‌ی داخلی بال بالا و پایین)، بند (5-4-2-3-2-5)، بنـد (5-4-2-4)، جـدول‌هـای (5-2) و (5-3) ارتفاع متوسط ستون‌های طبقه، رابطه (5-20) ارتفاع خالص دیوار بین تیرها، روابط (5-38) و (5-39) ارتفاع متوسط بام سازه نسبت به تراز پایه، رابطه (3-9)
h_{col}	ارتفاع مرکز تا مرکز ستون، رابطه (7-7)
h_i یا h_j	ارتفاع طبقه‌ی i -اُم یا j -اُم تا تراز پایه، روابط (3-10)، (7-3) و (8-9) ارتفاع طبقه‌ی i -اُم، بند (3-2-5-1)
h_{inf}	ارتفاع پانل میان‌قاب، روابط (7-7)، (7-10)، (7-12)، (7-13) و (7-14)
k	ضریب مورد استفاده جهت توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان، روابط (3-10) و (3-11)
k_1	فاصله از مرکز جان سپری تا شروع لبه‌ی گرد اتصال جان به بال سپری، رابطه (5-29)
k_h	ضریب شتاب افقی زلزله، رابطه (4-17)
l_b	طول تیر، رابطه (5-1) طول تأمین‌شده برای وصله‌ی میلگردها و یا برای گیرایی میلگردهای مستقیم یا قلاب‌دار، رابطه (6-2)
l_{beff}	فاصله‌ی فرض‌شده تا نقطه‌ی عکس‌العمل دستک فشاری میان‌قاب برای تیرها، رابطه (7-11)
l_c	طول ستون، رابطه (5-2)
l_{ceff}	فاصله‌ی فرض‌شده تا نقطه‌ی عکس‌العمل دستک فشاری میان‌قاب برای ستون‌ها، رابطه (7-9)
l_d	طول موردنیاز طبق آیین‌نامه‌ی بتن ایران برای وصله‌ی میلگردها و یا طول‌های گیرایی میلگردهای مسـتقیم یا قلاب‌دار، رابطه (6-2)
l_e	طول قرارگیری میلگرد، رابطه (6-3)
l_p	طول مفصل خمیری برای محاسبه‌ی ظرفیت تغییرشکل غیرارتجاعی، رابطه (6-4)

l_w طول کل یا قسمتی از دیوار که در راستای نیروی برشی می‌باشد، جدول‌های (6-14)، (6-15)، (6-16) و (6-17)

m ضریب اصلاح مورد استفاده در معیار پذیرش اعضا و اجزای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل، مبین قابلیت شکل‌پذیری جزء، روابط (3-19) و (5-11)

m_e ضریب m موثر، رابطه (5-11)

m_t مقدار ضریب m برای ستون تحت کشش، رابطه (5-17)

m_x مقدار ضریب m برای خمش حول محور x عضو، روابط (5-12)، (5-13)، (5-14)، (5-17) و (6-1)

m_y مقدار ضریب m برای خمش حول محور y عضو، روابط (5-12)، (5-13)، (5-14)، (5-17) و (6-1)

n طول عمر مفید سازه برحسب سال، فصل 1
تعداد طبقات، روابط (3-10)، (3-12)، (4-7) و (8-9)

p احتمال وقوع سالیانه‌ی زلزله، فصل 1

q احتمال وقوع زلزله در طول عمر مفید سازه (معمولا در 50 سال)، فصل 1
فشار وارد بر خاک، رابطه (4-11)

q_{allow} فشار باربری مجاز ذکرشده در مدارک فنی موجود برای پی‌های کم‌عمق تحت بارهای ثقلی، رابطه (4-1)

q_c ظرفیت باربری مورد انتظار پی‌های کم‌عمق که برحسب نیرو بر واحد سطح بیان می‌شود، روابط (4-1)، (4-17) و (4-11)

q_{in} کرانه‌ی پایین مقاومت عمود بر صفحه‌ی یک پانل میان‌قاب، رابطه (7-14)

r_{inf} طول قطری پانل میان‌قاب، رابطه (7-7)

t ضخامت ورق پیوستگی، بند (5-4-2-4)

t_a ضخامت نبشی، روابط (5-22) و (5-26)

t_{bf} ضخامت بال تیر، بند (5-4-2-4)

t_{cf} ضخامت بال ستون، بند (5-4-2-4)

t_{cw} ضخامت جان ستون، بند (5-4-2-4)

t_f ضخامت بال، فصل 5، روابط (5-29) و (5-34)

t_{inf} ضخامت پانل میان‌قاب و دستک فشاری معادل، روابط (7-7)، (7-13) و (7-14)

t_p ضخامت چشمه‌ی اتصال به انضمام ورق مضاعف، رابطه (5-5)
ضخامت ورق اتصال بال، رابطه (5-30)

t_s ضخامت جان سپری، روابط (5-28) و (5-29)

t_w ضخامت جان، فصل 5، رابطه (5-43)
ضخامت ورق دیوار، روابط (5-38)، (5-39) و (5-40)
ضخامت جان دیوار، جدول‌های (6-14)، (6-15)، (6-16) و (6-17)

v_a تنش مجاز برشی در دیوارهای با مصالح بنایی، روابط (7-4) و (7-5)

v_t ظرفیت برشی ملات براساس آزمایش، رابطه (7-5)

v_{to} تنش برشی ملات، رابطه (7-1)

w طول ابزار اتصال، روابط (5-26) و (5-29)

v_i وزن دیافراگم مطابق بند (2-7-2) استاندارد 2800 ایران، رابطه (3-12)

x ارتفاع مرکز جرم جزء نسبت به تراز پایه، رابطه (3-9)

y فاصله‌ی مرکز جرم جزء موردنظر تا مرکز سختی سیستم جداساز، اندازه‌گیری‌شده درجهت عمود بر امتداد بارگذاری جانبی موردنظر، روابط (8-6) و (8-7)

Δ تغییرشکل تعمیم‌یافته، شکل‌های (5-1)، (5-2) و (6-1)
کل تغییرمکان ارتجاعی و خمیری، فصل 5

Δ^- دامنه‌ی تغییرمکان منفی سیستم جداساز یا سیستم غیرفعال اتلاف انرژی در خلال یک سیکل آزمایش، روابط (8-12) و (8-13)

Δ^+ دامنه‌ی تغییرمکان مثبت سیستم جداساز یا سیستم غیرفعال اتلاف انرژی در خلال یک سیکل آزمایش، روابط (8-12) و (8-13)

Δ_c تغییرشکل محوری در بار کمانشی مورد انتظار، جدول (5-4)

Δ_{inf} تغییرمکان وسط ارتفاع میان‌قاب در جهت عمود بر صفحه‌ی آن، رابطه (7-13)

Δ_p اضافه فشار جانبی خاک وارد بر دیوار حایل در هنگام زلزله، رابطه (4-17)

Δ_y تغییرمکان حد تسلیم، فصل 5

$\sum E_D$ کل انرژی تلف‌شده‌ی سیستم جداساز در هر چرخه‌ی تغییرمکان طراحی D_D، رابطه (8-18)

$\sum E_M$ کل انرژی تلف‌شده‌ی سیستم جداساز در هر چرخه‌ی تغییرمکان حداکثر، رابطه (8-19)

$\sum \left|F_D^+\right|_{max}$ جمع قدرمطلق حداکثر نیروهای کلیه‌ی واحدهای سیستم جداساز در تغییرمکان مثبت D_D، رابطه (8-14)

$\sum \left|F_D^+\right|_{min}$ جمع قدرمطلق حداقل نیروهای کلیه‌ی واحدهای سیستم جداساز در تغییرمکان مثبت D_D، رابطه (8-15)

$\sum \left|F_M^+\right|_{max}$ جمع قدرمطلق حداکثر نیروهای کلیه‌ی واحدهای سیستم جداساز در تغییرمکان مثبت D_M، رابطه (8-16)

$\sum \left|F_M^+\right|_{min}$ جمع قدرمطلق حداقل نیروهای کلیه‌ی واحدهای سیستم جداساز در تغییرمکان مثبت D_M، رابطه (8-17)

$\sum \left|F_D^-\right|_{max}$ جمع قدرمطلق حداکثر نیروهای کلیه‌ی واحدهای سیستم جداساز در تغییرمکان منفی D_D، رابطه (8-14)

$\sum \left|F_D^-\right|_{min}$ جمع قدرمطلق حداقل نیروهای کلیه‌ی واحدهای سیستم جداساز در تغییرمکان منفی D_D، رابطه (8-15)

$\sum \left|F_M^-\right|_{max}$ جمع قدرمطلق حداکثر نیروهای کلیه‌ی واحدهای سیستم جداساز در تغییرمکان منفی D_M، رابطه (8-16)

$\sum \left|F_M^-\right|_{min}$ جمع قدرمطلق حداقل نیروهای کلیه‌ی واحدهای سیستم جداساز در تغییرمکان منفی D_M، رابطه (8-17)

α نسبت سختی مماسی در ناحیه‌ی پس از جاری‌شدن به سختی موثر، شکل (3-1)
ضریب برای محاسبه‌ی نیروی طراحی مهار، $\mathbf{F_p}$، رابطه (2-4)، جدول (2-4)
توان سرعت برای وسیله‌ی لزج (ویسکوز)، رابطه (8-25)

β ضریب برای محاسبه‌ی نیروی طراحی مهار، $\mathbf{F_p}$، رابطه (2-5)، جدول (2-5)
نسبت مقاومت مورد انتظار قاب، $\mathbf{V_{fre}}$، به مقاومت مورد انتظار میان‌قاب، $\mathbf{V_{ine}}$، جدول‌های (7-3) و (7-4)
میرایی ساختمان (معمولاً 5%)، روابط (8-26)، (8-28) و (8-30)

β_b میرایی ویسکوز معادل در یک سیستم دوخطی، فصل 8

β_D میرایی موثر سیستم جداساز در تغییرمکان طرح، رابطه (8-18)

β_{eff} میرایی موثر هر واحد جداساز و یا هر واحد اتلاف انرژی، روابط (8-13) و (8-39)
میرایی موثر ساختمان، روابط (8-26)، (8-28)، (8-30)، (8-31)، (8-32) و (8-36)

β_{eff-m} میرایی موثر در مود $\mathbf{m}$-اُم، رابطه (8-33)

β_M میرایی موثر سیستم جداساز در تغییرمکان ماکزیمم، رابطه (8-19)

β_m میرایی مد $\mathbf{m}$-اُم، رابطه (8-33)

γ وزن مخصوص خاک، رابطه (4-4) و (4-17)

γ_f کسری از لنگر که توسط خمش مقاومت می‌شود، فصل 6

δ_i تغییرمکان نسبی مرکز سختی طبقه $\mathbf{i}$-اُم در جهت مورد بررسی بند (3-2-5-1)
تغییرمکان طبقه‌ی $\mathbf{i}$-اُم، روابط (8-26) و (8-27)

δ_{mi} تغییرمکان مود $\mathbf{m}$-اُم طبقه‌ی $\mathbf{i}$-اُم، رابطه (8-34)

δ_{mrj} تغییرمکان نسبی $\mathbf{m}$-اُم دو انتهای سیستم اتلاف انرژی $\mathbf{j}$ در راستای محوری سیستم، رابطه (8-35)

δ_{rj} تغییرمکان نسبی دو انتهای سیستم اتلاف انرژی $\mathbf{j}$ در راستای محوری سیستم، رابطه (8-35)

δ_t تغییرمکان هدف، شکل (3-1)، رابطه (3-14)

δ_{xA} تغییرمکان جانبی ساختمان A در تراز **x**، روابط (9-7) و (9-8)

δ_{xB} تغییرمکان جانبی ساختمان B در تراز **x**، رابطه (9-8)

δ_{yA} تغییرمکان جانبی ساختمان A در تراز **y**، رابطه (9-7)

η نسبت تغییرمکان افقی حداکثر در یکی از طبقات به تغییرمکان افقی مرکز جرم آن طبقه، بند (3-2-3-3)

θ تغییرشکل تعمیم‌یافته، شکل‌های (5-1)، (5-2) و (6-1)
زاویه‌ای که تانژانت آن برابر ضریب تناسب میان‌قاب (نسبت ارتفاع به طول) می‌باشد، رابطه (7-7)

θ_b زاویه‌ی بین لبه‌ی پائینی دستک فشاری و تیر، روابط (7-11) و (7-12)

θ_c زاویه‌ی بین لبه‌ی پائینی دستک فشاری و ستون، روابط (7-9) و (7-10)

θ_i ضریب پایداری، بند (3-2-5-1)

θ_j زاویه‌ی شیب میراگر با افق، رابطه (8-30)

θ_y تغییرشکل حد تسلیم تعمیم‌یافته، شکل (5-1)
چرخش حد تسلیم، روابط (5-1)، (5-2)، (5-35)، (6-4)

κ ضریب آگاهی، روابط (3-19)، (3-20)، (5-12) تا (5-17) و (6-1)

λ_1 ضریب برای محاسبه‌ی عرض معادل دستک فشاری میان‌قاب، رابطه (7-7)

λ_2 ضریب لاغری میان‌قاب، رابطه (7-14)

λ_p حد لاغری برای مقاطع فشرده، فصل 5

λ_r حد لاغری برای مقاطع غیرفشرده، فصل 5

μ ضریب اصطکاک برشی، فصل6

ν ضریب پواسون خاک، رابطه (4-5)

ρ درصد میلگرد کششی غیرپیش‌تنیده، فصل 6

ρ_{bal} درصد میلگرد نظیر تعادل کرنش مقطع، فصل 6

ρ' درصد میلگرد فشاری غیرپیش‌تنیده، فصل 6

σ'_O تنش موثر در عمق مورد بررسی، رابطه (4-4)

σ'_C تنش ناشی از بار ثقلی در محل آزمایش، روابط (7-1) و (7-5)

φ_i تغییرمکان مود اول طبقه‌ی i -اُم، رابطه (8-30)

φ_{rj} تغییرمکان نسبی بین دو انتهای میراگر j -اُم در مود اول در جهت افقی، رابطه (8-30)

ω_1 فرکانس زاویه‌ای ارتعاش طبیعی، برابر $2\pi f_1$ ، رابطه (8-24)

فصل 1

مقدمات بهسازي لرزه‌اي

1-1- محدوده‌ي كاربرد

در اين دستورالعمل روش ارزيابي باربري ساختمان‌هاي موجود و راه‌كارهاي بهسازي لرزه‌اي براي بهبود عملكرد آن‌ها در هنگام زلزله تا رسيدن به سطح عملكرد موردنظر ارايه شده است. اما نحوه‌ي مرمت يا بازسازي ساختمان‌هاي آسيب‌ديده پس از زلزله، خارج از محدوده‌ي كاربرد اين دستورالعمل مي‌باشد.

1-2- مباني بهسازي

بهسازي لرزه‌اي ساختمان‌هاي موجود براي رسيدن به سطح عملكرد موردنظر بايد برمبناي مفاد اين دستورالعمل انجام شود.

1-3- مراحل بهسازي

مراحل مختلف بهسازي لرزه‌اي ساختمان‌هاي موجود به‌ترتيب طبق بندهاي (1-3-1) تا (1-3-5) مي‌باشد. پس از جمع‌آوري اطلاعات وضعيت موجود ساختمان مطابق بند (1-3-3)، ابتدا نياز يا عدم نياز به بهسازي لرزه‌اي ساختمان براساس بند (1-3-4) تعيين مي‌شود.

1-3-1- بررسي ويژگي‌هاي ساختمان

ويژگي‌هاي ساختمان شامل مشخصات اجزاي سازه‌اي و غيرسازه‌اي آن، ميزان خطر زلزله در محل ساختمان، نتايج اوليه‌ي ارزيابي مقاومت لرزه‌اي، تاريخچه‌ي بهره‌برداري گذشته و آينده‌ي ساختمان، ملاحظات خاص اقتصادي، اجتماعي و مقررات و قوانين حاكم، قبل از اقدام به هرگونه بهسازي بايد توسط طراح با هماهنگي كارفرما مورد بررسي قرار گيرد.

1-3-2- انتخاب هدف بهسازي

هدف بهسازي مطابق آنچه كه در بخش (1-4) تعريف شده است بايد توسط طراح و با تصويب كارفرما انتخاب شود. در پيوست 1 اين دستورالعمل انتخاب هدف بهسازي با توجه به نوع ساختمان طي جدولي صرفا به منظور راهنمايي ارايه شده است. هدف بهسازي بايد شامل انتخاب يكي از سطوح عملكرد مطابق بخش (1-5) تحت خطر زلزله‌ي معين براساس بخش (1-6) باشد.

1-3-3- جمع‌آوري اطلاعات وضعيت موجود ساختمان

اطلاعات موجود و در دسترس از ساختمان شامل نقشه‌هاي چون ساخت و ساير مدارك فني بايد براي بهره‌گيري در مراحل بعدي، جمع‌آوري و دسته‌بندي شود.

1-3-4- نياز يا عدم نياز به بهسازي

ساختمان‌هايي كه با توجه به درجه‌ي اهميت آن‌ها براساس آخرين ويرايش استاندارد 2800 ايران طراحي لرزه‌اي و اجرا شده باشند، نيازي به ارزيابي و بهسازي لرزه‌اي براساس اين دستورالعمل ندارند مگر آن‌كه درجه‌ي اهميت فعلي آن‌ها بيش از ميزان مفروض در طراحي اوليه‌ي آن‌ها بوده و يا سطح خطر مدنظر با سطح خطر موجود در طراحي اوليه با استاندارد 2800 ايران متفاوت باشد. ساختمان‌هايي كه برطبق شرايط فوق قرار است مشمول اين دستورالعمل نباشند بايد داراي كليه‌ي اطلاعات ساختماني لازم (اعم از دفترچه‌ي محاسبات، نقشه‌هاي اجرايي و ...) باشند.

1-3-5- ارايه‌ي طرح بهسازي و ارزيابي آن

طراحي براي بهسازي بايد به شرح اين دستورالعمل برحسب مورد مطابق فصول 5 تا 9 انجام شود. طرح پيش‌بيني‌شده براي بهسازي بايد با تحليل مدل بهسازي‌شده‌ي سازه مورد ارزيابي قرار گيرد. چنانچه هدف بهسازي تامين نشده باشد، بايد روش انتخاب‌شده مورد بازنگري قرارگيرد. در صورت تامين هدف بهسازي، مدارك فني لازم ازجمله نقشه‌ها و دستورالعمل‌هاي اجرايي تهيه شوند.

1-4- هدف بهسازي

هدف بهسازي براساس يكي از بندهاي (1-4-1) تا (1-4-4) انتخاب مي‌شود.

1-4-1- بهسازي مبنا

در بهسازي مبنا انتظار مي‌رود كه تحت زلزله‌ي "سطح خطر-1" ايمني جاني ساكنين تامين شود.

1-4-2- بهسازي مطلوب

در بهسازي مطلوب انتظار مي‌رود كه هدف بهسازي مبنا تامين شده و علاوه بر آن تحت زلزله‌ي "سطح خطر-2" ساختمان فرونريزد.

1-4-3- بهسازي ويژه

در بهسازي ويژه، نسبت به بهسازي مطلوب عملكرد بالاتري براي ساختمان مدنظر قرار مي‌گيرد. بدين منظور سطح عملكرد بالاتري براي ساختمان تحت همان سطوح خطر زلزله‌ي مورد استفاده در بهسازي مطلوب درنظرگرفته شده يا با حفظ سطح عملكرد مشابه با بهسازي مطلوب، سطوح خطر زلزله‌ي بالاتري درنظرگرفته مي‌شود.

1-4-4- بهسازي محدود

در بهسازي محدود عملكرد پايين‌تري از بهسازي مبنا درنظرگرفته مي‌شود، به گونه‌اي كه حداقل يكي از اهداف زير برآورده شود:

1- تحت زلزله‌اي خفيف‌تر از زلزله‌ي "سطح خطر-1"، ايمني جاني ساكنين تامين شود (سطح عملكرد C-3).

2- تحت زلزله‌اي برابر يا خفيف‌تر از زلزله‌ي "سطح خطر-1"، سطوح عملكرد C-4، D-4، E-4، C-5، D-5، E-5 يا D-6 تامين شود.

1-4-5- بهسازي موضعي

بهسازي موضعي بخشي از يك طرح بهسازي كلي مطابق بندهاي (1-4-1) تا (1-4-4) مي‌باشد كه به‌دلايلي در شرايط موجود فقط بخشي از آن اجرا مي‌شود. در اين‌حالت، بهسازي بايد به‌گونه‌اي پيش‌بيني و اجرا شود كه هدف بهسازي بخش‌هاي ديگر در مراحل بعدي برآورده شود.

بهسازي موضعي بايد با توجه به موارد زير انجام شود:

1- بهسازي موضعي ساختمان نبايد منجر به پايين‌آمدن سطح عملكرد قبلي ساختمان موجود شود و باعث افزايش نيروهاي ناشي از زلزله در اعضايي كه وضعيت بحراني دارند، نشود.

2- بهسازي موضعي نبايد منجر به نامنظم‌شدن يا افزايش نامنظمي ساختمان شود.

1-5- سطوح عملكرد ساختمان

سطوح عملكرد ساختمان برمبناي عملكرد اجزاي سازه‌اي و غيرسازه‌اي مطابق بندهاي (1-5-1) تا (1-5-3) تعريف شده و به اختصار با يك شماره براي عملكرد اجزاي سازه‌اي و يك حرف براي عملكرد اجزاي غيرسازه‌اي نشان داده مي‌شود.

1-5-1- سطوح عملكرد اجزاي سازه‌اي

سطوح عملكرد اجزاي سازه‌اي شامل چهار سطح عملكرد اصلي و دو سطح عملكرد مياني است.

سطوح عملكرد اصلي عبارتند از:

الف- سطح عملكرد 1: قابليت استفاده‌ي بي‌وقفه؛

ب- سطح عملكرد 3: ايمني جاني؛

پ- سطوح عملكرد 5: آستانه‌ي فروريزش؛

ت- سطح عملكرد 6: لحاظ‌نشده.

سطوح عملكرد مياني عبارتند از:

ث- سطح عملكرد 2: خرابي محدود؛

ج- سطح عملكرد 4: ايمني جاني محدود.

روش بهسازي اجزا و معيار پذيرش آن‌ها برحسب هر يك از سطوح فوق بايد مطابق فصل‌هاي 4 تا 9 باشد.

1-5-1-1- سطح عملكرد 1- قابليت استفاده‌ي بي‌وقفه

سطح عملكرد قابليت استفاده‌ي بي‌وقفه به سطح عملكردي اطلاق مي‌شود كه پيش‌بيني شود در اثر وقوع زلزله مقاومت و سختي اجزاي سازه تغيير قابل توجهي پيدا نكند و استفاده‌ي بي‌وقفه از آن ممكن باشد.

1-5-1-2- سطح عملكرد 2- خرابي محدود

سطح عملكرد خرابي محدود به سطح عملكردي اطلاق مي‌شود كه پيش‌بيني شود در اثر وقوع زلزله خرابي در سازه به ميزان محدود ايجاد شود، به‌گونه‌اي كه پس از زلزله با انجام مرمت بخش‌هاي آسيب‌ديده ادامه‌ي بهره‌برداري از ساختمان ميسر باشد.

1-5-1-3- سطح عملكرد 3- ايمني جاني

سطح عملكرد ايمني جاني به سطح عملكردي اطلاق مي‌شود كه پيش‌بيني شود در اثر وقوع زلزله خرابي در سازه ايجاد شود، اما ميزان خرابي‌ها به اندازه‌اي نباشد كه منجر به خسارت جاني شود.

1-5-1-4- سطح عملكرد 4- ايمني جاني محدود

سطح عملكرد ايمني جاني محدود به سطح عمكردي اطلاق مي‌شود كه پيش‌بيني شود در اثر وقوع زلزله خرابي در سازه ايجاد شود، اما ميزان خرابي‌ها به اندازه‌اي باشد كه منجر به خسارت جاني حداقل شود.

1-5-1-5- سطح عملكرد 5- آستانه‌ي فروريزش

سطح عملكرد آستانه‌ي فروريزش به سطح عملكردي اطلاق مي‌شود كه پيش‌بيني شود در اثر وقوع زلزله خرابي گسترده در سازه ايجاد شود، اما ساختمان فرونريزد و تلفات جاني به حداقل برسد.

1-5-1-6- سطح عملكرد 6- لحاظ‌نشده

چنانچه براي عملكرد اجزاي سازه‌اي سطح عملكرد خاصي انتخاب‌نشده باشد، سطح عملكرد اجزاي سازه‌اي لحاظ‌نشده ناميده مي‌شود.

1-5-2- سطوح عملكرد اجزاي غيرسازه‌اي

سطح عملكرد اجزاي غيرسازه‌اي ساختمان شامل پنج سطح عملكرد به شرح زير مي‌باشد:

الف- سطح عملكرد A: خدمت‌رساني بي‌وقفه؛

ب- سطح عملكرد B: قابليت استفاده‌ي بي‌وقفه؛

پ- سطح عملكرد C: ايمني جاني؛

ت- سطح عملكرد D: ايمني جاني محدود؛

ث- سطح عملكرد E: لحاظ‌نشده.

روش بهسازي اجزاي غيرسازه‌اي و معيار پذيرش آن‌ها برحسب هر يك از سطوح فوق بايد مطابق فصل 9 باشد.

1-2-5-1- سطح عملكرد A- خدمت‌رساني بي‌وقفه

سطح عملكرد خدمت‌رساني بي‌وقفه به سطح عملكردي اطلاق مي‌شود كه پيش‌بيني شود اجزاي غيرسازه‌اي در اثـر زلزلـه دچـار خرابي بسيار جزيي شوند، به‌گونه‌اي كه خدمت‌رساني ساختمان به طور پيوسته انجام شود.

2-2-5-1- سطح عملكرد B- قابليت استفاده‌ي بي‌وقفه

سطح عملكرد قابليت استفاده‌ي بي‌وقفه به سطح عملكردي اطلاق مي‌شود كه پيش‌بيني شود اجزاي غيرسازه‌اي در اثر زلزله دچار خرابي جزيي شوند، به‌گونه‌اي كه پس از زلزله راه‌هاي دسترسي و فرار مانند درها، راهروها، پله‌ها، آسانسورها و روشنايي آن‌ها مختـل نشده و استفاده از ساختمان بي‌وقفه ميسر باشد.

3-2-5-1- سطح عملكرد C- ايمني جاني

سطح عملكرد ايمني جاني به سطح عملكردي اطلاق مي‌شود كه پيش‌بيني شود خرابي اجزاي غيرسازه‌اي در اثر زلزله خطر جدي براي جان ساكنين به وجود نياورد.

4-2-5-1- سطح عملكرد D- ايمني جاني محدود

سطح عملكرد ايمني جاني محدود به سطح عملكردي اطلاق مي‌شود كه پيش‌بيني شود خرابي اجزاي غيرسازه‌اي در اثر زلزله بـه اندازه‌اي باشد كه خسارت جاني حداقل شود.

5-2-5-1- سطح عملكرد E- لحاظ نشده

چنانچه براي عملكرد اجزاي غيرسازه‌اي سطح عملكرد خاصي انتخاب نشده باشد سطح عملكرد اجزاي غيرسـازه‌اي لحـاظنشـده ناميده مي‌شود.

3-5-1- سطوح عملكرد كل ساختمان

سطح عملكرد كل ساختمان برحسب سطح عملكرد اجزاي سـازه‌اي (1 تـا 6 مطـابق بنـد (1-5-1)) و غيرسـازه‌اي آن (A تـا E مطابق بند (1-5-2)) تعريف مي‌شود. سطوح مختلف عملكرد ساختمان كه در بهسازي مبنا، مطلوب و ويژه به‌كار مي‌روند مطابق يكي از بندهاي (1-5-3-1) تا (1-5-3-4) تعريف مي‌شوند.

1-3-5-1- سطح عملكرد خدمت‌رساني بي‌وقفه (1- A)

ساختماني داراي سطح عملكرد خدمت‌رساني بي‌وقفه است كه اجـزاي سـازه‌اي آن داراي سـطح عملكـرد 1 (قابليـت اسـتفاده‌ي بي‌وقفه) و اجزاي غيرسازه‌اي آن داراي سطح عملكرد A (خدمت‌رساني بي‌وقفه) باشند.

1-5-2-3- سطح عملكرد قابليت استفاده‌ي بي‌وقفه (B-1)

ساختماني داراي سطح عملكرد قابليت استفاده‌ي بي‌وقفه است كه اجزاي سازه‌اي آن داراي سطح عملكرد 1 (قابليت استفاده‌ي بي‌وقفه) و اجزاي غيرسازه‌اي آن داراي سطح عملكرد B (قابليت استفاده‌ي بي‌وقفه) باشند.

1-5-3-3- سطح عملكرد ايمني جاني (C-3)

ساختماني داراي سطح عملكرد ايمني جاني است كه اجزاي سازه‌اي آن داراي سطح عملكرد 3 (ايمني جاني) و اجزاي غيرسازه‌اي آن داراي سطح عملكرد C (ايمني جاني) باشند.

1-5-4-3- سطح عملكرد آستانه‌ي فروريزش (E-5)

ساختماني داراي سطح عملكرد آستانه‌ي فروريزش است كه اجزاي سازه‌اي آن داراي سطح عملكرد 5 (آستانه‌ي فروريزش) باشند. در اين حالت محدوديتي براي سطح عملكرد اجزاي غيرسازه‌اي وجود ندارد (سطح عملكرد لحاظنشده E).

1-6- تحليل خطر زلزله و طيف طراحي

1-6-1- كليات

برآورد پارامترهاي حركت قوي زمين در سطح زمين براي سطوح خطر مختلف به يكي از دو روش استفاده از «طيف طرح استاندارد» و «طيف طرح ويژه‌ي ساختگاه» صورت مي‌پذيرد. استفاده از روش اول براي مقاصد بهسازي محدود و مبنا و مطلوب بلامانع است. براي بهسازي ويژه استفاده از روش دوم الزامي است. دستورالعمل عمومي اين بخش مي‌تواند براي تعيين طيف طرح شتاب در مورد هر يك از سطوح خطر زلزله‌ي زير استفاده شود:

1- **سطح خطر – 1:** اين سطح خطر براساس 10% احتمال رويداد در 50 سال كه معادل دوره‌ي بازگشت 475 سال است، تعيين مي‌شود. سطح خطر – 1 در استاندارد 2800 ايران «زلزله‌ي طرح» (DBE) ناميده شده‌است.

2- **سطح خطر – 2:** اين سطح خطر براساس 2% احتمال رويداد در 50 سال كه معادل دوره‌ي بازگشت 2475 سال است، تعيين مي‌شود. سطح خطر زلزله- 2 به عنوان «بيشينه زلزله‌ي محتمل» (MPE) ناميده مي‌شود.

3- **سطح خطر انتخابي** (زلزله با هر احتمال رويداد – در 50 سال)**:** اين سطح خطر براي موارد خاص و با ملاحظات ويژه، مناسب مي‌باشد.

پس از تعيين طيف طرح شتاب در سطح خطر موردنظر مي‌توان شتاب طيفي را از طيف قرائت نمود. شتاب طيفي عبارت است از مقدار حاصل از طيف طرح ارتجاعي استاندارد تعريف‌شده در بند (1-6-2) يا طيف طرح ارتجاعي ويژه‌ي ساختگاه تعريف‌شده در بند (1-6-3) در يك زمان تناوب مشخص و براي يك نسبت ميرايي خاص. مقدار شتاب طيفي در زمان تناوب يك ثانيه و براي ميرايي 5% را با S_1 و مقدار شتاب طيفي در زمان تناوب كوتاه (0/1 ثانيه) و براي ميرايي 5% را با S_S نشان مي‌دهند.

1-6-2- طيف طرح ارتجاعي استاندارد

طيف طرح ارتجاعي استاندارد از حاصل‌ضرب مقدارهاي طيف ضريب بازتاب ساختمان (B) و شتاب مبناي طرح (A) حاصل مي‌شود.

براي به‌دست‌آوردن شتاب مبناي طرح (A) مي‌توان از نقشه‌هاي معتبر پهنه‌بندي لرزه‌اي كه در آن ميزان بيشينه‌ي شتاب زمين براي دوره‌هاي بازگشت مختلف ارايه شده است، استفاده نمود. ميزان شتاب مربوط به زلزله‌ي "سطح خطر-1" با استفاده از نقشه‌ي پهنه‌بندي شتاب موجود كه در آن دوره‌ي بازگشت 475 سال (10% احتمال وقوع در 50 سال) درج‌شده باشد، تعيين مي‌شود. براي زلزله‌ي "سطح خطر-2" در صورت نبود نقشه‌هاي پهنه‌بندي شتاب معتبر بايستي با انجام مطالعات لازم و تحليل خطر ساختگاه ميزان شتاب مبناي طرح برآورد شود. طيف ضريب بازتاب براي زلزله‌ي "سطح خطر-1" مطابق استاندارد 2800 ايران براي ميرايي 5% تعيين مي‌شود.

1-6-3- طيف طرح ارتجاعي ويژه‌ي ساختگاه

تهيه‌ي طيف طرح ارتجاعي ويژه‌ي ساختگاه براي انجام محاسبات مربوط به سطوح خطري كه در استاندارد 2800 ايران وجود ندارد يا به دلايلي مطالعات ويژه‌ي ساختگاهي لازم باشد، براساس تحليل خطر و شرايط ويژه‌ي ساختگاه انجام مي‌شود. مراحل تحليل خطر ويژه‌ي ساختگاه در بند (1-6-3-1) و تهيه‌ي طيف طرح ارتجاعي ويژه‌ي ساختگاه در بند (1-6-3-2) تشريح مي‌شود.

1-6-3-1- مراحل تحليل خطر ويژه‌ي ساختگاه

تحليل خطر ويژه‌ي ساختگاه مطابق مراحل زير صورت مي‌پذيرد:

الف) تعيين گسل‌هاي فعال اطراف ساختگاه به شعاع حداقل 100 كيلومتر؛

ب) تعيين پارامترهاي لرزه‌خيزي با استفاده از بانك‌هاي اطلاعاتي زلزله و سابقه‌ي لرزه‌خيزي؛

پ) انتخاب حداقل سه رابطه‌ي كاهندگي معتبر و مناسب با شرايط لرزه‌ي زمين‌ساختي، زلزله‌شناختي و ژئوتكنيكي منطقه‌ي مورد مطالعه؛

ت) تحليل خطر زلزله با استفاده از رهيافت‌هاي تعيني و (يا) احتمالاتي. اين رهيافت‌ها به صورت زير تعريف مي‌شوند:

1- رهيافت تعيني: براي برآورد اوليه‌ي تحليل خطر با تعيين بزرگاي زلزله و فاصله‌ي ساختگاه تا چشمه‌ي لرزه‌اي و استفاده از رابطه‌ي كاهندگي، پارامتر طراحي (شتاب مبنا، شتاب طيفي، طيف طرح) محاسبه مي‌شود.

2- رهيافت احتمالاتي: براي انجام دقيق‌تر تحليل خطر با تركيب احتمالاتي پارامترهاي مربوط به چشمه‌هاي لرزه‌اي، لرزه‌خيزي و رابطه‌ي كاهندگي، پارامتر طراحي (شتاب مبنا و شتاب طيفي، طيف طرح) براي هر يك از سطوح خطر برحسب احتمال وقوع ساليانه يا دوره‌ي بازگشت، T_R، محاسبه مي‌شود. دوره‌ي بازگشت (T_R) برابر است با ميانگين زمان وقوع زلزله‌اي با بزرگاي مشخص در محدوده‌ي مورد مطالعه. عكس دوره‌ي بازگشت برابر با احتمال وقوع ساليانه‌ي زلزله (p) است ($T_R = 1/p$). همچنين دوره‌ي بازگشت يا احتمال وقوع ساليانه، برحسب احتمال وقوع زلزله (q) در طول عمر سازه يا n سال (مثال: 10% = q در 50 = n سال) با استفاده از رابطه‌ي زير محاسبه مي‌شود:

$$T_R = \frac{1}{1-(1-q)^{1/n}}$$

$$p = 1-(1-q)^{1/n}$$

1-6-3-2- تهيه‌ي طيف طرح ارتجاعي ويژه‌ي ساختگاه

طيف طرح ارتجاعي ويژه‌ي ساختگاه بايد براساس ويژگي‌هاي لرزه زمين‌ساختي، زلزله‌شناختي و نوع خاك تهيه شود. شتاب طيفي (مقدار طيف در يك پريود يا فركانس مشخص) به‌دست آمده از طيف ويژه‌ي ساختگاه با ميرايي 5% براي سازه نبايد كم‌تر از 70% شتاب طيفي متناظر در آيين‌نامه (در صورت موجود بودن) باشد.

انواع اشكال طيف‌هاي طرح عبارتند از:

1 – طيف‌هاي طرح با شكل ثابت

طيف طرح با شكل ثابت براساس بيشينه شتاب برآوردشده و براي ساختگاه مورد مطالعه با درنظرگرفتن شرايط خاك براي فركانس‌هاي مختلف با استفاده از روش‌هاي معتبر و مناسب نظير محرز و طيف بدون بعد استاندارد 2800 ايران تهيه مي‌شود.

2 – طيف‌هاي طرح با خطر ثابت

طيف‌هاي طرح با خطر ثابت براساس برآوردهايي با رهيافت احتمالاتي خطر زلزله مربوط به دوره‌هاي تناوب مختلف براي سازه‌هاي خاص و با استفاده از رابطه‌هاي كاهندگي طيفي معتبر تهيه مي‌شوند.

3 – طيف طرح ميانگين و يا طيف طرح ميانگين به علاوه‌ي يك انحراف معيار

طيف طرح ميانگين و يا طيف طرح ميانگين به‌علاوه‌ي يك انحراف معيار ويژه‌ي ساختگاه مطابق مراحل زير تهيه مي‌شود:

3-1- انتخاب شتاب‌نگاشت‌هاي مناسب؛

3-2- همپايه‌كردن شتاب‌نگاشت‌ها برحسب حداكثر دامنه‌ي شتاب به‌دست آمده از تحليل خطر؛

3-3- تهيه‌ي طيف پاسخ براي هر يك از شتاب‌نگاشت‌ها در نسبت ميرايي 5% يا درصد ميرايي موردنياز؛

3-4- تحليل آماري و محاسبه‌ي ميانگين يا ميانگين به‌علاوه‌ي يك انحراف معيار طيف‌هاي پاسخ جهت تهيه‌ي طيف طرح.

1-6-3-3- شتاب‌نگاشت‌ها

شتاب‌نگاشت‌هايي كه براي طراحي انتخاب مي‌شوند بايد از نظر محتواي فركانسي و پاسخ طيفي و دوام (مدت زمان) جنبش شديد زمين، مشابه جنبش‌هاي شديد زمين باشند كه امكان رويداد آن‌ها در منطقه‌ي مورد مطالعه وجود دارد. در انتخاب و بسط تاريخچه‌هاي زماني توجه به ويژگي‌هاي زمين‌ساختي ساختگاه و موقعيت ساختگاه لازم است. تاريخچه‌هاي زماني بسط‌يافته براي ساختگاه‌هايي كه در 15 كيلومتري هر گسل فعال قرار مي‌گيرند، بايد با سرشت گسل‌هاي نزديك يكسان فرض شود.

1-6-3-4- شتاب‌نگاشت سازگار با طيف طرح

شتاب‌نگاشت‌هايي كه داراي طيف‌هاي پاسخ هماهنگ با طيف طرح براي ساختگاه باشند، شتاب‌نگاشت سازگار با طيف طرح ناميده مي‌شوند و براي تحليل تاريخچه زماني سازه مورد استفاده قرار مي‌گيرند. ارايه‌ي اين شتاب‌نگاشت‌ها به روش‌هاي مذكور در بند (2-4-1-4) استاندارد 2800 ايران انجام مي‌گيرد.

فصل 2

مباني و ملزومات

2-1- محدوده‌ي كاربرد

اين فصل اختصاص به بيان مباني لازم جهت جمع‌آوري اطلاعات، روش‌هاي تحليلي و شيوه‌هـاي طراحـي در بهسـازي لـرزه‌اي دارد. در بخش (2-2) روش‌هاي جمع‌آوري اطلاعات موردنياز از ساختمان موجود و در بخش (2-3) تا (2-5) نحـوه‌ي انتخـاب روش تحليل مدل سازه و تعريف انواع رفتار اجزا و براساس آن معيارهاي پذيرش تشريح مي‌شوند. معرفي راه‌كارهاي كلي بهسازي در بخش (2-6) و كليات طراحي براي بهسازي در بخش (2-7) آمده است. در بخش (2-8) روش‌هاي آزمايش براي ارزيابي ساختمان‌ها ارايـه شده است.

2-2- اطلاعات وضعيت موجود ساختمان

اطلاعات پيكربندي سيستم سازه‌اي شامل نوع، جزييات، اتصالات و نوع اعضاي تشكيل‌دهنده‌ي ساختمان و اجـزاي غيرسـازه‌اي كه در هنگام وقوع زلزله در نيروها و تغييرمكان‌هاي اعضاي سازه‌اي موثر هستند، و همچنين اطلاعات مشخصات مصالح و سـاختگاه و ساختمان‌هاي مجاور بايد مطابق با ضوابط اين بخش جمع‌آوري شوند. جمع‌آوري اين اطلاعات همراه با بازرسي از محل جهت تاييد مدارك و نقشه‌هاي موجود لازم است.

2-2-1- پيكربندي ساختمان

اطلاعات مربوط به پيكربندي ساختمان موجود بايد شامل نوع و خواص اعضا و نحوه‌ي قرارگيري و جزييات اتصال اعضا و اجزاي سيستم باربر ثقلي و سيستم مقاوم در برابر زلزله و اجزاي غيرسازه‌اي كه موثر در سختي و يا مقاومت اعضاي سازه‌اي هسـتند، باشـد. اعضاي سازه‌اي به اعضاي اصلي يا غيراصلي مطابق با بند (2-2-1-1) تقسيم مي‌شوند.

2-2-1-1- اعضاي سازه‌اي اصلي و غيراصلي

اعضاي سازه‌اي كه در سختي جانبي و يا توزيع نيروها در سازه موثرند و يا در اثر تغييرمكان جانبي سازه تحـت تـاثير نيـرو قـرار مي‌گيرند به دو گروه اصلي و غيراصلي تقسيم مي‌شوند. اعضاي اصلي اعضايي هستند كه براي مقابله با فروريـزش سـاختمان در اثـر زلزله درنظرگرفته شده‌اند. ساير اعضايي كه براي تحمل بار جانبي در مقايسه با اعضاي اصلي درنظرگرفته نشده‌اند به عنوان اعضـاي غيراصلي شناخته مي‌شوند. اين اعضا نيز ممكن است تحت تاثير بار جانبي قرار بگيرند.

اطلاعات لازم از اعضاي اصلي و غيراصلي ساختمان موجود، بايد با جزييات كافي جهت مدل‌سازي و تحليل سازه فراهم شود.

2-2-2- مشخصات مصالح

اطلاعات لازم از مشخصات مصالح به همراه اطلاعات پيكربندي (بند 2-2-1) جهت محاسبه‌ي ظرفيت اعضا چه از نظر مقاومت و چه از نظر تغييرشكل، بايد جمع‌آوري شود. درجه‌ي اعتبار نتايج حاصل از اطلاعات جمع‌آوري‌شده از ساختمان موجود كه به وسـعت و دقت اين اطلاعات بستگي دارد، با استفاده از ضريب آگاهي مطابق بند (2-2-5-4) منظور مي‌شود.

2-2-3- مشخصات ساختگاه

اطلاعات مربوط به شرايط سطحي و زيرسطحي ساختگاه (خاك زمين در سطح و عمق) هندسه و محل پي‌ها جهت تحليل كامل سازه بايد جمع‌آوري شود. اين اطلاعات با توجه به مدارك و گزارش‌هاي موجود، بازديدهاي محلي و در صورت وجود، نتايج عمليات حفاري، نمونه‌گيري و انجام آزمايش‌هاي صحرايي و آزمايشگاهي به‌دست مي‌آيند. اگر در ساختگاهي احتمال مخاطرات ناشي از ناپايداري نظير روانگرايي، گسترش جانبي و يا زمين‌لغزش وجود داشته باشد و اطلاعات ژئوتكنيكي موجود نيز جهت برآورد خطر و مقابله با كاهش آن كفايت نكند، مطالعه‌ي شرايط زيرسطحي ضرورت مي‌يابد. وسعت اين مطالعات با توجه به هدف بهسازي و جدول (2-1) تعيين مي‌شود.

بازديد از محل ساختگاه ضروري است. در اين بازديد، بايد تفاوت مندرجات نقشه‌هاي ساختمان با آنچه اجرا شده مورد توجه قرار گيرد. در صورت وجود تفاوت، تغييرات محتمل در شرايط تكيه‌گاهي و بارگذاري ساختمان بررسي شود. همچنين توجه به وجود هرگونه ضعف در عملكرد ساختمان، نظير نشست دال‌هاي كف و شالوده‌ها، كه مبين ضعف عملكرد ساختمان در زمان وقوع زلزله نيز باشد، ضروري است.

2-2-4- ساختمان‌هاي مجاور

در صورتي‌كه امكان تاثير سازه‌هاي مجاور بر رفتار لرزه‌اي سازه‌اي كه تحت مطالعات بهسازي قرار مي‌گيرد موجود باشد، بايد اطلاعات موردنياز جهت ارزيابي اين‌گونه تاثيرات جمع‌آوري شود. اطلاعات جمع‌آوري‌شده بايد امكان مدل‌سازي اثرات متقابل ذكرشده در بندهاي (2-2-4-1) تا (2-2-4-3) را فراهم نمايد. در صورتي‌كه امكان تهيه‌ي چنين اطلاعاتي موجود نباشد، كارفرما بايد از پيامدهاي احتمالي ناشي از اثرات متقابل دو ساختمان مجاور مطلع شود.

2-2-4-1- برخورد ساختمان‌هاي مجاور

در صورتي‌كه فاصله‌ي ساختمان‌هاي مجاور تا ساختمان موردنظر كم‌تر از درز انقطاع تعيين‌شده توسط استاندارد 2800 ايران باشد، لازم است اطلاعات موردنياز براي بررسي اثر برخورد اين ساختمان‌ها بر سازه‌ي موردنظر جمع‌آوري شود. خصوصا احتمال آسيب‌هاي موضعي اعضا در محل برخورد به سازه‌ي مجاور بايد با دقت بررسي و چاره‌انديشي شود. ضوابط مربوط به درزهاي انقطاع در بند (2-7-10) ارايه شده است.

2-2-4-2- اجزاي مشترك بين ساختمان‌ها

اطلاعات لازم از ساختمان مجاور كه داراي اعضاي باربر قايم يا جانبي مشترك با ساختمان مورد بررسي مي‌باشد بايد براساس بند (2-7-9) جمع‌آوري شود.

2-2-4-3- آسيب ناشي از ساختمان مجاور

در صورتي‌كه احتمال آسيب‌ديدن ساختمان موردنظر از ساختمان مجاور در اثر سقوط اجزاي سست (مانند قطعات نما، قطعات جان‌پناه و...)، انفجار، آتش‌سوزي، نشت مواد شيميايي يا ساير عوامل ناشي از زلزله وجود داشته باشد، بايد اطلاعات لازم جمع‌آوري

شوند. قسمت‌هايي از ساختمان كه در معرض آسيب ناشي از برخورد قطعات سست ساختمان مجاور هستند بايد تقويت شوند. علاوه بر اين بايد بررسي شود كه راه‌هاي دسترسي ساختمان در اثر ريختن قطعات از ساختمان مجاور مسدود نشوند.

2-2-5- سطوح اطلاعات

دامنه‌ي اطلاعات جمع‌آوري‌شده از وضعيت موجود ساختمان موردنظر در سه سطح اطلاعات حداقل، متعارف و جامع مطابق بندهاي (2-2-5-1) تا (2-2-5-3) مي‌باشد. سطح اطلاعات با توجه به هدف بهسازي انتخابي و روش تحليل مطابق با جدول (2-1) تعيين مي‌شود. در تحليل‌هاي خطي، اطلاعات در سطح حداقل براي هدف بهسازي مطلوب يا پايين‌تر مجاز است، اما در تحليل‌هاي غيرخطي، اطلاعات بايد در سطح متعارف يا جامع باشد. براي ساختمان‌هاي بنايي به فصل 7 مراجعه شود.

2-2-5-1- سطح اطلاعات حداقل

اطلاعات حداقل از ساختمان (شامل پيكربندي، مشخصات مصالح، ساختگاه و ساختمان‌هاي مجاور) به قرار زير مي‌باشد:

1- اطلاعات پيكربندي براي تحليل و تعيين ظرفيت اعضا بايد مطابق بندهاي (2-2-5-3) و (2-2-6-3) تعيين شود.

2- در صورت وجود گزارش‌ها و نقشه‌هاي معتبر مي‌توان از مقادير داده‌شده در مدارك مذكور براي مشخصات مصالح استفاده نمود. در غير اين صورت جمع‌آوري مشخصات مصالح بايد طبق سطح اطلاعات متعارف يا جامع مطابق با بندهاي (2-2-5-2) و (2-2-5-3) تعيين شوند.

3- اطلاعات مربوط به پي و ساختگاه بايد مطابق بندهاي (2-2-4-1) و (2-2-4-2) جمع‌آوري شود.

4- اطلاعات موردنياز از ساختمان‌هاي مجاور، موضوع بند (2-2-4)، بايد از طريق بازرسي محلي تهيه شود.

2-2-5-2- سطح اطلاعات متعارف

اطلاعات متعارف از ساختمان (شامل پيكربندي، مشخصات مصالح، ساختگاه و ساختمان‌هاي مجاور) به قرار زير مي‌باشد:

1- اطلاعات پيكربندي براي تحليل و تعيين ظرفيت اعضا بايد مطابق بندهاي (2-2-5-3) و (2-2-6-3) تعيين شود.

2- اطلاعات مشخصات مصالح بايد با توجه به ملزومات بيان‌شده براي آزمايش‌هاي متعارف در بندهاي (2-2-5-2) و (2-2-6-2) فراهم شود.

3- اطلاعات مربوط به پي و ساختگاه بايد مطابق بندهاي (2-2-4-1) و (2-2-4-2) جمع‌آوري شود.

4- اطلاعات موردنياز از ساختمان‌هاي مجاور، موضوع بند (2-2-4)، بايد از طريق بازرسي محلي تهيه شود.

2-2-5-3- سطح اطلاعات جامع

اطلاعات جامع از ساختمان (شامل پيكربندي، مشخصات مصالح، ساختگاه و ساختمان‌هاي مجاور) به قرار زير مي‌باشد:

1- اطلاعات پيكربندي براي تحليل و تعيين ظرفيت اعضا بايد مطابق بندهاي (2-2-5-3) و (2-2-6-3) تعيين شود.

2- اطلاعات مشخصات مصالح بايد با توجه به ملزومات بيان‌شده براي آزمايش‌هاي جامع در بندهاي (2-2-5-2) و (2-2-6-2) فراهم شود.

3- اطلاعات مربوط به پي و ساختگاه بايد مطابق بندهاي (4-2-1) و (4-2-2) جمع‌آوري شود.

4- اطلاعات موردنياز از ساختمان‌هاي مجاور، موضوع بند (2-2-4)، بايد از طريق بازرسي محلي تهيه شود.

2-2-5-4- ضريب آگاهي

درجه‌ي اعتبار نتايج حاصل از اطلاعات جمع‌آوري‌شده از ساختمان موجود، توسط ضريب آگاهي κ ، در روابط محاسبه‌ي ظرفيت هريك از اجزاي سازه اعمال مي‌شود. ضريب آگاهي با استفاده از جدول (2-1) متناسب با هدف انتخاب‌شده براي بهسازي و سطح اطلاعات تعيين مي‌شود.

در تحليل‌هاي خطي، اطلاعاتي در سطح حداقل براي هدف بهسازي مطلوب يا پايين‌تر، مجاز است. امادر تحليل‌هاي غيرخطي، جمع‌آوري اطلاعات بايد در سطح متعارف يا جامع انجام گيرد.

جدول (2-1): ضريب آگاهي

هدف بهسازي	مطلوب يا پايين‌تر		ويژه	
سطح اطلاعات	حداقل	متعارف	متعارف	جامع
نوع تحليل	تحليل‌خطي	هر نوع تحليل	هر نوع تحليل	هر نوع تحليل
ضريب آگاهي κ	0/75	1	0/75	1

2-3- روش‌هاي تحليل سازه

به منظور برآورد نيروهاي داخلي و تغييرشكل‌هاي اجزاي سازه در اثر زلزله‌ي سطح خطر انتخاب‌شده، لازم است سازه به يكي از روش‌هاي زير كه در فصل 3 به تفصيل تشريح شده است، تحليل شود.

1- روش استاتيكي خطي براساس بند (3-3-1)

2- روش ديناميكي خطي براساس بند (3-3-2)

3- روش استاتيكي غيرخطي براساس بند (3-3-3)

4- روش ديناميكي غيرخطي براساس بند (3-3-4)

محدوده‌ي كاربرد روش‌هاي تحليل خطي (استاتيكي و ديناميكي) و تحليل غيرخطي (استاتيكي و ديناميكي) در بندهاي (2-3-1) و (2-3-2) تشريح شده است و معيارهاي پذيرش براساس نوع رفتار اجزاي سازه و روش تحليل مطابق بخش (2-5) مي‌باشد.

2-3-1- محدوده‌ي كاربرد روش‌هاي خطي

محدوده‌ي كاربرد روش‌هاي خطي در اين بند مشخص شده است. در ساختمان‌هايي كه از سيستم‌هاي جداساز لرزه‌اي يا جاذب انرژي استفاده شده باشد محدوديت‌هاي بندهاي (8-2-4) يا (8-3-4) بايد منظور شود.

استفاده از روش ديناميكي خطي هنگامي مجاز است كه يكي از دو شرط 1 يا 2 برقرار باشد.

1- نسبت نيرو به ظرفيت (DCR) براي هر تلاش (نظير نيروي محوري، لنگر خمشي و نيروي برشي، بدون لحاظ اثرات اندركنشي) در هر عضو اصلي كه بزرگ‌ترين اين نسبت، تلاش بحراني را مشخص مي‌كند، كم‌تر از 2 باشد. براي تعيين DCR، ابتدا نيرو در اعضا از جمع نيروي ناشي از بارهاي ثقلي و بار ناشي از زلزله (Q_{UD}) مطابق بند (3-4-1) و ظرفيت اعضا براساس مقاومت نهايي اجزاي آن‌ها (Q_{CE}) مطابق فصل‌هاي 5 يا 6 محاسبه مي‌شود. سپس با استفاده از رابطه‌ي $DCR = Q_{UD}/Q_{CE}$ نسبت نيرو به ظرفيت تعيين مي‌شود.

2- اگر نسبت نيرو به ظرفيت حتي در يكي از اعضاي اصلي بيش از 2 باشد بايد هر سه شرط زير برقرار باشد:

2-1- انقطاع در سيستم باربر جانبي در صفحه و خارج از صفحه وجود نداشته باشد.

2-2- متوسط نسبت نيروي برشي به ظرفيت برشي اعضاي هر طبقه بيش از 25% با متوسط نسبت نيروي برشي به ظرفيت برشي يك طبقه بالاتر يا پايين‌تر اختلاف نداشته باشد. متوسط نسبت نيروي برشي به ظرفيت برشي با استفاده از نسبت وزني مطابق رابطه‌ي زير محاسبه مي‌شود.

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

در اين رابطه V_i نيروي برشي در عضو i از طبقه‌ي موردنظر با فرض رفتار ارتجاعي سازه و DCR_i نسبت نيرو به ظرفيت براي تلاش بحراني در عضو i و n تعداد كل اعضاي طبقه‌ي موردنظر مي‌باشد.

براي ساختمان‌هاي با ديافراگم نرم، اين نسبت براي هر محور قاب بايد جداگانه بررسي شود.

2-3- نسبت نيرو به ظرفيت براي تلاش بحراني در اثر پيچش در هر عضو از طبقه بيش از 50% با عضو واقع‌شده در سمت مقابل آن نسبت به مركز پيچش اختلاف نداشته باشد.

درصورتي‌كه علاوه بر شرايط 1 يا 2 تمام شرايط 3 تا 7 نيز برقرار باشد مي‌توان از روش استاتيكي خطي استفاده نمود.

3 – زمان تناوب اصلي ساختمان كوچك‌تر از $3/5\,T_S$ باشد، مشروط بر آن‌كه تعداد طبقات ساختمان از 20 طبقه تجاوز نكند.

4 – تغيير ابعاد پلان در طبقات متوالي به استثناي خريشته كم‌تر از 40% باشد.

5 – حداكثر تغييرمكان جانبي در هر طبقه و در هر راستا كم‌تر از 1/5 برابر تغييرمكان متوسط آن طبقه باشد.

6 – تغييرمكان متوسط جانبي در هر طبقه، به استثناي خريشته، كم‌تر از 50% با طبقه‌ي بالا يا پايين آن اختلاف داشته باشد.

7 – سازه داراي سيستم باربر جانبي متعامد باشد.

2-3-2- محدوده‌ي كاربرد روش‌هاي غيرخطي

در صورتي‌كه نتوان از روش‌هاي خطي استفاده نمود بايد از روش‌هاي غيرخطي براي تحليل سازه استفاده شود. در اين روش‌ها نيروهاي داخلي اعضا با درنظرگرفتن رفتار غيرخطي آن‌ها برآورد مي‌شود.

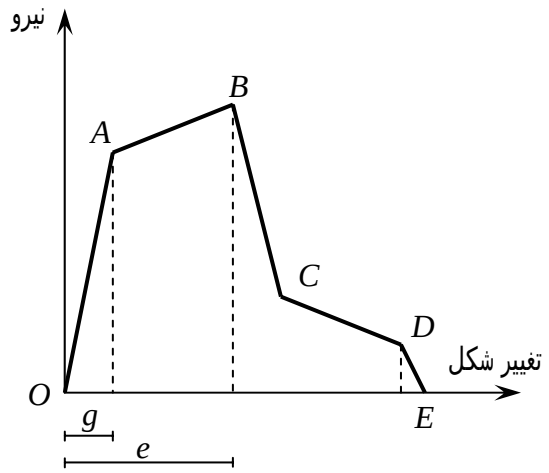
در تحليل استاتيكي غيرخطي بايد توجه نمود، هنگامي‌كه برش حاصل از تحليل ديناميكي خطي در طبقه‌اي با درنظرگرفتن 90% جرم موثر، 30% بيش‌تر از برش حاصل از مود اول باشد، روش تحليل استاتيكي غيرخطي بايد همراه با روش تحليل ديناميكي خطي

به‌كارگرفته شود. در اين حالت معيار پذيرش بايد براي هر دو روش بررسي شود با اين تفاوت كه براي پذيرش اعضاي با رفتار كنترل‌شونده توسط تغييرشكل، در روش تحليل ديناميكي خطي مي‌توان 33% تخفيف قايل شد.

در تحليل ديناميكي غيرخطي نتايج حاصل از اين تحليل بايد توسط يك گروه متخصص و با تجربه در اين زمينه كنترل شود.

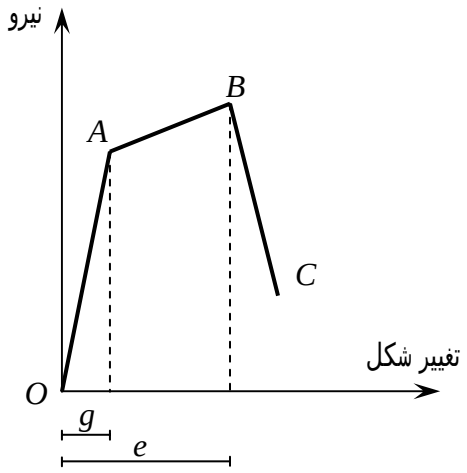
2-4- رفتار اجزاي سازه

رفتار اجزاي سازه با توجه به نوع تلاش داخلي آن‌ها و منحني نيرو- تغييرشكل حاصل به صورت كنترل‌شونده توسط تغييرشكل و يا كنترل‌شونده توسط نيرو مي‌باشد. منحني نيرو- تغييرشكل مطابق شكل‌هاي (2-1) تا (2-3) مي‌تواند بيان‌گر رفتار شكل‌پذير، نيمه‌شكل‌پذير يا ترد باشد. در رفتار شكل‌پذير، منحني نيرو- تغييرشكل مطابق شكل (2-1) داراي چهار قسمت است. در قسمت اول (شاخه‌ي OA) رفتار ارتجاعي خطي است. در قسمت دوم (شاخه‌ي AB) رفتار خميري كامل يا خميري با امكان سخت‌شدگي است. در قسمت سوم (شاخه‌ي BC) مقاومت به شدت كاهش مي‌يابد اما به طور كلي از بين نمي‌رود و در قسمت چهارم (شاخه‌ي CD) رفتار مجدداً خميري اما نرم‌شونده است. براي آن‌كه اعضاي اصلي، كنترل‌شونده توسط تغييرشكل محسوب شوند بايد نسبت تغييرشكل متناظر با آستانه‌ي كاهش مقاومت به تغييرشكل حد خطي ($\frac{e}{g}$ در شكل (2-1)) بزرگ‌تر از 2 باشد، اما اعضاي غيراصلي كه رفتاري مطابق شكل (2-1) دارند با هر نسبت از $\frac{e}{g}$ كنترل‌شونده توسط تغييرشكل محسوب مي‌شوند.



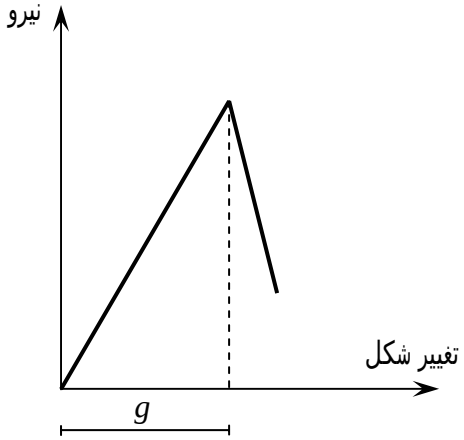
شكل (2-1): منحني رفتار عضو شكل‌پذير

در رفتار نيمه‌شكل‌پذير منحني نيرو- تغييرشكل مطابق شكل (2-2) داراي سه قسمت است. در قسمت اول (شاخه‌ي OA) رفتار ارتجاعي خطي است و در قسمت دوم (شاخه‌ي AB) رفتار خميري كامل يا خميري با امكان سخت‌شدگي است. در قسمت سوم (شاخه‌ي BC) مقاومت به شدت كاهش يافته و به صفر مي‌رسد. براي آن‌كه اعضاي اصلي يا غيراصلي با رفتار فوق، كنترل‌شونده توسط تغييرشكل محسوب شوند، بايد تغييرشكل نظير آستانه‌ي كاهش مقاومت بيش از دو برابر تغييرشكل حد خطي يا به عبارت ديگر $\frac{e}{g} \geq 2$ باشد.



شكل (2-2): منحني رفتار عضو نيمه‌شكل‌پذير

در رفتار ترد، منحني نيرو-تغييرشكل مطابق شكل (2-3) داراي يك قسمت ارتجاعي خطي است كه پس از آن مقاومت به شدت كاهش‌يافته و به صفر مي‌رسد. اعضاي اصلي و غيراصلي با رفتاري مطابق شكل (2-3) كنترل‌شونده توسط نيرو محسوب مي‌شوند.



شكل (2-3): منحني رفتار عضو شكننده

2-4-1- مقاومت مصالح

1- كرانه‌ي پايين مقاومت مصالح: كرانه‌ي پايين مقاومت برابر متوسط منهاي يك انحراف‌معيار مقادير مقاومت مي‌باشد.

2- مقاومت اسمي يا درج‌شده در مدارك فني: مقاومت اسمي يا درج‌شده در مدارك، در سطح اطلاعات حداقل، مي‌تواند برابر مقاومت كرانه‌پايين اختيار شود. مگر آن‌كه در فصل‌هاي 5 يا 6 مقادير ديگري پيشنهاد شده باشد.

3- مقاومت مورد انتظار مصالح: مقاومت مورد انتظار مصالح برابر متوسط مقادير حاصل از آزمايش تعريف مي‌شود. براي محاسبه‌ي اين مقاومت مي‌توان از ضرب مقادير كرانه‌ي پايين مقاوت مصالح در ضرايب تبديل بيان شده در فصل‌هاي 5 يا 6 استفاده نمود.

2-4-2- ظرفيت اجزاي سازه

در اين بند كليات محاسبه‌ي ظرفيت اجزاي سازه ارايه شده است كه به دو دسته‌ي ظرفيت مورد انتظار و كرانه‌ي پـايين تقسـيم مي‌شود:

1- ظرفيت مورد انتظار اجزا (Q_{CE}) كه با استفاده از مقاومت مورد انتظار مصالح محاسبه مي‌شود.

2- كرانه‌ي پايين ظرفيت اجزا (Q_{CL}) كه با استفاده از كرانه‌ي پايين مقاومت مصـالح محاسـبه مـي‌شـود. جزييـات محاسـبه‌ي ظرفيت اجزاي سازه در فصل‌هاي 4 تا 6 و فصل‌هاي 8 و 9 آمده است.

2-4-2-1- ظرفيت اجزا در روش‌هاي خطي

هنگامي‌كه از روش‌هاي خطي استفاده مي‌شود ظرفيت اجزاي كنترل‌شونده توسط تغييرشكل بايد از حاصل‌ضـرب ظرفيـت مـورد انتظار در ضريب m (ضريب اصلاح بر مبناي رفتار غير خطي)، محاسبه شود و ظرفيت اجزاي كنترل‌شونده توسط نيرو بايد برابر كرانه پايين ظرفيت درنظرگرفته شود. جدول (2-2) اطلاعات لازم براي محاسبه ظرفيت اجزاي سازه هنگامي‌كه از تحليـل خطـي اسـتفاده مي‌شود را نشان مي‌دهد.

2-4-2-2- ظرفيت اجزا در روش‌هاي غيرخطي

هنگامي‌كه از روش‌هاي غيرخطي استفاده مي‌شود، ظرفيت اجزا كنترل‌شونده توسـط تغييرشـكل بايـد براسـاس تغييرشـكل‌هـاي غيرخطي مجاز تعيين شود و ظرفيت اجزاي كنترل‌شونده توسط نيرو بايد برابر كرانه‌ي پايين ظرفيت درنظرگرفته شود. جـدول (2-3) اطلاعات لازم براي محاسبه‌ي ظرفيت اجزاي سازه را هنگامي‌كه از تحليل غيرخطي استفاده شود، نشان مي‌دهد.

جدول (2-2): اطلاعات لازم براي محاسبه‌ي ظرفيت اجزاي سازه در تحليل‌هاي خطي

پارامتر	كنترل‌شونده توسط تغييرشكل	كنترل‌شونده توسط نيرو
مقاومت مصالح موجود	مقاومت مورد انتظار با درنظرگرفتن سخت‌شدگي	كرانه‌ي پايين مقاومت
مقاومت مصالح جديد	مقاومت مورد انتظار از مصالح	مقاومت اسمي مصالح
ظرفيت در وضعيت موجود	$\kappa \times Q_{CE}$	$\kappa \times Q_{CL}$
ظرفيت در وضعيت جديد	Q_{CE}	Q_{CL}

جدول (2-3): اطلاعات لازم براي محاسبه‌ي ظرفيت اجزاي سازه در تحليل‌هاي غيرخطي

پارامتر	كنترل‌شونده توسط تغييرشكل	كنترل‌شونده توسط نيرو
ظرفيت تغييرشكل اجزاي موجود	حد تغييرشكل $\times \kappa$	---
ظرفيت تغييرشكل اجزاي جديد	حد تغييرشكل	---
ظرفيت باربري اجزاي موجود	---	$\kappa \times Q_{CL}$
ظرفيت باربري اجزاي جديد	---	Q_{CL}

در جداول (2-2) و (2-3)، κ ضريب آگاهي از مشخصات سازه مطابق جدول (2-1).

2-5- معيارهاي پذيرش

پس از تحليل سازه و برآورد نيروهاي داخلي اعضا و تغييرشكل‌هاي ناشي از بارهاي ثقلي و بارهاي جانبي زلزله، عملكـرد اجـزاي سازه با توجه به معيارهاي پذيرش مورد بررسي قرار مي‌گيرد. اين معيارها برحسب روش تحليل مطـابق بخـش (3-3)، نـوع اعضـاي سازه مطابق بند (2-2-1-1) و رفتار آن‌ها مطابق بخش (2-4) متفاوت مي‌باشند. در بخش (3-4) اين دستورالعمل جزييات معيارهاي پذيرش ارايه شده است.

2-6- راه‌كارهاي بهسازي

راه‌كارهاي زير را مي‌توان به صورت منفرد يا در تركيب با يكديگر براي بهسازي ساختمان به‌كار گرفت:

1- اصلاح موضعي اجزاي سازه كه داراي عملكرد نامناسبي در زلزله هستند؛

2- حذف يا كاهش بي‌نظمي در ساختمان موجود؛

3- تامين سختي جانبي لازم براي كل سازه؛

4- تامين مقاومت لازم براي كل سازه؛

5- كاهش جرم ساختمان؛

6- به‌كارگيري سيستم‌هاي جداساز لرزه‌اي؛

7- به‌كارگيري سيستم‌هاي غيرفعال اتلاف انرژي؛

8- تغيير كاربري ساختمان.

2-7- ضوابط كلي طراحي

2-7-1- اثرات همزمان مولفه‌هاي زلزله

سيستم باربر جانبي ساختمان بهسازي‌شده بايد قادر به تحمل نيروي ناشي از زلزله در كليه‌ي جهات افقي باشد. نيروهاي زلزله در جهت قايم را بايد در حالاتي‌كه طبق بند (2-7-11) لازم است درنظرگرفت.

اثرات همزمان مولفه‌هاي زلزله در تحليل طبق بند (3-2-7) بايد محاسبه شود.

2-7-2- اثرات $P-\Delta$

اثرات $P-\Delta$ در اعضا و اجزاي سازه تحت اثر توام بارهاي ثقلي و تغييرمكان‌هاي جانبي بايد مطابق بند (3-2-5) بررسي شوند.

2-7-3- اثرات پيچش

اثرات پيچش ناشي از عدم انطباق واقعي و اتفاقي مراكز جرم و صلبيت در طبقات ساختمان بايد در مدل‌سازي تحليلي سـاختمان مطابق بند (3-2-3) درنظرگرفته شود.

2-7-4- اثرات واژگوني

اثرات واژگوني بايد در تمام طبقات ساختمان و نيز در پاي ساختمان درنظرگرفته شود. كنترل واژگوني بايد طبق بند (3-2-10) انجام گيرد. اثرات لنگر واژگوني روي پي‌ها بايد مطابق بخش (4-4) بررسي شود.

2-7-5- پيوستگي

تمام اعضاي ساختمان بايد يكپارچه عمل نموده تا مسير مناسبي را براي انتقال نيروهاي ناشي از زلزله ازيك جزء به ساير اجزا فراهم نمايد. پاسخ‌هاي ناشي از نيروهاي زلزله مورد بحث در اين بند به عنوان پارامترهاي كنترل‌شونده توسط نيرو ملحوظ مي‌شوند.

1- در ساختمان‌هاي متشكل از چند قسمت يا بال، بايد هر قسمت به كل ساختمان توسط اجزايي با مقاومت كافي براي مقابله با نيروي افقي در هر جهت بسته شده باشد؛ مگر اين‌كه قسمت‌هاي مختلف ساختمان مستقل و داراي سيستم باربر جانبي مربوط به خود بوده و با درز انقطاع از هم جدا شده باشند. مقدار نيروي افقي براي طراحي اتصال بين دو قسمت ساختمان از رابطه‌ي (2-1) به‌دست مي‌آيد.

$$F_p = 0.133 \times S_s W \qquad (2\text{-}1)$$

كه در آن:

F_p: نيروي افقي است كه در طراحي اتصالات بين دو قسمت ساختمان بايد درنظرگرفته شود. اين نيرو بايد در تمام جهات افقي درنظرگرفته شود؛

S_s: مقدار شتاب طيفي در زمان تناوب‌هاي كوتاه براي سطح زلزله‌ي انتخابي و ميرايي 5% مي‌باشد؛

W: وزن قسمت كوچك‌تر ساختمان مي‌باشد.

2- هر جزء ساختمان بايد به ساختمان اصلي به نحوي اتصال داشته باشد كه بتواند در تمام جهات افقي نيروي افقي مطابق رابطه‌ي (2-2) را تحمل نمايد:

$$F_p = 0.08 \times S_s w \qquad (2\text{-}2)$$

كه در آن:

w: وزن جزء ساختمان است و بقيه‌ي متغيرها همان تعاريف متغيرهاي رابطه‌ي (2-1) را دارند.

به هر حال براي اتصالات كه تحت اثر بار متمركز قرار مي‌گيرند، مقدار F_p نبايد كم‌تر از 5000 نيوتن و براي اتصالات تحت بار گسترده، مقدار F_p نبايد كم‌تر از 4000 نيوتن بر متر درنظرگرفته شود.

3- در صورتي‌كه حداقل در يك انتهاي جزء تكيه‌گاه‌هاي لغزان تعبيه شده باشد، طول اتكاي تكيه‌گاه بايد به حدي باشد كه اجازه‌ي تغييرمكان نسبي مورد انتظار جزء نسبت به تكيه‌گاه داده شود.

2-7-6- ديافراگم‌ها

ديافراگم، سيستمي‌افقي يا نزديك به افقي است كه نيروهاي اينرسي ناشي از زلزله را به اعضاي قايم يا سيستم‌هاي قايم باربر جانبي از طريق عملكرد توام اجزاي ديافراگم شامل تيرهاي لبه، برش‌گيرها و كلاف‌ها منتقل مي‌نمايد.

در مدل تحليلي ساختمان بايد اثر رفتار ديافراگم مطابق بند (3-2-4) درنظرگرفته شود.

2-7-6-1- تيرهاي لبه‌ي ديافراگم

در لبه‌هاي خارجي و داخلي (لبه‌ي بازشوها) ديافراگم مي‌توان از تيرهاي لبه استفاده نمود. ديوار و يا تير قاب يكپارچه با ديافراگم نيز مي‌تواند به عنوان تير لبه عمل نمايد. در گوشه‌هاي تورفته و در گوشه‌هاي بازشوهاي ديافراگم، تيرهاي لبه بايد از گوشه به داخل ديافراگم آن‌قدر ادامه پيدا كنند تا نيروها به طور مطمئن در سطح ديافراگم توزيع شود. تيرهاي لبه بايد براي نيروي كششي ناشي از خمش كلي ديافراگم، حاصل از نيروهاي اينرسي واردشده با رفتار كنترل‌شونده توسط نيرو طراحي شوند. در طراحي، ضوابط بند (20-5-3-3) آيين‌نامه‌ي بتن ايران (آبا) بايد مورد توجه قرار گيرد.

2-7-6-2- برش‌گيرهاي ديافراگم

درصورتي‌كه اتصال ديافراگم به سيستم باربر جانبي براي انتقال مطمئن نيروهاي برشي كافي نباشد، مي‌توان از برش‌گيرها براي انتقال نيرو از ديافراگم به سيستم باربر جانبي استفاده نمود. برش‌گيرها بايد به اندازه‌ي كافي در ديافراگم قرار داده شوند و طوري به ديافراگم متصل شوند تا قادر به انتقال همه‌ي نيروهاي موردنظر باشند. در طراحي اين اجزا بايد ضوابط بندهاي (20-5-3-2-5) و (20-5-3-2-6) "آبا" را مورد توجه قرار داد.

2-7-6-3-كلاف‌هاي كششي ديافراگم

در ديافراگم بايد از كلاف‌هاي كششي پيوسته كه دو لبه‌ي مقابل ديافراگم يا تيرهاي لبه را به هم وصل مي‌كنند استفاده نمود. فاصله‌ي كلاف‌ها از هم نبايد از سه برابر طول كلاف‌ها زيادتر باشد. طول كلاف، فاصله‌ي بين دو نقطه‌ي متوالي انتقال نيروي آن به ساير اعضاي باربر جانبي، مانند تيرهاي قاب‌ها، مي‌باشد. كلاف‌ها براي حداقل بار محوري كششي مطابق رابطه‌ي (2-3)، به عنوان يك رفتار كنترل‌شونده توسط نيرو، طراحي مي‌شوند.

$$F_p = 0.4 \times S_s W \qquad (3\text{-}2)$$

كه در آن:

W: وزن سطح بارگير سهميه‌ي كلاف كششي مي‌باشد؛

F_p: نيروي محوري كششي براي طراحي كلاف‌هاي بين ديافراگم و تيرهاي لبه و يا لبه‌هاي ديافراگم مي‌باشد؛

S_s: مقدار شتاب طيفي در زمان تناوب‌هاي كوتاه براي سطح زلزله انتخابي و ميرايي 5% مي‌باشد؛

در صورتي‌كه جنس ديافراگم چوب يا ورقه‌ي فلزي و ديوارهاي ساختمان از مصالح بنايي يا بتني باشند، طراحي كلاف‌ها براي نيروهاي مهاري متناظر با سطح بارگير آن‌ها به شرحي كه در بند (2-7-7-1) بيان شده، انجام مي‌شود.

2-7-7- ديوارها

ديوارها بسته به نوع سيستم سازه‌اي، بايد براساس ضوابط فصول 5 تا 7 بررسي شوند. علاوه براين، ديوارها بايد بـه شـرحي كـه دراين بند بيان مي‌شود براي كنترل نيروي اينرسي خارج از صفحه ديوار ارزيابي شوند. رفتار خـارج از صـفحه‌ي ديـوار كنتـرل‌شـونده توسط نيرو مي‌باشد.

2-7-7-1- اتصال به ديافراگم در جهت خارج از صفحه‌ي ديوار

ديوارها بايد به تمام ديافراگم‌ها وقتي كه به عنوان تكيه‌گاه ديوار عمل مي‌كنند يا ديافراگم‌هايي كه بار قـائم آن‌هـا توسـط ديـوار تحمل مي‌شوند، به‌خوبي مهار شوند. حداكثر فاصله‌ي مهارها 2/5 متر مي‌باشد، مگر اين‌كه نشان داده شود كه ديوار ظرفيت كـافي را داراست. نيروي مهاري از رابطه‌ي (2-4) برآورد مي‌شود:

$$F_p = \alpha \times S_s W \qquad (4\text{-}2)$$

كه در آن:

F_p: نيروي طراحي براي مهار ديوارها مي‌باشد؛

α: ضريبي كه از جدول (2-4) براي سطح عملكرد موردنظر و با توجه به رفتار ديافراگم طبق بند (3-2-4-1) انتخاب مي‌شود؛

S_s: مقدار شتاب طيفي در زمان تناوب‌هاي كوتاه براي سطح زلزله‌ي انتخابي و ميرايي 5% مي‌باشد؛

W: وزن ديوار سهم مهار مي‌باشد.

مقدار F_p نبايد كم‌تر از حداقل دو مقدار 600 يا $600 S_s$ كيلوگرم بر متر باشد.

جدول (2-4): ضريب α

سطح عملكرد سازه	آستانه‌ي فروريزش	ايمني جاني	قابليت استفاده‌ي بي‌وقفه
α **براي ديافراگم صلب**	0/3	0/4	0/6
α **براي ديافراگم نرم**	0/9	1/2	1/8

ديافراگم بايد قادر به تحمل نيروهاي مهاري ايجاد شده باشد. نيروهاي مهار در ديافراگم بايد توسط كلاف‌هاي افقي توزيع شـود. براي اين منظور مي‌توان ديافراگم را با كلاف‌بندي به يك سري ديافراگم‌هاي كوچك‌تر تقسيم‌بندي نمود. به نحوي كه هر قسمت به تنهايي قادر به انتقال نيروهاي برشي ناشي از مهار ديوار به ديافراگم باشد. اين ديافراگم‌هاي كوچك‌تر بايـد داراي نسـبت طـول بـه عرض سه يا كم‌تر باشند. در صورتي‌كه پانل‌هاي ديوار توسط پشت‌بند يا اعضايي مشابه در جهت عمود بر صفحه سخت شـده باشـند بايد در ديافراگم از كلاف در محل قرارگيري اين پشت‌بندها استفاده شود. در محاسبه‌ي نحوه‌ي توزيع نيروهاي عمـود بـر صـفحه‌ي ديوار بين مهارها و كلاف‌هاي ديافراگم اثر اين سخت‌كننده‌ها هم بايد منظور شود. اين مهارهاي متصل‌كننـده‌ي ديـوار بـه ديـافراگم جزء اعضاي كنترل‌شونده توسط نيرو محسوب مي‌شوند.

2-7-7-2- مقاومت ديوار در جهت خارج از صفحه

اجزاي ديوار بايد مقاومت كافي را براي تحمل نيروهاي خارج از صفحه‌ي ديوار داشته باشند. اين نيروها از رابطه‌ي (2-5) محاسبه مي‌شود.

$$F_p = \beta \times S_s W \qquad (5\text{-}2)$$

كه در آن:

F_p: نيروي طراحي در جهت خارج از صفحه‌ي وارد بر واحد سطح ديوار بين تكيه‌گاه‌هاي جانبي است. فاصله‌ي تكيه‌گاه‌ها بايد مطابق بند (2-7-7-1) باشد؛

β: ضريبي كه از جدول (2-5) براي سطح عملكرد موردنظر انتخاب مي‌شود؛

S_s: مقدار شتاب طيفي در زمان تناوب‌هاي كوتاه براي سطح زلزله انتخابي و ميرايي 5% مي‌باشد؛

W: وزن ديوار در واحد سطح مي‌باشد.

جدول (2-5): ضريب β

سطح عملكرد سازه	آستانه‌ي فروريزش	ايمني جاني	قابليت استفاده بي‌وقفه
β	0/3	0/4	0/6

2-7-8- اجزاي غيرسازه‌اي

اجزاي غيرسازه‌اي شامل اجزاي معماري، مكانيكي و برقي بايد به ساختمان مطابق ضوابط فصل 9 مهار شوند. قابليت كاركرد اين اجزا بعد از زلزله برحسب سطح عملكرد انتخابي بايد مطابق ضوابط فصل 9 و شرايط ويژه‌ي پروژه تامين شود.

2-7-9- ساختمان‌هاي با اعضاي مشترك

در مورد دو يا چند ساختمان كه اعضاي مشترك داشته باشند، بايد يكي از ضوابط بندهاي (2-7-9-1) يا (2-7-9-2) به كارگرفته شود.

2-7-9-1- به‌هم‌بستن ساختمان‌ها

در اين روش بهسازي، ساختمان‌ها بايد به نحوي به هم بسته شوند كه به صورت يكپارچه عمل نمايند. اتصال مرتبط‌كننده‌ي ساختمان‌ها در هر تراز بايد براي تحمل نيروهايي كه در بند (2-7-5) معرفي شده‌اند، طراحي شود. تحليل‌هايي كه براي محاسبه‌ي پاسخ لرزه‌اي ساختمان‌ها انجام مي‌شوند، بايد اتصال و ارتباط ساختمان‌ها را نيز دربرگرفته و به صورت يكپارچه ارزيابي نمايند. در صورتي‌كه فقط پي دو سازه مشترك، ولي خود ساختمان‌ها مطابق ضوابط بند (2-7-10) جدا باشند، لازم نيست ساختمان‌ها را به هم بست. در طراحي اجزاي مشترك پي بايد پاسخ هر دو سازه ملحوظ شود.

2-9-7-2- جداكردن ساختمان‌ها

در اين روش بهسازي، ساختمان‌هاي با اعضاي مشترك بايد توسط درزهاي انقطاع از هم كاملا جدا شوند. براي هر ساختمان بايد سيستم باربر جانبي مستقلي درنظرگرفته شود. همچنين در هرطرف درز انقطاع مطابق بند (2-7-10)، سيستم باربر ثقلي مستقلي بايد تعبيه شود مگر اين‌كه از تكيه‌گاه‌هاي لغزشي براي انتقال بار ثقلي از يك ساختمان به ساختمان ديگر استفاده شود. طول اين تكيه‌گاه لغزشي بايد متناسب با حركت جانبي مستقل هر ساختمان در حالتي‌كه ساختمان‌ها در دو جهت مخالف تغييرمكان دهند درنظرگرفته شود. عضو مشترك موجود نيز يا بايد كاملا حذف شود يا به يكي از ساختمان‌ها مطابق شرايط بند (2-7-5) مهار شود.

10-7-2- درزهاي انقطاع

1-10-7-2- حداقل بعد درز انقطاع

ساختمان‌ها بايد به طور مناسبي از سازه‌هاي مجاور فاصله داشته باشند تا امكان برخورد حين زلزله وجود نداشته باشد، مگر در شرايط استثنايي كه در بند (2-7-10-2) ذكرشده است. حداقل بعد درز انقطاع طبق ضوابط استاندارد 2800 ايران محاسبه مي‌شود.

2-10-7-2- موارد استثنا

براي سطح عملكرد سازه‌اي ايمني جاني يا پايين‌تر در صورتي‌كه تراز ديافراگم‌هاي ساختمان موردنظر با ساختمان مجاور يكي باشد و تفاوت ارتفاع دو ساختمان كم‌تر از 50% ارتفاع ساختمان كوتاه‌تر باشد، نيازي به رعايت ضوابط حداقل بعد درز انقطاع مطابق بند (2-7-10-1) نمي‌باشد.

ساختمان‌هايي كه شرايط بند (2-7-10-1) از لحاظ فاصله‌ي بين ساختمان‌ها برآورده نسازند، را مي‌توان از طريق بهسازي بهبود رفتار داد، به شرط اين‌كه تحليلي كه بتواند انتقال اندازه‌ي حركت و انرژي ناشي از برخورد دو ساختمان را در نظر بگيرد انجام گيرد و:

1- ديافراگم‌هاي ساختمان‌هاي مجاور در ترازهاي يكسان قرار داشته و نشان داده شود كه قادر به انتقال نيروهايي ناشي از برخورد مي‌باشند؛

يا

2- نشان داده شود كه ساختمان‌هاي مجاور پس از برخورد، حتي با حذف اعضايي كه ممكن است در اثر برخورد دچار خرابي شديد شوند، قادر به تحمل كليه‌ي بارهاي ثقلي و جانبي مي‌باشند.

11-7-2- اثر مولفه‌ي قايم زلزله

اثر مولفه‌ي قايم زلزله بر پاسخ ساختمان بايد براي موارد زير درنظرگرفته شود:

1- اعضا و قطعات طره‌اي ساختمان؛

2- اعضا و قطعات پيش‌تنيده‌ي ساختمان؛

3- اعضا و قطعاتي از ساختمان كه تحت بارهاي ثقلي مطابق بند (3-2-8) از 80% ظرفيت اسمي آن‌ها استفاده شده باشد.

2-8- روش‌هاي آزمايش براي ارزيابي و مطالعات بهسازي لرزه‌اي ساختمان‌ها

2-8-1- كليات

ارزيابي آسيب‌پذيري لرزه‌اي و انجام مطالعات بهسازي لرزه‌اي هر ساختمان، نيازمند در اختيار داشتن اطلاعات كافي، متناسب با ملزومات هر مرحله، مي‌باشد.

اطلاعات پيش‌گفته در دو گروه اصلي قرار دارند:

1- اطلاعات مربوط به خصوصيات لرزه‌اي ساختمان شامل زمان تناوب و نسبت ميرايي (بند2-8-2)؛

2- اطلاعات مربوط به مشخصات مصالح به‌كاررفته در سازه‌ي ساختمان (بند2-8-3).

2-8-2- تعيين خصوصيات لرزه‌اي ساختمان

اگرچه با توجه به امكانات نرم‌افزاري موجود و ضوابط ارايه‌شده در آيين‌نامه‌ها و اين دستورالعمل امكان محاسبه‌ي زمان تناوب هر نوع سازه به صورت تحليلي وجود دارد و نسبت ميرايي ساختمان نيز بسته به نوع سازه، اتصالات و مصالح آن در محدوده‌ي مقدار واقعي قابل تعيين مي‌باشد، ليكن در صورتي‌كه بسته به شرايط، حساسيت و امكانات پروژه، تعيين خصوصيات لرزه‌اي واقعي ساختمان‌ها ضرورت يابد، مي‌توان با استفاده از روش ثبت ارتعاشات محيطي در اين خصوص اقدام نمود. بديهي است آزمايش بايد با استفاده از دستگاه مورد تاييد و توسط افراد خبره انجام پذيرد و اطلاعات دستگاهي توسط كارشناس ذي‌صلاح با استفاده از نرم‌افزار مربوط تحليل و نتيجه‌گيري شود.

2-8-3- تهيه‌ي مشخصات مصالح به‌كاررفته در ساختمان

در صورتي‌كه مدارك فني پروژه‌ي در دست مطالعه نظير نقشه‌هاي چون‌ساخت، دفترچه‌ي مشخصات فني، دفترچه‌ي محاسبات، دستوركارهاي اجرايي، برگه‌هاي تاييديه‌ي كارخانه‌ي تامين‌كننده‌ي مصالح، برگه‌هاي آزمايش مصالح درحين احداث ساختمان و موارد مشابه در دسترس باشند، بخش اعظم اطلاعات موردنياز موجود خواهد بود. بديهي است بسته به هدف بهسازي پروژه و نوع ساختمان و مصالح به‌كاررفته در آن، كنترل و تكميل اطلاعات طبق فصول 5 تا 7 دستورالعمل بهسازي لرزه‌اي ساختمان‌هاي موجود بايد انجام پذيرد. در صورت فقدان اطلاعات، لازم است مطابق با نياز پروژه برنامه‌ريزي براي انجام آزمايش در هر مورد تدوين شود. توضيحات لازم در خصوص آزمايش‌هاي قابل انجام در ساختمان‌هاي بتن مسلح، فولادي و بنايي در تفسير، ارايه شده است.

2-8-3-1- آزمايش‌هاي غيرمخرب

آزمايش‌هاي غيرمخرب به كليه‌ي روش‌هاي بررسي كه اجازه مي‌دهند ارزيابي مشخصات و يا نقص در مصالح (فولادي، بتني و جوش) بدون نمونه‌برداري و ايجاد هر گونه اختلال در عملكرد سازه انجام پذيرد، اطلاق مي‌شود. عمدتا وسايل اين نوع آزمايش‌ها قابل حمل هستند.

در برنامه، با توجه به امكانات موجود براي انجام آزمايش‌هاي غيرمخرب، بايد سعي شود در چارچوب ضوابط دستورالعمل در هر مورد، تعداد آزمايش‌هاي مخرب در حداقل ممكن منظور شود و محل‌هاي نمونه‌برداري از اجزاي سازه از نقاطي باشند كه تحت كم‌ترين تنش قرار دارند و بعد از نمونه‌برداري سريعا ترميم شوند.

در ارتباط با آزمايش‌هاي غيرمخرب نيز بايد توجه لازم براي انجام كار با دستگاه‌ها و تجهيزات مناسب در هر مورد، توسط افراد ذي‌صلاح كه تجربه‌ي كافي در انجام صحيح آزمايش و تفسير دقيق نتايج را دارا باشند، به عمل آيد.

در ساختمان‌هاي بتن مسلح، به كمك آزمايش‌هاي غيرمخرب، ارزيابي مقاومت فشاري بتن، مشخصات بتن، نواقص داخل آن و تعيين محل، قطر آرماتورها و ... صورت مي‌گيرد.

به منظور ارزيابي مقاومت فشاري بتن از آزمايش‌هايي نظير چكش اشميت، نفوذ در بتن با كمك تفنگ مخصوص، اندازه‌گيري سرعت عبور موج مافوق صوت،كشش ميله از بتن و ... استفاده مي‌شود.

در شناسايي نواقص داخل بتن روش‌هايي نظير انعكاس صوت، سرعت عبور موج مافوق صوت، ضربه‌ي مكانيكي، راديوگرافي و ... را مي‌توان به‌كار برد.

محل، تعداد و قطر آرماتورها نيز در صورت انجام آزمايش‌هاي الكترومگنتيك، راديوگرافي و ... قابل تعيين مي‌باشد.

درساختمان‌هاي فولادي، به كمك آزمايش‌هاي غيرمخرب، عمق ترك‌ها و شيارهاي مويي، ضخامت پوشش (رنگ)، عمق زنگ‌زدگي (خوردگي فولاد)، مقاومت گسيختگي سطحي فولاد و ... ارزيابي مي‌شود. آزمايش‌هاي پيشنهادي براي اين منظور مشابه آزمايش‌هاي غيرمخرب در ارزيابي كيفيت جوش‌ها مي‌باشد.

در مورد كيفيت جوش‌ها يكپارچگي اساسا به وسيله‌ي بازرسي چشمي تاييد مي‌شود. حتي در جوشكاري اتصالاتي كه آزمايش‌ها تماما به صورت غيرمخرب تعيين شده باشد، بازرسي چشمي هنوز بخش مهمي از كنترل كيفيت عملي را تشكيل مي‌دهد؛ بنابراين در آزمون‌هاي غيرمخرب، بازرسي چشمي جوش در درجه‌ي اول اهميت قرار دارد. در ارزيابي كيفي جوش‌ها آزمايش‌هايي نظير راديوگرافي با اشعه، اشعه‌ي مافوق صوت، ذرات مغناطيسي، نفوذ مايع و ... با رعايت محدوديت‌هاي مربوط مورد استفاده قرار مي‌گيرد.

درساختمان‌هاي بنايي، به‌كمك آزمايش‌هاي غيرمخرب، تغييرات در دانسيته و مدول‌هاي مصالح بنايي و همچنين وجود ترك‌ها، انقطاع در آجرچيني و ... را مي‌توان ارزيابي نمود.

2-8-3-2- آزمايش‌هاي مخرب

آزمايش‌هاي مخرب با نمونه‌گيري از اعضا و يا اجزاي سازه و انجام آزمايش در آزمايشگاه صورت مي‌پذيرد. نمونه‌برداري بايد با پيش‌بيني تمهيدات لازم براي جلوگيري از هر گونه ناپايداري در سازه از نقاطي باشد كه تحت كم‌ترين تنش قرار دارند و آن نقاط بلافاصله پس از نمونه‌برداري ترميم شود.

با توجه به مشكلات اجرايي، خطرات احتمالي، زمان و هزينه‌ي آزمايش‌هاي مخرب، سعي بر آن است كه حتي‌المقدور با انجام آزمايش‌هاي غيرمخرب و با استفاده از اسناد و مدارك مربوط، تعداد آزمايش‌هاي مخرب به حداقل ممكن تقليل يابد.

فصل 3

روش‌های تحلیل

3-1- محدوده‌ی کاربرد

در این فصل ملاحظات عمومی تحلیل سازه‌ها به منظور طرح برای بهسازی ارایه شده است. در بخش (3-2) ضوابط کلی تحلیلی برای مدل‌سازی ساختمان شامل فرضیات اولیه، پیچش، دیافراگم‌ها، اثرات $P-\Delta$، اندرکنش خاک و سازه، اثرات بارگذاری چند جهته و واژگونی مطرح شده است. در بخش (3-3) چهار روش تحلیلی مورد استفاده در این دستورالعمل تشریح شده است. معیارهای پذیرش اجزای سازه برحسب نوع روش تحلیل در بخش (3-4) بیان‌شده است. برای ساختمان‌های بنایی به فصل هفتم مراجعه شود.

3-2- ضوابط کلی تحلیل

تحلیل سازه باید مطابق ضوابط این بخش و بخش (2-7) انجام شود.

3-2-1- انتخاب روش تحلیل

هر یک از روش‌های تحلیل استاتیکی خطی، دینامیکی خطی، استاتیکی غیرخطی یا دینامیکی غیرخطی با رعایت محدودیت‌های هر یک، مطابق بخش (2-3) انتخاب می‌شود.

3-2-2- مدل‌سازی

3-2-2-1- فرضیات اولیه

سازه باید به صورت سه‌بعدی مدل‌سازی شود. در موارد ذکرشده در این بند برای تحلیل‌های غیرخطی می‌توان از مدل دو بعدی نیز استفاده نمود. در صورتی‌که سازه دارای دیافراگم صلب، مطابق با تعریف بند (3-2-4) باشد و اثرات پیچش در سازه مطابق بند (3-2-3) ملحوظ شده باشد، می‌توان از مدل‌سازی دو بعدی در تحلیل‌های غیرخطی نیز استفاده نمود. در سازه‌های با دیافراگم نرم، مدل‌سازی دوبعدی در تحلیل‌های غیرخطی می‌تواند با توجه به بند (3-2-4-2) انجام شود. هنگامی‌که سازه در تحلیل‌های غیرخطی دوبعدی مدل می‌شود، برای محاسبه‌ی سختی و مقاومت اجزا و اعضای سازه باید خواص سه‌بعدی آن‌ها مدنظر قرار گیرد. در مدل‌سازی، سختی اعضای سازه‌ای باید برحسب نوع مصالح، مطابق فصل‌های 5 یا 6 برآورد شود.

در تحلیل‌های غیرخطی، اگر اتصالات ضعیف‌تر و یا دارای شکل‌پذیری کم‌تر از اعضای متصل‌شونده باشد و یا به نحوی تخمین زده شود که با درنظرگرفتن اتصالات در مدل، نتایج حاصل بیش از 10% تغییر خواهد داشت، اثر آن‌ها باید به نحو مناسب در مدل سازه منظور شود.

3-2-2-2- اعضای اصلی و غیراصلی

1- اعضای اصلی باید برای نیروها و تغییرشکل‌های ناشی از زلزله در ترکیب با بار ثقلی و اعضای غیراصلی باید برای تغییرشکل‌های ناشی از زلزله در ترکیب با آثار بار ثقلی ارزیابی شوند.

2- در تحلیل‌های خطی، فقط سختی و مقاومت اعضای اصلی منظور می‌شود. چنانچه جمع سختی جانبی اعضای غیراصلی از 25% جمع سختی جانبی اعضای اصلی ساختمان تجاوز نماید، باید تعدادی از آن‌ها را جزء اعضای اصلی محسوب نمود تا آنجا که این نسبت کم‌تر از 25% 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.

3- دسته‌بندی اعضای سازه به عنوان اعضای اصلی و غیراصلی نباید به گونه‌ای انجام شود که ساختمان نامنظم به ساختمان منظم تبدیل شود.

4- در تحلیل‌های غیرخطی، سختی و مقاومت هر دو گروه اعضای اصلی و غیراصلی و همچنین تغییرات مقاومت و سختی این اعضا در اثر کاهندگی باید در مدل‌سازی وارد شود. در تحلیل استاتیکی غیرخطی ساده‌شده مطابق بند (3-3-3-1) فقط اعضای اصلی مدل‌شده و از اثرکاهندگی صرف‌نظر می‌شود.

5- هرگاه جمع سختی جانبی اجزای غیرسازه‌ای بیش‌تر از 10% سختی جانبی کل در هر طبقه باشد باید اثر آن‌ها نیز در مدل سازه درنظرگرفته شود.

3-2-2-3- مدل‌سازی پی

اثر سختی انتقالی و دورانی پی‌ها باید براساس توصیه‌های بخش (4-4) برآورد شده و برحسب میزان گیرداری پای ستون‌ها در مدل وارد شود. در مدل‌سازی پی باید تغییرمکان‌های احتمالی شرح داده‌شده در بند (4-2-2) مورد توجه قرار گیرد.

3-2-2-4- پیکربندی ساختمان

از نظر پیکربندی، ساختمان به دو دسته‌ی ساختمان منظم و نامنظم تقسیم می‌شود. ساختمان منظم، باید شرایط بند (1-6-2) استاندارد 2800 ایران را با درنظرگرفتن و بدون درنظرگرفتن اعضای غیراصلی دارا باشد.

3-2-3- پیچش

چنانچه دیافراگم‌های کف مطابق بند (3-2-4) از نوع نیمه‌صلب 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 محاسبه‌ی پیچش لازم نیست.

3-2-3-1- پیچش واقعی

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

3-2-3-2- پیچش اتفاقی

این پیچش ناشی از خروج از مرکزیت اتفاقی جرم بوده و با درنظرگرفتن خروج از مرکزیتی برابر با 5% بعد ساختمان در جهت عمود بر راستای بار جانبی محاسبه می‌شود.

3-2-3-3- ملاحظات خاص پیچش

1- اگر نسبت حداکثر تغییرمکان افقی در یکی از طبقات به تغییرمکان افقی مرکز جرم آن طبقه بزرگ‌تر از 1/5 شود [$\eta \geq 1.5$] آن سازه باید با استفاده از مدل‌سازی سه‌بعدی مورد بررسی قرار گیرد.

2- اگر تحت کل لنگر پیچشی (جمع لنگر پیچشی واقعی و اتفاقی) در تمام طبقات η کوچک‌تر از 1/1 باشد، می‌توان از اثر پیچش اتفاقی صرف‌نظر نمود.

3- هرگاه اثر لنگر پیچشی اتفاقی کوچک‌تر از 25% اثر لنگر پیچشی واقعی باشد می‌توان از اثر پیچش اتفاقی صرف‌نظر نمود.

4- آثار لنگر پیچشی واقعی و اتفاقی نباید در جهت کاستن از نیروها و یا تغییرمکان‌های طبقات به‌کار گرفته شود.

5- اگر در تحلیل خطی استاتیکی یا دینامیکی در اثر کل پیچش در یکی از طبقات η بزرگ‌تر از 1/2 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.

6- در تحلیل غیرخطی استاتیکی با استفاده از مدل‌های دوبعدی، تغییرمکان‌های هدف باید در ضریب η ضرب شوند.

7- در تحلیل غیرخطی دینامیکی با استفاده از مدل دوبعدی، دامنه‌ی شتاب‌نگاشت‌های زلزله باید در ضریب η ضرب شوند.

3-2-4- دیافراگم‌ها

3-2-4-1- دسته‌بندی دیافراگم‌ها

دیافراگم‌ها به صورت صلب، نیمه‌صلب و یا نرم دسته‌بندی می‌شوند. چنانچه حداکثر تغییرشکل افقی دیافراگم بزرگ‌تر از دو برابر متوسط تغییرمکان جانبی نسبی طبقه‌ی زیر آن باشد، آن دیافراگم نرم محسوب می‌شود. در دیافراگم‌هایی که بر روی دیوارهای زیرزمین تکیه نموده‌اند، متوسط تغییرمکان‌جانبی نسبی طبقه‌ی بالایی مدنظر قرار می‌گیرد. در دیافراگم صلب این نسبت باید کم‌تر از نیم باشد. دیافراگمی‌که نه صلب و نه نرم باشد، دیافراگم نیمه‌صلب نامیده می‌شود. منظور از تغییرمکان نسبی طبقه، تغییرمکان جانبی سیستم‌های قایم باربر جانبی آن طبقه نسبت به طبقه‌ی زیرین می‌باشد.

برای دسته‌بندی دیافراگم‌ها، محاسبه‌ی تغییرشکل‌ها باید برمبنای بار معادل استاتیکی مطابق رابطه‌ی (3-6) انجام شود. به‌علاوه، تغییرشکل دیافراگم باید برمبنای توزیع نیروی افقی متناسب با توزیع جرم در طبقه و همچنین نیروهای افقی ناشی از جابه‌جاشدن سیستم قایم باربر جانبی از طبقه‌ای به طبقه‌ی دیگر، محاسبه شوند.

3-2-4-2- ملاحظات خاص مدل‌سازی

در مدل‌سازی سازه‌ها با دیافراگم نیمه‌صلب و یا نرم باید اثر تغییرشکل دیافراگم برحسب سختی آن درنظرگرفته شود. در سازه‌های 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 مدل‌سازی دوبعدی و با تخصیص جرم متناسب با سطح باربری قاب‌ها تحلیل نمود.

3-2-5- اثرات $P-\Delta$

اثرات $P-\Delta$ در محدوده‌ی رفتارخطی یا غیرخطی مصالح باید در هر نوع تحلیل سازه (استاتیکی و دینامیکی، خطی یا غیرخطی) مطابق این بند منظور شود.

3-2-5-1- اثرات $P-\Delta$ در محدوده‌ی رفتار خطی مصالح

1- در تحلیل‌های خطی ضریب پایداری $\left[\theta_i=\frac{P_i\delta_i}{V_ih_i}\right]$ باید برای هر طبقه و در هر جهت محاسبه شده و تغییرمکان‌های نسبی طبقات و نیروهای داخلی حاصل از تحلیل به نسبت $\frac{1}{1-\theta_i}$ در هر طبقه افزایش داده شود.

که در آن:

P_i: بخشی از وزن سازه شامل بار مرده و بار زنده‌ی دایم و 25% بار زنده‌ی متحرک در طبقه‌ی i -ام می‌باشد؛

δ_i: تغییرمکان نسبی مرکز سختی طبقه‌ی i -ام است؛

V_i: برش کل طبقه‌ی i -ام می‌باشد؛

h_i: ارتفاع طبقه‌ی i -ام می‌باشد.

چنانچه ضریب θ_i در همه‌ی طبقات کم‌تر از 0/1 باشد می‌توان از اثرات $P-\Delta$ صرف‌نظر نمود. اگر θ_i بزرگ‌تر از 0/33 باشد، سازه ناپایدار تلقی می‌شود و باید برای کاستن از تغییرمکان جانبی در جهت کاهش اثرات $P-\Delta$ بهسازی شود.

2- در تحلیل‌های غیرخطی، اثرات $P-\Delta$ در محدوده‌ی رفتار خطی مصالح باید با درنظرگرفتن سختی هندسی تمامی اعضایی که تحت اثر بارهای محوری قرار دارند، در مدل‌سازی اعمال شود.

3-2-5-2- اثرات $P-\Delta$ در محدوده‌ی رفتار غیرخطی مصالح

اثرات $P-\Delta$ در محدوده‌ی رفتار غیرخطی مصالح نیز باید با استفاده از ضرایب C_3 در تحلیل‌های خطی مطابق بند (3-3-1-2) و یا در تحلیل غیرخطی استاتیکی مطابق بند (3-3-3-2) مدنظر قرار گیرد.

3-2-6- اندرکنش خاک و سازه

در مواردی که افزایش زمان تناوب ساختمان به‌دلیل اندرکنش با خاک سبب تغییر شتاب‌ها و تغییرمکان‌های سازه شود (مثلا سازه‌های واقع بر روی خاک نرم و یا نزدیک به گسل) اثرات اندرکنش خاک و سازه بایستی مدنظر قرار گیرد.

در روش تحلیل استاتیکی خطی می‌توان از روش ساده‌شده‌ای که در آن از زمان تناوب و نسبت میرایی موثر برای مجموعه‌ی خاک و سازه استفاده می‌شود، بهره برد؛ برای جزییات این روش می‌توان به نشریه‌ی ATC3-06 مراجعه کرد. در این حالت نیروها و تغییرشکل‌های سازه، حاصل از تحلیل، نباید کوچک‌تر از $\frac{3}{4}$ مقادیر آن‌ها بدون درنظرگرفتن اندرکنش محسوب شوند.

در هنگام استفاده از سه روش تحلیلی دیگر باید از روش مدل‌سازی صریح استفاده نمود. در روش صریح باید سختی و میرایی هر پی به طور صریح مدل شود، به‌جای مدل‌سازی صریح میرایی می‌توان از ضریب میرایی موثر سیستم سازه و پی طبق روش ساده‌شده استفاده کرد. نسبت میرایی مورد استفاده برای هر یک از پی‌ها نباید از نسبت میرایی ارتجاعی سازه تجاوز نماید. در روش تحلیل

استاتیکی غیرخطی نسبت میرایی موثر سیستم سازه و پی بایستی برای محاسبه مقادیر طیفی به‌کار گرفته شوند. اگر از روش ساده‌شده برای محاسبه‌ی نسبت میرایی موثر استفاده شود نیروها و تغییرشکل‌های حاصل از تحلیل نباید کوچک‌تر از $\frac{3}{4}$ مقادیر آن‌ها بدون درنظرگرفتن اندرکنش محسوب شوند.

3-2-7- اثر هم‌زمان مولفه‌های زلزله

ساختمان‌ها باید برای اثر هم‌زمان مولفه‌های زلزله در هر دو امتداد متعامد افقی طراحی 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:

1- ساختمان در پلان نامنظم باشد؛

2- 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 30% اثر زلزله در امتداد عمود بر آن درنظرگرفته شود. در تحلیل‌های غیرخطی بایستی در هر امتداد 100% نیروها و تغییرمکان‌ها در جهت مورد بررسی به همراه نیروهای متناظر با 30 % تغییرمکان ناشی از زلزله در امتداد عمود برآن درنظرگرفته شود.

برای موارد ذکرشده در بند (2-7-11) اثر مولفه‌ی قایم زلزله باید درنظرگرفته شود. در این صورت ترکیب اثر مولفه‌ی قایم با اثر مولفه‌ی افقی ضروری نمی‌باشد.

3-2-8- ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی

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

$$Q_G = 1.1[Q_D + Q_L] \quad (1-3)$$

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (2-3)$$

که در آن Q_D بارمرده و Q_L بار زنده‌ی موثر براساس استاندارد 519 می‌باشد.

3-2-9- بررسی اعتبار فرضیات طراحی

باید اطمینان حاصل شود که مکانیزم رفتار و موقعیت مفصل‌های خمیری فرض‌شده برای تحلیل مدل سازه تا حد امکان مشابه رفتار سازه‌ی واقعی هنگام زلزله‌ی سطح خطر موردنظر باشد. از این‌رو توصیه می‌شود که مقاومت تمامی اعضای سازه‌ای برای تحمل تغییرشکل‌های غیرارتجاعی ناشی از زلزله در تمامی طول آن‌ها (علاوه بر دو انتها) مورد ارزیابی قرار گیرد. به‌علاوه 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.

3-2-10- واژگونی

اعضای قایم سیستم باربر جانبی ساختمان در هر طبقه باید با درنظرگرفتن اثرات ناشی از لنگر واژگونی مطابق این بند طراحی شوند. اثرات واژگونی در سطح پی و خاک در فصل4 مورد بحث قرارگرفته است.

3-2-10-1- روش‌های خطی

در این روش‌ها، لنگر مقاوم واژگونی در هر طبقه برابر لنگر مقاوم بارهای مرده در طبقه‌ی موردنظر می‌باشد. درهنگام وجود برکنش در طبقه‌ی موردنظر، لنگر مقاوم واژگونی از حاصل‌جمع لنگر مقاوم بارهای مرده به‌علاوه‌ی لنگر ناشی از ظرفیت انتقال کشش در ستون‌های‌کششی به‌دست می‌آید. مقدار ظرفیت ا نتقال کشش برابر با کم‌ترین ظرفیت کششی ستون، ظرفیت کششی وصله‌ی ستون در صورت وجود و یا ظرفیت کششی پی یا اتصال پی به ستون می‌باشد.

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

$$M_{ST} > \frac{M_{OT}}{C_1 C_2 C_3 J} \qquad (3\text{-}3)$$

که در آن M_{OT} لنگر واژگونی در طبقه‌ی موردنظر و M_{ST} لنگر مقاوم ناشی از بارهای مرده است. ضرایب C_1، C_2 و C_3 در بند (3-3-2-1) و ضریب J در بند (3-4-1-1) تعریف شده‌اند.

در صورتی‌که 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 رابطه‌ی (3-4) به‌جای رابطه‌ی (3-3) مورد استفاده قرار گیرد. در این رابطه، M_{ST} لنگر مقاوم حاصل از بارهای مرده به تنهایی می‌باشد.

$$0.9M_{ST} > \frac{M_{OT}}{C_1 C_2 C_3 R_{OT}} \qquad (4\text{-}3)$$

که در آن R_{OT} برحسب سطح عملکرد مورد انتظار از ساختمان به شرح زیر تعریف‌شده است:

آستانه‌ی فروریزش	$R_{OT} = 10$
ایمنی‌جانی	$R_{OT} = 8$
قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه	$R_{OT} = 4$

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

3-2-10-2- روش‌های غیرخطی

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

3-3- روش‌های تحلیل سازه

انتخاب روش تحلیل باید با توجه به بند (3-2-1) انجام گیرد.

3-3-1- تحلیل استاتیکی خطی

برای استفاده از روش تحلیل استاتیکی خطی باید به محدودیت‌های اشاره‌شده در بخش (2-3) توجه شود. فرضیات اساسی در این روش عبارتند از:

1- رفتار مصالح خطی است؛

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

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

در این روش، نیروی جانبی ناشی از زلزله به‌گونه‌ای انتخاب می‌شود که برش پایه‌ی حاصل از آن برابر نیروی برش مطابق رابطه (6-3) شود. مقدار برش پایه در این روش چنان انتخاب‌شده است که حداکثر تغییرشکل سازه با آنچه که در زلزله‌ی سطح‌خطر موردنظر پیش‌بینی می‌شود مطابقت داشته باشد. چنانچه تحت اثر بار واردشده، سازه به‌طور خطی رفتار کند، نیروهای به‌دست‌آمده برای اعضای سازه نیز نزدیک به مقادیر پیش‌بینی‌شده هنگام زلزله خواهند بود؛ ولی اگر سازه رفتار غیرخطی داشته باشد، نیروهای محاسبه‌شده از این طریق بیش از مقادیر حد جاری‌شدن مصالح خواهند شد. به‌همین جهت هنگام بررسی معیارهای پذیرش در بند (1-4-3) نتایج حاصل از تحلیل خطی برای سازه‌هایی که هنگام زلزله رفتار غیرخطی دارند، اصلاح می‌شود.

3-3-1-1- تعیین زمان تناوب اصلی نوسان سازه

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

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

2- استفاده از روش‌های تجربی ساده که مبتنی بر اندازه‌گیری‌های انجام‌شده در ساختمان‌های موجود می‌باشد.

در روش تجربی زمان تناوب اصلی نوسان برحسب ثانیه برای ساختمان با سیستم سازه‌ای مختلف از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$T = \alpha H^{(\frac{3}{4})} \qquad (5\text{-}3)$$

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

قاب خمشی فولادی	$\alpha = 0.08$
قاب فولادی مهاربندی‌شده با محورهای غیرمتقارب	$\alpha = 0.07$
قاب خمشی بتنی	$\alpha = 0.07$
سایر سیستم‌های سازه‌ای (به‌جز ساختمان‌های بنایی)	$\alpha = 0.05$

3-3-1-2- برآورد نیروها و تغییرشکل‌ها

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

$$V = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W \qquad (6\text{-}3)$$

که در آن:

W : وزن کل ساختمان، شامل وزن مرده‌ی ساختمان و درصدی از سربار زنده مطابق بخش (2-2) استاندارد 2800 ایران می‌باشد؛

S_a: شتاب طیفی به‌ازای زمان تناوب اصلی T است که براساس بخش (1-6) این دستورالعمل تعیین می‌شود؛

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

1- با استفاده از روابط (3-15) و (3-16) با جایگزینی برش پایه‌ی نظیر حد رفتار ارتجاعی سازه به جای V_Y .

2- با استفاده از رابطه‌ی (3-7) در صورتی‌که نسبت مقاومت R مطابق رابطه‌ی (3-16) معلوم نباشد.

$$C_1 = 1 + \frac{T_s - T}{2T_s - 0.2} \qquad (7\text{-}3)$$

در این رابطه T زمان تناوب اصلی سازه است و T_s زمان تناوب مشترک بین دو ناحیه‌ی شتاب ثابت و سرعت ثابت در طیف بازتاب طرح و مقدار آن براساس بند (2-4-3) استاندارد 2800 ایران به‌دست می‌آید.

در هرصورت مقدار C_1 نباید از 1 کم‌تر و از 1/5 بیشتر انتخاب شود.

C_2: اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای را بر تغییرمکان‌ها به دلیل رفتار چرخشی آن‌ها وارد می‌کند و مقدار آن برای تحلیل خطی یک فرض می‌شود.

C_3: برای اعمال اثرات $P-\Delta$ با رفتار غیرخطی مصالح، بر تغییرمکان‌ها بوده و از روابط (3-8) یا (3-9) محاسبه می‌شود.

$$\theta < 0.1 \rightarrow C_3 = 1.0 \qquad (8\text{-}3)$$

$$\theta > 0.1 \rightarrow C_3 = 1 + 5\frac{\theta - 0.1}{T} \qquad (9\text{-}3)$$

در این رابطه، θ بزرگ‌ترین مقدار ضریب پایداری طبقات مختلف است که با استفاده از بند (3-2-5) و با سعی و خطا تعیین می‌شود و C_m برای اعمال اثر مودهای بالاتر بوده و مطابق جدول (3-1) تعیین می‌شود.

جدول (3-1): مقادیر ضریب C_m

تعداد طبقات	قاب خمشی بتنی یا فولادی	قاب فولادی مهاربندی‌شده با محورهای متقارب یا غیرمتقارب	سازه با دیوار برشی	سایر سیستم‌های سازه‌ای
یک یا دو	1	1	1	1
سه و بیش‌تر	0/9	0/9	0/8	1

3-3-1-3- توزیع نیروی جانبی در ارتفاع

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

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j^k} V \qquad (10\text{-}3)$$

که در آن F_i نیروی جانبی وارد بر طبقه‌ی i -ام، W_i وزن طبقه‌ی i -ام، h_i ارتفاع طبقه‌ی i -ام از تراز پایه طبق تعریف استاندارد 2800 ایران است و مقدار k برابر است با:

$$k = 0.5T + 0.75 \quad (11\text{-}3)$$

برای زمان تناوب اصلی کوچک‌تر از 0/5 ثانیه $[T \le 0.5]$ مقدار k برابر یک و برای زمان تناوب اصلی بزرگ‌تر از 2/5 ثانیه $[T \ge 2.5]$ مقدار k برابر 2 انتخاب می‌شود.

3-3-1-4- توزیع نیروی جانبی در پلان

نیروی جانبی هر طبقه که با استفاده از رابطه‌ی (3-10) برآورد می‌شود باید برحسب توزیع وزن در آن طبقه و با درنظرگرفتن اثر پیچش اتفاقی توزیع شود.

3-3-1-5- دیافراگم

دیافراگم طبقات باید برای نیروی اینرسی F_{pi} مطابق رابطه‌ی (3-12) طراحی شوند.

$$F_{pi} = \frac{\sum_{j=i}^{n} F_j}{\sum_{j=i}^{n} W_j} W_i \quad (12\text{-}3)$$

که در آن F_j و W_j مطابق بند (3-3-1-3) تعریف می‌شوند. و W_i وزن دیافراگم مطابق تعریف دراستاندارد 2800 ایران برای طبقه‌ی 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.

دیافراگم‌هایی که تحت نیروهای ناشی از تغییر موقعیت یا سختی سیستم باربر جانبی قرار می‌گیرند «کنترل‌شونده توسط نیرو» محسوب می‌شوند. اما سایر دیافراگم‌ها مطابق فصل‌های 5 یا 6 برحسب مورد «کنترل‌شونده توسط نیرو یا تغییرشکل» محسوب می‌شوند.

3-3-2- تحلیل دینامیکی خطی

تحلیل دینامیکی خطی می‌تواند به دو روش طیفی یا تاریخچه‌ی زمانی انجام شود. فرضیات خاص این روش در محدوده‌ی رفتار خطی عبارتند از:

1- رفتار سازه را می‌توان به صورت ترکیب خطی از حالت‌های مودهای ارتعاشی مختلف سازه که مستقل از یکدیگرند محاسبه نمود.

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

در این روش، مشابه روش تحلیل استاتیکی خطی، پاسخ سازه در زلزله‌ی سطح‌خطر موردنظر در ضرایبی مطابق بند (3-3-2-4) ضرب می‌شود تا حداکثر تغییرشکل سازه با آنچه که در زلزله پیش‌بینی می‌شود مطابقت داشته باشد. به همین علت نیروهای داخلی در سازه‌های شکل‌پذیر که در هنگام زلزله رفتار غیرخطی خواهند داشت بزرگ‌تر از نیروهای قابل‌تحمل در سازه برآورد می‌شوند. به‌همین جهت هنگام بررسی معیارهای پذیرش در بند (3-4-1) نتایج حاصل از تحلیل خطی برای سازه‌هایی که هنگام زلزله رفتار غیرخطی دارند، اصلاح می‌شود. محدودیت‌های استفاده از این روش در بخش (3-2) این دستورالعمل آمده است.

3-3-2-3-1- ملاحظات خاص تحلیلی

3-3-2-3-1-1- روش تحلیل طیفی

تعداد مودهای ارتعاش در تحلیل طیفی باید چنان انتخاب شود که جمع درصد مشارکت جرم موثر برای هر امتداد تحریک زلزله در مودهای انتخاب‌شده حداقل 90% باشد. به علاوه در هر امتداد، حداقل باید سه مود اول نوسان و حداقل تمام مودهایی که دارای زمان تناوب بیش از 0/4 ثانیه هستند درنظرگرفته شوند. طیف طرح مورد استفاده در این روش باید مطابق بخش (1-6) انتخاب شود.

نتایج حاصل از هر مود نوسان باید با روش‌های آماری شناخته‌شده 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 (بنا به تعریف در پیوست 3 استاندارد 2800 ایران) باید صرفاً با روش‌هایی که اندرکنش مودهای ارتعاشی را درنظر می‌گیرد، انجام شود.

اثر زلزله در امتداد عمود بر امتداد موردنظر در صورت لزوم باید مطابق بند (3-2-7) درنظرگرفته شود.

3-3-2-3-1-2- روش تحلیل تاریخچه زمانی

در تحلیل تاریخچه زمانی، پاسخ سازه با استفاده از روابط دینامیکی در گام‌های زمانی کوتاه محاسبه می‌شود. در این روش باید پاسخ مدل سازه تحت تحریک شتاب زمین براساس حداقل سه شتاب‌نگاشت مطابق بخش (1-6) محاسبه شود.

چنانچه کم‌تر از هفت شتاب‌نگاشت برای تحلیل انتخاب شود باید بیشینه‌ی اثر آن‌ها برای کنترل تغییرشکل‌ها و نیروهای داخلی منظور شود، چنانچه از هفت شتاب‌نگاشت یا بیش‌تر استفاده شود می‌توان مقدار متوسط اثر آن‌ها را برای کنترل تغییرشکل‌ها و نیروهای داخلی در نظر گرفت. اثر هم‌زمان مولفه‌های زلزله در صورت لزوم نیز باید مطابق با بند (3-2-7) منظور شود. مقیاس‌کردن شتاب‌نگاشت‌ها باید براساس استاندارد 2800 ایران انجام شود.

3-3-2-3-2- توزیع نیروی جانبی در ارتفاع و پلان

توزیع نیروی جانبی در ارتفاع و پلان برحسب میزان شتاب، جرم و توزیع جرم هر طبقه با استفاده از تحلیل دینامیکی به‌دست می‌آید.

3-3-2-3-3- دیافراگم‌ها

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

چنانچه دیافراگم‌ها در مدل سازه واردشده 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 85% نیروی اینرسی براساس روش تحلیل استاتیکی مطابق رابطه (3-12) منظور شود.

3-3-2-4- برآورد نیروها و تغییرمکان‌ها

مقادیر نیروها و تغییرمکان‌های حاصل از تحلیل دینامیکی خطی باید در ضرایب C_1، C_2 و C_3 مطابق تعریف بند (3-3-1) ضرب شوند.

3-3-3- تحلیل استاتیکی غیرخطی

در این روش، بار جانبی ناشی از زلزله، استاتیکی و به تدریج به صورت فزاینده به سازه اعمال می‌شود تا آنجا که تغییرمکان در یک نقطه‌ی خاص (نقطه‌ی کنترل) تحت اثر بارجانبی، به مقدار مشخصی (تغییرمکان هدف) مطابق رابطه‌ی (3-14) برسد و یا سازه فروریزد. تغییرشکل‌ها و نیروهای داخلی حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی باید با معیارهای پذیرش مطابق بند (3-4-2) مورد بررسی قرار گیرد.

3-3-3-1- ملاحظات خاص مدل‌سازی و تحلیل

3-3-3-1-1-کلیات

تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌تواند به دو روش کامل و ساده‌شده انجام شود:

1- 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.

2- در روش ساده‌شده، فقط اعضای اصلی مدل می‌شوند. رفتار غیرخطی اعضای اصلی توسط مدل دوخطی شبیه‌سازی می‌شود و از اثرات کاهندگی صرف‌نظر می‌شود. هنگام استفاده از این روش، معیار پذیرش مطابق بند (3-4-2-2) درنظرگرفته می‌شود. چنانچه تعداد کمی از اعضای اصلی توسط این معیار پذیرفته نشوند، می‌توان آن‌ها را در دسته‌ی اعضای غیراصلی فرض کرده و از مدل خارج نمود.

3-3-3-1-2- نقطه‌ی کنترل

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

3-3-3-1-3- 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 باید حداقل دو نوع توزیع بار جانبی به شرح زیر، بر روی سازه اعمال شود.

1- توزیع نوع اول

به عنوان توزیع نوع اول باید بار جانبی به یکی از سه روش زیر محاسبه و بر مدل سازه اعمال شود. برای سازه‌هایی که دارای زمان تناوب اصلی بزرگ‌تر از یک ثانیه هستند فقط می‌توان از روش سوم این نوع توزیع بار استفاده نمود.

1-1- توزیع متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی مطابق رابطه (3-10)، از این توزیع هنگامی می‌توان استفاده نمود که حداقل 75% جرم سازه در مود ارتعاشی اول درجهت موردنظر مشارکت کند. در صورت انتخاب این توزیع، توزیع نوع دوم باید از نوع یکنواخت انتخاب شود.

1-2- توزیع متناسب باشکل مود اول ارتعاش درجهت موردنظر، از این توزیع زمانی می‌توان استفاده نمود که حداقل 75% جرم سازه در این مود مشارکت کند.

1-3- توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی، برای این منظور تعداد مودهای ارتعاشی مورد بررسی باید چنان انتخاب شود که حداقل 90% جرم سازه در تحلیل مشارکت کند.

2- توزیع نوع دوم

به عنوان توزیع نوع دوم باید بارجانبی به یکی از دو روش زیر محاسبه و بر مدل سازه اعمال شود.

2-1- توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می‌شود.

2-2- توزیع متغیر که در آن توزیع بارجانبی برحسب وضعیت رفتار غیرخطی مدل سازه در هر گام افزایش بار با استفاده از یک روش معتبر تغییر داده می‌شود.

بار جانبی که به‌ترتیب فوق انتخاب می‌شود باید جداگانه در دو جهت مثبت و منفی به سازه وارد شود و رابطه‌ی بین برش پایه و تغییرمکان نقطه‌ی کنترل باید برای هر گام افزایش نیروهای جانبی تا رسیدن به تغییرمکانی حداقل 1/5 برابر تغییرمکان هدف ثبت شود. در تحلیل غیرخطی بارهای ثقلی اعضا مطابق بند (3-2-8) در ترکیب با بار جانبی باید منظور شود.

3-3-3-1-4- مدل رفتار دوخطی نیرو– تغییرمکان سازه

رفتار غیرخطی سازه که ارتباط بین برش پایه و تغییرمکان نقطه‌ی کنترل را مطابق شکل (3-1) مشخص می‌نماید به منظور محاسبه‌ی سختی جانبی موثر (K_e) و برش تسلیم موثر (V_y) باید با یک مدل رفتار دوخطی ساده جایگزین شود. برای ساده‌سازی مدل رفتار غیرخطی، نقطه‌ی B باید چنان انتخاب شود که سطح زیر مدل رفتار دوخطی برابر سطح زیرمنحنی رفتار غیرخطی باشد و همچنین طول پاره‌خط AD برابر 0/6AB باشد. در آن‌صورت نیروی مربوط به نقطه‌ی B، برش تسلیم موثر (V_y) بوده و برای برش پایه‌ی $0/6\,V_y$ در منحنی رفتار غیرخطی، مدول سکانت بیان‌گر سختی جانبی موثر (K_e) می‌شود. در مدل ساده‌شده باید دقت شود که V_y بزرگ‌تر از بیشینه برش پایه در منحنی رفتار غیرخطی نشود. در سازه‌هایی که پس از تسلیم دارای سختی مثبت هستند ($\alpha > 0$) مدل رفتاری مطابق شکل (الف) است و در سازه‌هایی که پس از تسلیم دارای سختی منفی هستند ($\alpha < 0$) مدل رفتاری مطابق شکل (ب) می‌باشد.

3-3-3-1-5- محاسبه‌ی زمان تناوب اصلی موثر

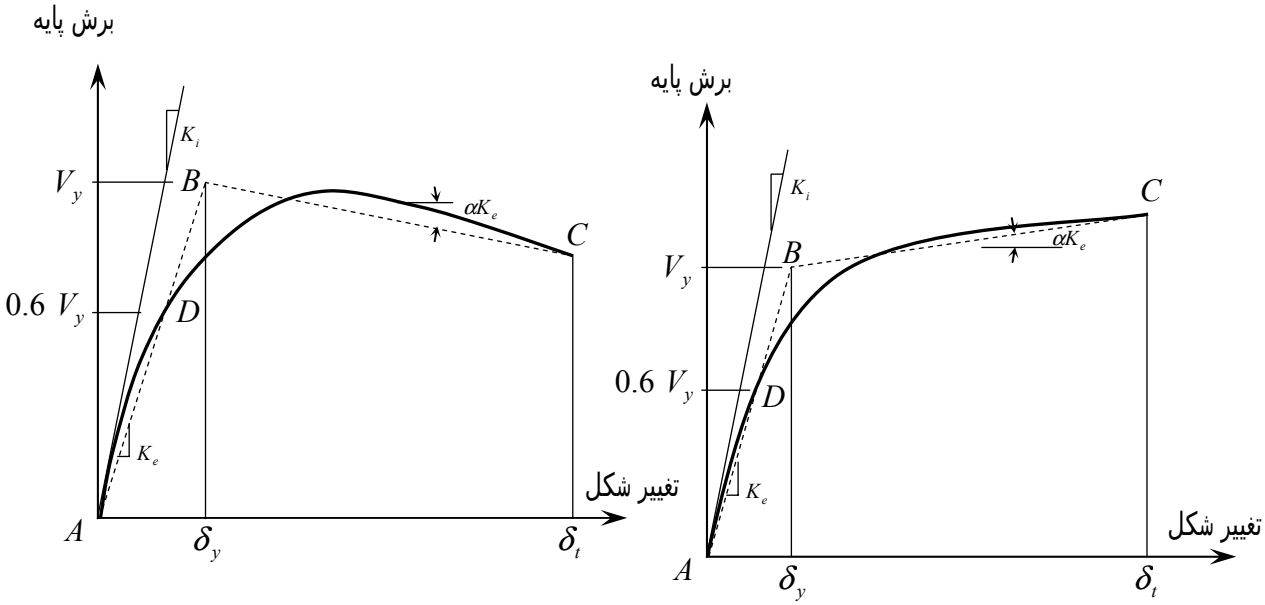
زمان تناوب اصلی موثر T_e در امتداد مورد بررسی براساس مدل رفتار دوخطی برابر است با:

$$T_e = T_i\sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \qquad (13\text{-}3)$$

که در آن T_i زمان تناوب اصلی ساختمان با فرض رفتار خطی است و K_i سختی جانبی ارتجاعی مطابق شکل (3-1) می‌باشد.

3-3-3-2- برآورد نیروها و تغییرشکل‌ها

تغییرمکان هدف برحسب نوع دیافراگم مطابق بندهای (3-3-3-2-1) تا (3-3-3-2-3) تعیین می‌شود. در سازه‌هایی کـه دارای دیافراگم صلب یا نیمه‌صلب هستند تغییرمکان هدف باید به‌دلیل پیچش مطابق بند (3-2-3) اصلاح شود. دیافراگم طبقات باید برای نیرویی برابر یکی از دو مقدار بندهای (3-3-1-5) و (3-3-2-3) طراحی شود. اثر زلزله در امتداد عمود بر امتداد موردنظر در صـورت لزوم باید مطابق بند (3-2-7) درنظرگرفته شود.



شکل (3-1): منحنی ساده‌شده‌ی نیرو – تغییرمکان

3-3-3-2-1- ساختمان با دیافراگم صلب

تغییرمکان هدف برای سازه با دیافراگم‌های صلب باید با درنظرگرفتن رفتار غیرخطی سـازه بـرآورد شـود. بـه عنـوان یـک روش تقریبی می‌توان مقدار تغییرمکان هدف را از رابطه (3-14) محاسبه نمود.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \qquad (14\text{-}3)$$

که در آن T_e زمان تناوب اصلی موثر ساختمان مطابق رابطه‌ی (3-13) برای امتداد مـوردنظر اسـت. C_0 ضـریب اصـلاح بـرای ارتباط تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییرمکان بام سیستم چند درجه آزادی است که برابر یکی از مقادیر زیر انتخـاب می‌شود:

- ضریب مشارکت مود اول
- مقادیر تقریبی مطابق جدول (3-2)

جدول (3-2): مقدار ضریب C_0

تعداد طبقات ساختمان	ساختمان‌های برشی *		سایر ساختمان‌ها
	توزیع نوع اول مطابق بند (3-1-3-3-3)	توزیع بار یکنواخت	هر نوع توزیع بار
1	1/0	1/0	1/0
2	1/2	1/15	1/2
3	1/2	1/2	1/3
5	1/3	1/2	1/4
10 و بیش‌تر	1/3	1/2	1/5

* منظور از ساختمان برشی، ساختمانی است که در تمام طبقات، تغییرمکان جانبی نسبی کوچک‌تر از طبقه‌ی زیرین باشد.

ضریب C_1 از رابطه‌ی (3-15) محاسبه می‌شود.

$$T_e \geq T_s \rightarrow C_1 = 1.0$$

$$T_e < T_s \rightarrow C_1 = \frac{\left[1.0 + [R-1]\frac{T_s}{T_e}\right]}{R} \qquad (15\text{-}3)$$

در هر صورت مقدار C_1 نباید کوچک‌تر از 1 و بزرگ‌تر از مقدار آن براساس بند (3-3-1-2) اختیار شود. در این رابطه R نسبت مقاومت است که از رابطه‌ی (3-16) محاسبه می‌شود.

$$R = \frac{S_a}{V_y / W} C_m \qquad (16\text{-}3)$$

در این رابطه S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی موثر T_e است و C_m ضریب جرم موثر در مود اول است که می‌تواند با استفاده از جدول (3-1) یا از تحلیل دینامیکی به‌دست آید.

ضریب C_2 اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای را بر تغییرمکان‌ها به‌دلیل رفتار غیرارتجاعی آن‌ها منظور می‌کند و مقدار آن با استفاده از جدول (3-3) تعیین می‌شود.

جدول (3-3): مقادیر ضریب C_2

سطح عملکرد موردنظر	$T \leq$ 0/1		$T \geq T_s$	
	قاب نوع یک	قاب نوع دو	قاب نوع یک	قاب نوع دو
قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه	1/0	1/0	1/0	1/0
ایمنی‌جانی	1/3	1/0	1/1	1/0
آستانه‌ی فروریزش	1/5	1/0	1/2	1/0

دراین جدول قاب‌های نوع یک شامل سیستم‌های سازه‌ای هستند که در آن‌ها بیش از 30% بارجانبی توسط اعضایی حمل می‌شود که هنگام زلزله کاهش سختی و مقاومت دارند. قاب‌های خمشی معمولی، قاب‌های مهاربندی‌شده با محورهای متقارب،

قاب‌های با اتصالات نیمه‌صلب، قاب‌های با مهاربندهای لاغر که فقط برای کشش طراحی شده‌اند، دیوارهای بنایی غیرمسلح و دیوارهای غیرشکل‌پذیر در برش از این نوع می‌باشند. سایر سیستم‌های سازه‌ای از نوع دو محسوب می‌شوند. برای مقادیر T بین 0/1 و T_s مقدار C_2 با استفاده از درون‌یابی خطی محاسبه می‌شود.

ضریب C_3 برای سازه‌هایی که پس از تسلیم دارای سختی مثبت هستند ($\alpha > 0$) برابر 1 و برای سازه‌هایی که پس از تسلیم دارای سختی منفی هستند ($\alpha < 0$) از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود.

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|[R-1]^{1.5}}{T_e}$$

مقدار C_3 لزومی ندارد بزرگ‌تر از مقادیر داده‌شده در بند (3-3-1-2) درنظرگرفته شود.

3-3-3-2-2- ساختمان با دیافراگم نیمه‌صلب

برای سازه‌هایی که دارای دیافراگم نیمه‌صلب هستند، تغییرمکان‌هدف باید با درنظرگرفتن سختی دیافراگم محاسبه شود. برای این منظور باید تغییرمکان نقاط مختلف بام با استفاده از تحلیل دینامیکی مدل سه‌بعدی سازه که در آن سختی دیافراگم نیز منظورشده تعیین شود. سپس تغییرمکان هدف مطابق بند (3-3-2-3-1) برای سازه با دیافراگم صلب محاسبه‌شده و در نسبت حداکثر تغییرمکان هر نقطه‌ای از بام به تغییرمکان مرکز جرم بام ضرب شود. تغییرمکان هدف که به این ترتیب محاسبه می‌شود باید برای تمام قاب‌های سازه درنظرگرفته شده و به هر حال نباید از مقدار به‌دست‌آمده از رابطه (3-14) کوچک‌تر باشد.

3-3-3-2-3- ساختمان با دیافراگم نرم

برای سازه‌هایی که دارای دیافراگم نرم می‌باشند مقدار تغییرمکان هدف را می‌توان مشابه تغییرمکان هدف ساختمان‌ها با دیافراگم نیمه‌صلب بند (3-3-2-3-2) محاسبه نمود و یا می‌توان تغییرمکان هدف را برای هر یک از قاب‌ها به طور جداگانه برآورد نمود.

3-3-4- تحلیل دینامیکی غیرخطی

در روش تحلیل دینامیکی غیرخطی، پاسخ سازه با درنظرگرفتن رفتار غیرخطی مصالح و رفتار غیرخطی هندسی سازه محاسبه می‌شود. در این روش فرض برآن است که ماتریس سختی و میرایی از یک گام به گام بعد می‌تواند تغییر کند، اما در طول هرگام زمانی ثابت است و پاسخ مدل تحت شتاب زلزله به روش‌های عددی و برای هرگام زمانی محاسبه می‌شود. تغییرشکل‌ها و نیروهای داخلی حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی باید با معیارهای پذیرش مطابق بند (3-4-2) مورد بررسی قرار گیرد.

3-3-4-1- ملاحظات خاص مدل‌سازی و تحلیل

در مدل‌سازی باید کلیه‌ی اعضای اصلی و غیراصلی را منظور نمود و رفتار غیرخطی آن‌ها تا حد امکان نزدیک به واقعیت مدل گردد. در صورت وجود کاهندگی اثرات آن نیز باید در مدل رفتاری عضو منظور شود.

علاوه برآن در تحلیل باید موارد زیر منظور شود.

1- شتاب زمین باید مطابق بخش (1-6) انتخاب شود.

2- تحلیل سازه باید در هر امتداد حداقل برای سه شتاب‌نگاشت انجام شود.

3- اثر زلزله در دو جهت عمود برهم باید مطابق بند (3-2-7) درنظرگرفته شود.

4- پاسخ سازه باید برای هریک از شتاب‌نگاشت‌ها محاسبه شود. چنانچه در هر امتداد کم‌تر از 7 شتاب‌نگاشت درنظرگرفته شود پاسخ سازه باید برابر مقدار حداکثر پاسخ‌ها فرض شود. اما اگر در هر امتداد 7 شتاب‌نگاشت یا بیش‌تر درنظرگرفته شود پاسخ سازه می‌تواند برابر متوسط مقدار پاسخ‌ها انتخاب شود.

3-3-4-2- برآورد نیروها و تغییرشکل‌ها

نیروهای داخلی و تغییرشکل‌ها در هرگام زمانی باید برای اثر پیچش اتفاقی در سازه مطابق بند (3-2-3) اصلاح شود. دیافراگم‌ها باید برای نیروی اینرسی وارد بر آن‌ها و نیروهای ناشی از تغییر موقعیت و سختی عناصر باربر جانبی در طبقه‌ی بالا و پایین دیافراگم طراحی شوند.

3-4- معیارهای پذیرش

معیارهای مختلف پذیرش اعضای سازه برحسب روش تحلیل سازه و نوع رفتار هر عضو آن به صورت زیر دسته‌بندی می‌شود. معیارهای پذیرش شالوده‌ها در فصل 4 ارایه‌شده است.

3-4-1- روش‌های خطی

3-4-1-1- برآورد نیروها و تغییرشکل‌های طراحی

3-4-1-1-1- کنترل‌شونده توسط تغییرشکل

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

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \qquad (17\text{-}3)$$

که در آن Q_G تلاش‌های ناشی از بارهای ثقلی تعریف‌شده در بند (3-2-8)، Q_E تلاش‌های ناشی از نیروی زلزله که براساس بندهای (3-3-1) یا (3-3-2) محاسبه می‌شوند و Q_{UD} ترکیب تلاش‌های ناشی از بارهای ثقلی و زلزله می‌باشد.

3-4-1-1-2- کنترل‌شونده توسط نیرو

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

1- حداکثر تلاشی که توسط سازه می‌تواند به عضو وارد شود.

2-حداکثر تلاشی که با درنظرگرفتن رفتار غیرخطی سازه می‌تواند در عضو ایجاد شود.

3- تلاش‌های حاصل از ترکیب تلاش‌های Q_G و Q_E مطابق رابطه (3-18)

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3 J} \quad (18\text{-}3)$$

در رابطه (3-18)، J ضریب کاهش بار است و برابر کوچک‌ترین مقدار DCR اعضایی که بار را به عضو موردنظر منتقل می‌کنند، اختیار می‌شود. به عنوان یک روش دیگر می‌توان مقدار J را برابر 2/0 در مناطق زلزله خیز با خطر نسبی بسیار زیاد و زیاد، 1/5 در مناطق با خطر نسبی متوسط و 1/0 در مناطق با خطر نسبی کم اختیار نمود. در صورتی‌که اعضایی که بار را به عضو موردنظر منتقل می‌کنند ارتجاعی خطی باقی بمانند، J برابر 1/0 انتخاب‌شده و همچنین برای سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه نیز J برابر 1/0 می‌باشد.

3-4-1-2- معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی

3-4-1-2-1- کنترل‌شونده توسط تغییرشکل

تلاش‌ها در اعضای اصلی و غیراصلی که کنترل‌شونده توسط تغییرشکل هستند باید رابطه (3-19) را ارضا نمایند:

$$m\kappa Q_{CE} \geq Q_{UD} \quad (19\text{-}3)$$

در این رابطه، m ضریب اصلاح برمبنای رفتار غیرخطی عضو می‌باشد که به تفصیل در فصل‌های 4 تا 6 تشریح شده است و κ ضریب آگاهی از جزییات و مشخصات سازه براساس بند (2-2-5-4) این دستورالعمل و Q_{CE} ظرفیت مورد انتظار عضو با درنظرگرفتن کلیه‌ی تلاش‌هایی که هم‌زمان برعضو وارد می‌شوند. جزییات محاسبه‌ی آن در فصل‌های 5 و 6 آمده است.

3-4-1-2-2- کنترل‌شونده توسط نیرو

تلاش‌ها در اعضای اصلی و غیراصلی که کنترل‌شونده توسط نیرو هستند، باید رابطه (3-20) را ارضا نمایند.

$$\kappa Q_{CL} \geq Q_{UF} \quad (20\text{-}3)$$

که در آن Q_{CL} کرانه‌ی پایین مقاومت عضو با درنظرگرفتن کلیه‌ی تلاش‌هایی که هم‌زمان به هر عضو وارد می‌شوند. جزییات محاسبه‌ی آن در فصل‌های 5 و 6 ارایه شده است.

3-4-2- روش‌های غیرخطی

3-4-2-1- برآورد نیروها وتغییرشکل‌های طراحی

در روش‌های غیرخطی نیروها و تغییرمکان‌های حداکثر در هر عضو با درنظرگرفتن رفتار غیرخطی سازه و با توجه به بندهای (3-3-3) و (3-3-4) محاسبه می‌شوند.

3-4-2-2- معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی

3-4-2-2-1- کنترل‌شونده توسط تغییرشکل

در اعضای اصلی و غیراصلی که کنترل‌شونده توسط تغییرشکل هستند نباید تغییرشکل‌های حاصل از تحلیل غیرخطی بیش از ظرفیت آن‌ها باشد. برای این منظور ظرفیت تغییرشکل اعضا باید با درنظرگرفتن کلیه‌ی تلاش‌هایی که هم‌زمان بر عضو وارد می‌شود، براساس فصل‌های 5 و6 برآورد شود. در این حالت برش پایه‌ی نظیر تغییرمکان هدف (V_t) نباید کم‌تر از 80% برش تسلیم موثر سازه (V_y) مطابق تعریف بند (3-3-3-1-4) باشد. تلاش‌های اعضای اصلی و غیراصلی برحسب سطح عملکرد موردنظر برای ساختمان، باید توسط معیار پذیرش اعضای غیراصلی کنترل شوند. به عبارت دیگر معیار پذیرش برای اعضای اصلی و غیراصلی یکسان است. اما در صورتی‌که از روش ساده شده‌ی تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده شده باشد به دلیل ساده‌سازی 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 (3-2) به تغییرشکل‌های حاصل اعمال شوند.

3-4-2-2-2- تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو

در اعضای اصلی و غیراصلی کنترل‌شونده توسط نیرو باید نیروهای طراحی کوچک‌تر از کرانه‌ی پایین مقاومت اعضا با درنظرگرفتن کلیه‌ی تلاش‌هایی که هم‌زمان بر عضو وارد می‌شوند باشد. در روابط کنترلی این اعضا بایستی ضریب آگاهی برطبق جدول (3-2) به کرانه‌ی پایین مقاومت اعمال شود.

فصل 4

بهسازی در تراز پی ساختمان

4-1- محدوده‌ی کاربرد

در این بخش، مسایل مرتبط با رفتار خاک و سازه‌ی پی‌ها و کلیات بهسازی پی سازه‌ها با توجه به نوع پـی، شـرایط ژئـوتکنیکی و مخاطرات ساختگاهی بررسی و ارایه می‌شوند. جزییات مربوط به بهسازی اجزای سازه‌ای پی‌ها در فصل‌های 5، 6 و 7 مطـرح خواهنـد شد.

بخش (4-2) رهنمودهای لازم برای تعیین خصوصیات خاک در ساختگاه و شناسـایی مخـاطرات سـاختگاهی ناشـی از ناپایـداری نظیر گسلش، روانگرایی، فرونشست، زمین‌لغزش و سنگ‌ریزش را بیان می‌دارد.

ظرفیت باربری خاک و سختی آن، نحوه‌ی محاسبه‌ی منحنی نیرو- تغییرشکل پی و همچنین پارامترهای موردنیـاز بـرای تحلیـل اندرکنش خاک و سازه‌ی موردنظر در بخش (4-4)، دیوارهای حایل در بخش (4-5) و در نهایت، بهسازی پی در بخـش (4-6) مـورد اشاره قرارگرفته است.

4-2- ویژگی‌های ساختگاهی

تعیین ویژگی‌های ساختگاهی شامل جمع‌آوری اطلاعات مربوط به پی به نحوی کـه در بنـد (4-2-1) تشـریح شـده و گـردآوری اطلاعات مربوط به مخاطرات ساختگاهی طبق بند (4-2-2) می‌باشد.

4-2-1- اطلاعات پی

اطلاعات پی ساختمان شامل شرایط هندسی، سازه‌ای، ژئوتکنیکی و بارگذاری پی بوده و براساس موارد مذکور در بنـدهای (4-2-1-1) تا (4-2-1-4) به‌دست می‌آید.

4-2-1-1- شرایط پی

ابعاد، شکل، محل، عمق، نحوه‌ی قرارگیری سازه‌ی پی و نیز هندسه‌ی زمین و نیز مشخصـات سـازه‌هـای مجـاور از نظـر سـطح قرارگیری پی، نوع پی و تعداد طبقات آن‌ها جزء شرایط هندسی پی است که بایستی مورد مطالعه قرار گیرد.

4-2-1-2- شرایط سازه‌ای پی

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

4-2-1-3- شرایط ژئوتکنیکی

جمع‌آوری اطلاعات ذیل در ارتباط با خاکِ پی براساس عملکرد انتخابی و سطح اطلاعات انتخاب‌شده ضرورت دارد.

4-2-1-3-1- کلیات

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

- ظرفیت باربری نهایی و مجاز خاک برحسب نوع پی (سطحی یا عمیق)؛

- ضرایب تغییرشکل براساس جنس و رفتار خاک‌ها در تغییرشکل الاستیک و نیز تغییرشکل‌های تحکیمی و تابع زمان؛
- مطالعات مربوط به فشار جانبی خاک برروی 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 موردنظر به‌دست می‌آیند.

4-2-1-3-2- سطح اطلاعات حداقل

مشخصات ذکرشده برای خاک در دفترچه محاسبات و نقشه‌های اجرایی پی در صورت وجود را می‌توان به عنوان مشخصات کرانه پایین در سطح اطلاعات حداقل درنظرگرفت.

4-2-1-3-3- سطح اطلاعات متعارف

در سطح اطلاعات متعارف مشخصات لایه‌های خاک در هرحال باید با انجام نمونه‌گیری و انجام آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی به‌دست آیند. حداقل تعداد گمانه‌ها و آزمایش‌های موردنیاز در یک برنامه‌ی جمع‌آوری اطلاعات در سطح متعارف براساس ضوابط زیر است:

- در صورت وجود مدارک فنی معتبر که حاوی نتایج بررسی ساختگاهی درحد متعارف باشد نیاز به انجام آزمایش اضافی نیست و می‌توان از مقادیر داده‌شده 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.

4-2-1-3-4- سطح اطلاعات جامع

حداقل تعداد گمانه‌ها و آزمایش‌های موردنیاز در یک برنامه‌ی جمع‌آوری اطلاعات جامع براساس ضوابط زیر تعیین می‌شوند:

- در صورت وجود گزارش ژئوتکنیکی که حاوی نتایج بررسی ساختگاهی درحد متعارف باشد، انجام حفاری، نمونه‌برداری و آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی در حداقل یک گمانه لازم است؛
- در صورت عدم وجود مدارک فنی معتبر انجام یک شناسایی کامل از ساختگاه با حداقل چهار گمانه که بتواند تنوع لایه‌های خاک را در راستاهای افقی و قایم به‌طور جامع نشان دهد لازم می‌باشد.

4-2-1-4- شرایط بارگذاری پی

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

4-2-2- مخاطرات ساختگاهی ناشی از ناپایداری

در این بند، مخاطرات ساختگاهی شامل گسلش، روانگرایی، فرونشست، زمین‌لغزش و سنگ‌ریزش در بندهای (4-2-2-1) تا (4-2-2-4) بررسی شده است. انجام مطالعات گفته‌شده در این بند برای مخاطرات ساختگاهی مستقل از سطح اطلاعات موردنظر 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 (4-3) به آن پرداخته‌شده، اتخاذ شود.

4-2-2-1- گسلش

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

1- درجه‌ی فعالیت گسل براساس سن آخرین حرکت گسل؛
2- نوع گسل به صورت امتداد لغز، عادی، معکوس یا تراست فشاری؛
3- جهت حرکت گسل در ارتباط با هندسه و موقعیت ساختمان؛
4- اندازه‌ی جابجایی‌های قایم و افقی برمبنای سطح خطر انتخابی برای زلزله؛
5- طول و عرض منطقه‌ی خردشده‌ی گسلی.

4-2-2-2- روانگرایی

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

تعیین دقیق وضعیت لایه‌های زیرسطحی 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 ساختگاه، ابتدا باید معلوم شود که آیا اساسا وقوع این پدیده در آن ساختگاه محتمل 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 (4-1) راهنمایی کلی در این زمینه ارایه شده است.

جدول(4-1): احتمال وقوع روانگرایی در واحدهای مختلف زمین‌ریخت‌شناسی

درجه	واحدهای زمین‌ریخت‌شناسی	پتانسیل روانگرایی
A	بسترهای فعلی و قدیمی رودخانه‌ای- باتلاق- زمین‌های پست بین تپه‌های ماسه‌ای و کنار بندهای طبیعی- محل‌های احیاشده – 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 به‌کار رود:

1- اگر سطح آب زیرزمینی در عمق بیش از 10 متر زیر تراز پی واقع باشد پتانسیل خطر بسیار کم است و از مخاطرات روانگرایی صرف‌نظر می‌شود. باید توجه داشت که در این بررسی، تغییرات فصلی سطح آب نیز باید مدنظر قرار گیرد؛

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

3- لایه‌های خاک غیرچسبنده (از نوع ماسه و لای) با تعداد ضربات نفوذ استاندارد اصلاح‌شده‌ی $(N_1)_{60}$ مساوی یا بیش‌تر از 30 در اعماق زیر سطح آب زیرزمینی و لایه‌های خاک با بیش از 20% رس فاقد خطر روانگرایی هستند.

منظور از $(N_1)_{60}$، تعداد ضربات نفوذ استاندارد اصلاح‌شده برای 60% انتقال انرژی و فشار روباره‌ی 100KPa است. نتایج آزمایش S.P.T. در هر پروژه می‌بایست با توجه به نحوه‌ی انجام آزمایش و استفاده از مراجع معتبر ژئوتکنیک در این زمینه نظیر آیین‌نامه‌ی ASTM با اعمال ضریبی مناسب به $(N_1)_{60}$ تبدیل شود.

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

4-2-2-3- 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 غیراشباع 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 قابل‌توجهی در محدوده‌ی بزرگی به وجود آید. به چنین مواردی فرونشست گفته می‌شود.

فرونشست ممکن است موجب وقوع نشست‌های نامساوی در پی و ناپایداری در سازه شود.

تغییرمکان قابل‌قبول ناشی از فرونشست، متناسب با سطح عملکرد سازه و نیز قابلیت و توانایی سازه جهت پذیرش تغییرمکان‌های یکسان یا نامساوی پی تعیین می‌شود.

4-2-2-4- زمین‌لغزش و سنگ‌ریزش

زمین‌لغزش به حرکت توده‌ای خاک یا سنگ بر روی شیب‌ها به سمت پایین‌دست و نیز سنگ‌ریزش به فروافتادن قطعات کوچک تا بسیار بزرگ سنگ اطلاق می‌شود. بروز زمین‌لغزش 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 تمامی موارد ذیل، نیاز به بررسی پایداری شیب محل پروژه از نظر زمین‌لغزش و سنگ‌ریزش نمی‌باشد.

1- زمین با شیب کم‌تر از 1 قایم به 4 افقی (مگر آن‌که زمین مستعد روانگرایی باشد و یا خاک منطقه حساس باشد)؛
2- عدم وجود مورفولوژی لغزشی و عدم وجود سابقه‌ی ناپایداری شیب‌ها در منطقه؛
3- عدم وجود سازندهای با پتانسیل لغزش و سنگ‌ریزش.

اگر در نتیجه‌ی بررسی‌ها تشخیص داده شود که خاک منطقه مستعد روانگرایی نبوده و به صورت دیگری نیز مقاومت برشی خود را از دست نمی‌دهد، استفاده از روش شبه استاتیکی جهت ارزیابی پایداری شیب محل مجاز است. درغیر این صورت جهت ارزیابی پایداری شیب باید از تحلیل دینامیکی با درنظرگرفتن مدل رفتاری مناسب جهت لحاظ نمودن رفتار غیرخطی 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 2800 ایران) و یا نصف حداکثر شتاب زمین (در صورت استفاده از مطالعات ساختگاهی) برای سطح خطر موردنظر 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 درباره‌ی مشخصات ژئوتکنیکی زمین یا کاربرد ضریب شتاب افقی و یا ضریب اهمیت سازه، ممکن است با نظر کارشناس مربوط یک ضریب بزرگ‌تر از یک به عنوان معیار پایداری مورد استفاده قرار گیرد.

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

4-3- کاهش مخاطرات ساختگاهی

در صورت وجود هریک از مخاطرات ساختگاهی ناشی از ناپایداری باید تمهیدات ویژه درمورد کاهش و رفع آن از طریق بهسازی لرزه‌ای خاک نظیر تزریق، زهکشی، تراکم به روش‌های مختلف، تسلیح خاک و دیگر روش‌های بهسازی مناسب خاک صورت گیرد.

4-4- مقاومت و سختی پی

هرگاه لازم باشد اندرکنش سازه و خاک در مطالعات بهسازی ساختمان موجود با مدل‌سازی پی ساختمان درنظر 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 مذکور در بند (4-2-2) مساله‌ای است که باید قبل از پرداختن به مقاومت و سختی پی بررسی‌شده و ساختگاه ایمن شده باشد.

4-4-1- ظرفیت باربری پی‌ها

ظرفیت باربری پی را می‌توان توسط یکی از دو روش تجویزی یا ساختگاهی آن‌گونه کـه در بنـدهای (4-4-1-1) و (4-4-1-2) توصیف شده محاسبه کرد. محاسبات ظرفیت باربری بر مبنای اطلاعات گردآوری‌شده طبق بند (4-2-1) انجام می‌گیرد.

4-4-1-1- ظرفیت باربری تجویزی

در صورتی‌که مدارک فنی ساختمان یا گزارش مطالعات ژئوتکنیک انجام‌شـده بـرای محـل مـوردنظر در دسـترس بـوده و حـاوی اطلاعاتی درمورد پارامترهای طراحی پی‌ها باشند، محاسبه‌ی ظرفیت تجویزی توسط روش‌های زیر مجاز دانسته می‌شود:

1- پی سطحی: ظرفیت باربری تجویزی پی سطحی، q_c، می‌تواند از رابطه (4-1) محاسبه شود:

$$q_c = 3q_{allow} \quad (4-1)$$

که در آن:

q_{allow}: ظرفیت باربری مجاز ذکرشده در مدارک فنی موجود برای پی‌های سطحی تحت بارهای ثقلی

2- پی عمیق: ظرفیت باربری تجویزی پی عمیق، Q_c، برای هر شمع یا پایه از معادله‌ی (4-2) محاسبه می‌شود.

$$Q_c = 3Q_{allow} \quad (4-2)$$

که در آن:

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

4-4-1-2- ظرفیت باربری ساختگاهی

در مورد ساختمان‌هایی که در آن‌هـا روش‌هـای ذکرشـده در بنـد (4-4-1-1) قابـل اعمـال نباشـد، بایـد مطالعـات ژئـوتکنیکی زیرسطحی انجام پذیرد تا ظرفیت باربری نهایی پی براساس مشخصات دقیق ساختگاه ساختمان محاسبه شود. در هر صورت، اسـتفاده از ظرفیت باربری ساختگاهی نسبت به ظرفیت باربری تجویزی ارجح است.

4-4-2- منحنی نیرو- تغییرمکان پی

برای مدل‌سازی پی‌های ساختمان و تحلیل سازه با احتساب انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه لازم است منحنی نیرو-تغییرمکان پـی تعیـین شود. به طور کلی، در اغلب حالات می‌توان در ابتدای مدل‌سازی و تحلیل از وجود پی‌ها در مدل صرف‌نظر نمود و سیسـتم‌هـای قـایم باربر جانبی را با تکیه بر بستر صلبی فرض کرد. البته این فرض همیشه مجاز نیست و محدودیت آن در بند (4-4-3-1) گفتـه خواهـد شد.

سیستم با تکیه بر بستر صلب باید تحت نیروهای جانبی زلزله به یکی از روش‌های چهارگانه‌ی ذکرشده در فصـل3 مـورد تحلیـل قرارگرفته و نیروها و تغییرشکل‌های داخلی آن به‌دست آید. نیروها و تغییرشکل‌های اعضای سازه با ظرفیت آن‌ها طبق ضوابط فصـل-های 5 و 6 و نیروهای عکس‌العمل تکیه‌گاهی با ظرفیت باربری پی طبق بند (4-4-3) در این فصل باید ارزیابی شوند. ارزیابی سـازه-ی پی نیز طبق معیارهایی که در سلسله ضوابط ارزیابی سازه‌ی پی‌های بتنی، بند (6-5-5)، یا شمع‌های فـولادی، بنـد (5-10)، ارایـه

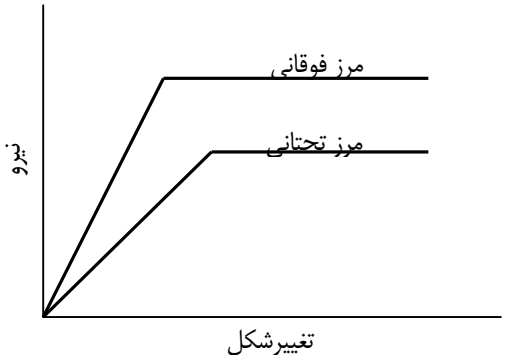
شده است، باید انجام شود. در این صورت اگر نیروهای وارد بر پی از ظرفیت باربری آن بیش‌تر باشد به یکی از دو طریق زیر می‌توان عمل نمود:

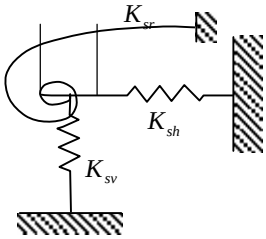
1) بهسازی سازه برای کاهش نیروهای وارد بر پی: مثلا با افزایش تعداد عناصر و سیستم‌های باربر جانبی، نیروهای ناشی از زلزله وارد بر هر پی کاهش خواهد یافت. در این تحلیل باز هم سیستم‌های قایم باربر جانبی، با تکیه بر بسترصلب فرض می‌شود.
2) اصلاح مدل تحلیلی و منظورنمودن اثر انعطاف‌پذیری پی: در محل پی از فنرها یا مجموعه‌ای از فنرها و میراگرهای مناسبی استفاده‌شده و تحلیل سازه مجددا انجام می‌گیرد تا توزیع نیروها در سازه و روی پی به شکل دقیق‌تری به‌دست آید. در این صورت فقط اعضای سازه (نه پی‌ها) مورد ارزیابی قرارداده می‌شوند. اگر نیروها و تغییرشکل‌های اعضا قابل قبول بودند ظرفیت باربری پی نیز کافی تلقی می‌شود. سپس باید پی طبق ضوابط بندهای (5-10) یا (6-5-5) مورد ارزیابی قرارداده - شده و در صورت نیاز بهسازی شود. همچنین، ممکن است از همان ابتدا سازه با تکیه بر بستر انعطاف‌پذیر به شکل گفته- شده در بالا مدل‌سازی، تحلیل و ارزیابی شود.

به جای مدل‌سازی صریح میراگرها در محل پی، می‌توان از وجود آن‌ها صرف‌نظر نموده و در تحلیل سازه از طیف طرح متناسب با یک سطح میرایی افزایش‌یافته استفاده نمود. برای تعیین سطح میرایی طراحی می‌توان از کلیات ذکرشده در بند (3-2-6) استفاده کرد. طرز محاسبه‌ی منحنی نیرو-تغییرمکان برای پی‌های سطحی در بند (4-4-2-1)، برای شمع‌ها در بند (4-4 -2-2-1) و برای پی‌های چاهی در بند (4-4-2-2-2) ذکرشده است. در مدل‌سازی سایر انواع پی‌ها، مشخصات نیرو- تغییرشکل پی باید توسط یک روش تاییدشده محاسبه شود.

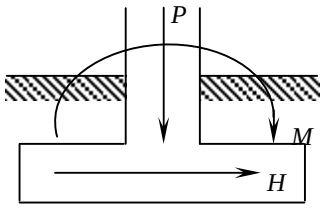
مدل‌سازی رفتار غیرخطی خاک با درنظرگرفتن یک رفتار الاستوپلاستیک معادل در تحلیل صورت پذیرد (شکل (4-1)) و برای ملحوظداشتن اثر عدم اطمینان در تعیین مقدار پارامترهای معرف رفتار خاک در تحلیل و همچنین تغییر مقادیر این پارامترها درحین وقوع زلزله، لازم است کرانه‌های بالا و پایینی برای سختی و مقاومت پی درنظرگرفته شود تا ارزیابی حساسیت پاسخ سازه به تغییرات پارامترهای تحلیل امکان‌پذیر شود. به جای ارزیابی دقیق، مجاز است که کرانه‌ی بالا دو برابر و کرانه‌ی پایین نصف مقادیر سختی و مقاومت داده‌شده در این بخش فرض شوند.

برای تعریف نمودار شکل (4-1) نیاز به دانستن سختی ارتجاعی و ظرفیت باربری پی در جهت موردنظر می‌باشد. وقتی در مدل-سازی اولیه‌ی سازه از وجود پی‌ها صرف‌نظر می‌شود (سختی آن‌ها بی‌نهایت فرض می‌شود)، تنها به دانستن ظرفیت باربری پی‌ها نیاز خواهد بود. از شکل (4-1) می‌توان برای تعریف رفتار فنرهای متناظر با پی در امتداد هریک از درجات آزادی آن استفاده کرد. مقادیر سختی ارتجاعی و ظرفیت باربری پی در ادامه داده‌شده است.





مدل فنر غیر هم‌بسته



بارگذاری پی

(ب)

شکل (4-1): (الف) منحنی رفتاری فرضی پی
(ب) مدل‌نمودن پی با استفاده از فنرهای غیر هم‌بسته

4-4-2-1- پی‌های سطحی

4-4-2-1-1- پارامترهای سختی

برای محاسبه‌ی سختی پی، ابتدا باید مدول برشی اولیه‌ی خاک (G_o) از معادله (4-3) محاسبه شود:

$$G_O = \frac{\gamma V_S^2}{g} \qquad (3\text{-}4)$$

در رابطه‌ی فوق، γ وزن مخصوص خاک، V_S سرعت موج برشی در خاک (در کرنش‌های کوچک) و g شتاب ثقل است. مدول برشی اولیه را می‌توان با استفاده از آزمایش‌های ژئوسایسمیک و اندازه‌گیری سرعت موج برشی در کرنش‌های کوچک به‌دست آورد.

در صورت عدم امکان انجام آزمایش، مدول برشی می‌تواند با تایید متخصص ژئوتکنیک باتوجه به روابط معتبر موجود که در آن‌ها تاثیر پارامترهایی نظیر تنش همه‌جانبه، درجه‌ی بیش‌تحکیمی، تخلخل و نوع خاک را درنظر می‌گیرند، محاسبه شود که یکی از روابط پیشنهادی در رابطه (4-4) داده‌شده است:

$$G_0 = 4375[N_1]_{60}^{1/3}\sqrt{\sigma'_0} \qquad (4\text{-}4)$$

که درآن:

G_0: مدول برشی اولیه (kPa)؛

$[N_1]_{60}$: مقاومت نفوذ استاندارد اصلاح‌شده در آزمایش .S.P.T؛

σ'_0: تنش موثر همه‌جانبه در عمق مورد بررسی (kPa).

مدول برشی موثر خاک G که با افزایش کرنش کاهش می‌یابد می‌تواند برحسب مدول برشی اولیه (G_0) و شتاب حداکثر سطح زمین، مطابق جدول (4-2) تخمین‌زده شود.

جدول (4-2): G/G_0 براساس شتاب حداکثر در سطح زمین و نوع زمین

طبقه‌بندی نوع زمین براساس آیین‌نامه‌ی2800 ایران	شتاب حداکثر سطح زمین (g)									
	0/10	0/20	0/25	0/30	0/35	0/40	0/45	0/50	0/60	0/65
I	1/0	0/983	0/975	0/967	0/958	0/950	0/944	0/937	0/925	0/919
II	0/95	0/883	0/850	0/817	0/783	0/750	0/731	0/713	0/675	0/656
III	0/9	0/767	0/700	0/633	0/567	0/500	0/450	0/400	0/300	0/250
IV	0/6	0/417	0/325	0/233	0/142	0/05	-	-	-	-

تبصره: در خاک‌های نوع IV در صورتی‌که خاک رس اشباع با پلاستیسیته‌ی بسیار زیاد ($PI > 75$) وجود داشته باشد، درمورد تغییرات G/G_0 باید مطالعات ویژه صورت گیرد.

در کاربرد مقادیر جدول (4-2)، به نکات ذیل توجه شود:

1) در صورتی‌که قبلا مطالعات ژئوتکنیک در ساختگاه انجام‌شده باشد، باید از مقدار واقعی G حاصل از این مطالعات ساختگاهی استفاده شود؛

2) برای مقادیر مربوط به شتاب حداکثر سطح زمین بین مقادیر ارایه‌شده، می‌توان درون‌یابی خطی نمود.

برای تعیین سختی پی‌های سطحی در امتداد هر یک از درجات آزادی، درگام اول باید میزان صلبیت پی نسبت به خاک پی تعیین شود.

- پی سطحی منفرد یا گسترده: این پی‌ها در صورت برقراری رابطه (4-5) نسبت به خاک پی صلب فرض می‌شوند:

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

$$D_f=\frac{E_f t^3}{12(1-\nu_f)^2}, \qquad k_{sv}=\frac{1.3G}{B(1-\nu)}$$

در رابطه‌ی (4-5):

E_f, ν_f: مدول ارتجاعی و ضریب پواسون مصالح پی (بتن)؛

t: ضخامت پی؛

D_f: عمق پی؛

B: بعد پی در جهت عمود بر امتداد مورد بررسی؛

L: بعد پی در امتداد مورد بررسی؛

G, ν: ضریب پواسون و مدول برشی خاک پی؛

k_{sv}: سختی برشی در راستای قایم.

اگر پی به صورت گسترده باشد، B و L برای قسمتی از پی سطحی در زیر هر ستون به طور مجزا و به صورت ابعاد سطح سهمیه‌ی آن ستون از پی محاسبه می‌شوند.

- پی سطحی نواری: این پی‌ها در صورت برقراری رابطه (4-6) نسبت به خاک پی صلب فرض می‌شوند:

$$\frac{E_f I_f}{l^4}>\frac{2}{3}k_{sv}B \qquad (6\text{-}4)$$

$$k_{sv}B=\frac{1.3G}{1-\nu}$$

در رابطه‌ی (4-6):

I_f, E_f: مدول ارتجاعی و ممان اینرسی مقطع پی؛

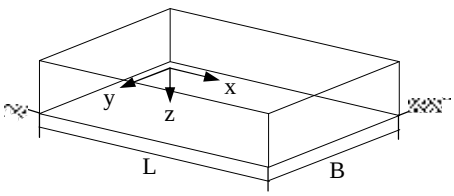
ν, G: مدول برشی و ضریب پواسون خاک پی؛

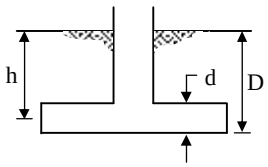
l: طول پی سهمیه‌ی هر ستون؛

k_{sv}: سختی برشی در راستای قایم.

در گام دوم فنرهای معادل درجات آزادی پی باید به شرح زیر تعیین شوند:

اگر سازه‌ی پی مورد بررسی نسبت به خاک پی صلب باشد، می‌توان جسم سازه‌ی پی را در مدل سازه درنظر نگرفت و فقط در گره انتهای پایینی سیستم قایم باربر جانبی فنرهایی در هر جهت درجه آزادی مطابق شکل (4-1-(ب)) قرار داد. این فنرها مستقل از یکدیگر فرض می‌شوند. ضرایب سختی فنرها در امتداد درجات آزادی شش‌گانه از روابط (4-7) با توجه به شکل (4-2) به‌دست می‌آید.





شکل (4-2): **تعریف پارامترهای روابط** (4-8).

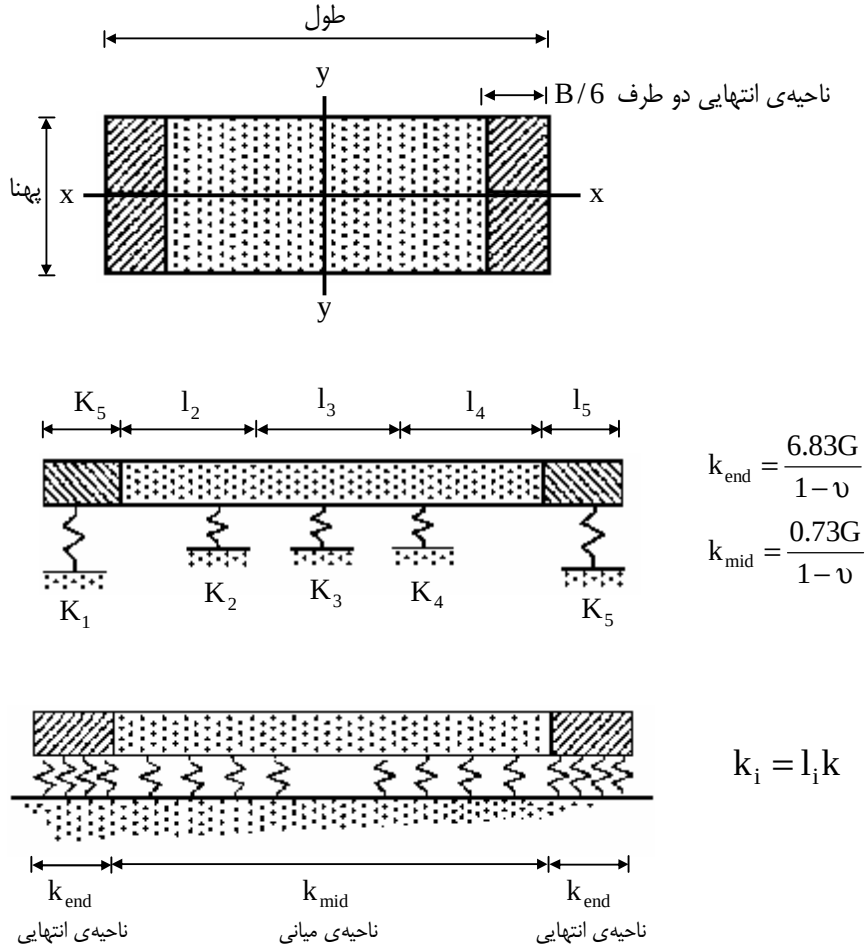
$$
\begin{aligned}
k_{x,sur} &= \frac{GB}{2-v}\left[3.4\left(\frac{L}{B}\right)^{0.65}+1.2\right]\\
k_{y,sur} &= \frac{GB}{2-v}\left[3.4\left(\frac{L}{B}\right)^{0.65}+0.4\frac{L}{B}+0.8\right]\\
k_{z,sur} &= \frac{GB}{1-v}\left[1.55\left(\frac{L}{B}\right)^{0.75}+0.8\right]\\
k_{xx,sur} &= \frac{GB^3}{1-v}\left[0.4\left(\frac{L}{B}\right)+0.1\right]\\
k_{yy,sur} &= \frac{GB^3}{1-v}\left[0.47\left(\frac{L}{B}\right)^{2.4}+0.034\right]\\
k_{zz,sur} &= GB^3\left[0.53\left(\frac{L}{B}\right)^{2.45}+0.51\right]
\end{aligned}
\qquad (7\text{-}4)
$$

روابط (4-7) مربوط به حالتی است که پی، سطحی باشد. در مورد شالوده‌های مدفون باید ضرایب سختی به‌دست‌آمده در ضـرایب اصلاح β ضرب شده و سپس به‌کار روند. این ضرایب از روابط (4-8) طبق شکل (4-2) به‌دست می‌آیند:

$$
\begin{aligned}
\beta_x &= \left(1+0.21\sqrt{\frac{D}{B}}\right)\left[1+1.6\left(\frac{hd(B+L)}{BL^2}\right)^{0.4}\right]\\
\beta_y &= \beta_x\\
\beta_z &= \left[1+\frac{1}{21}\frac{D}{B}\left(2+2.6\frac{B}{L}\right)\right]\left[1+0.32\left(\frac{d(B+L}{BL}\right)^{2/3}\right]\\
\beta_{xx} &= 1+2.5\frac{d}{B}\left[1+\frac{2d}{B}\left(\frac{d}{D}\right)^{-0.2}\sqrt{\frac{B}{L}}\right]\\
\beta_{yy} &= 1+1.4\left(\frac{d}{L}\right)^{0.6}\left[1.5+3.7\left(\frac{d}{L}\right)^{1.9}\left(\frac{d}{D}\right)^{-0.6}\right]\\
\beta_{zz} &= 1+2.6\left(1+\frac{B}{L}\right)\left(\frac{d}{B}\right)^{0.9}
\end{aligned}
\qquad (8\text{-}4)
$$

در روابط (4-8)، d ارتفاع مفید وجه جانبی پی در تماس با خاک می‌باشد که بسته به شرایط ممکن است کم‌تر از ارتفاع کل وجه جانبی پی درنظرگرفته شود. h نیز فاصله‌ی قایم مرکز سطح جانبی پی در تماس با خاک تا سطح زمین است.

اگر منظور محاسبه‌ی چگونگی توزیع نیروها در داخل سازه‌ی پی صلب هم باشد، در این صورت باید سازه‌ی پی هم در مدل سازه درنظرگرفته شود. در این حالت در مورد پی‌های سطحی منفرد و گسترده، پی را می‌توان با استفاده از المان‌های ورق و در مورد پی-های سطحی نواری، با استفاده از المان‌های تیر به اجزای کوچک‌تر تقسیم نمود. در محل هر گره از المان‌های پی می‌توان از دو فنر افقی متعامد و یک فنر قایم استفاده کرد. سختی هریک از این دو فنر افقی در هر گره برابر است با سختی افقی داده‌شده در روابط (4-7) و (4-8) تقسیم بر سطح کل پلان پی ضرب‌در سطح سهمیه‌ی آن گره. سختی فنر قایم در هر گره با حاصل‌ضرب سختی گسترده‌ی ارایه‌شده در شکل (4-3) در سطح سهمیه‌ی آن گره برابر می‌باشد.



شکل (4-3): سختی فنرهای قایم برای پی‌های صلب سطحی یا مدفون.

اگر پی مورد بررسی صلب نباشد، باید مانند آنچه برای پی‌های صلب گفته‌شد پی غیرصلب را المان‌بندی کرده و در محل هر گره فقط از دو فنر افقی متعامد واقع در جهات اصلی ساختمان و یک فنر قایم استفاده شود. سختی فنرهای افقی مانند آنچه در بالا گفته

شد به‌دست می‌آید. سختی فنرهای قایم برابر است با سطح سهمیه‌ی هر گره ضرب‌در ضریب عکس‌العمل بستر k_{sv} که از رابطه (4-9) محاسبه می‌شود:

$$k_{sv} = \frac{1.3G}{B(1-v)} \qquad (4-9)$$

در رابطه (4-9) G مدول برشی، v ضریب پواسون خاک پی، و B عرض پی سطحی در جهت عمود بر امتداد مورد بررسی می‌باشد.

4-4-2-1-2- ظرفیت باربری

در حالتی‌که جسم پی در مدل سازه درنظرگرفته نمی‌شود باید از ظرفیت‌های باربری کلی پی برای تعریف بخش افقی نمودارهای رفتاری نیرو- تغییرمکان یا لنگر-چرخش آن در شکل (4-1) استفاده کرد. در غیر این صورت باید از ظرفیت‌های باربری موضعی پی استفاده شود.

- ظرفیت‌های باربری کلی پی:

ظرفیت باربری کلی قایم پی، Q_c (از بعد نیرو)، از رابطه (4-10) به‌دست می‌آید:

$$Q_c = q_c BL \qquad (4-10)$$

در رابطه (4-10)، q_c ظرفیت باربری قایم موردانتظار پی است که طبق بند (4-4-1) تعیین می‌شود.

ظرفیت باربری توام قایم و چرخشی پی، M_c (از بعد لنگر)، از رابطه (4-11) تعیین می‌شود:

$$M_c = \frac{LP}{2}\left[1-\frac{q}{q_c}\right] \qquad (4-11)$$

در رابطه (4-11)، 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، و q_c ظرفیت باربری قایم مورد انتظار پی از بعد تنش می‌باشد. رابطه‌ی فوق مستقل از این‌که بخشی از کف پی به کشش بیفتد یا نیفتد تنظیم شده است.

- ظرفیت‌های باربری موضعی پی:

ظرفیت باربری موضعی قایم پی در هر گره (از بعد نیرو) از ضرب q_c در سطح سهمیه‌ی آن گره به‌دست می‌آید. ظرفیت باربری افقی موضعی پی در هر گره در هر جهت (از بعد نیرو) از تقسیم ظرفیت باربری کلی افقی پی بر سطح کل پلان پی سطحی ضرب‌در سطح سهمیه‌ی گره تعیین می‌شود.

4-4-2-2- پی‌های عمیق

4-4-2-2-1- شمع‌ها

شمع‌ها در این بند به پی‌هایی اطلاق می‌شود که از یک کلاهک شمع و تعدادی شمع‌های کوبیده‌شده یا درجا اجراشده تشکیل شده‌اند و مجموعا یک گروه شمع را به‌وجود می‌آورند. یک گروه شمع ممکن است تکیه‌گاه یک ستون باربر باشد و زنجیره‌ای خطی از گروه‌های شمع می‌توانند تکیه‌گاه یک دیوار برشی باشند.

موارد مورد اشاره در این بخش جهت شمع‌های با قطر کم‌تر از 60 سانتی‌متر یا مساوی با آن ارایه شده است. پارامترهای سختی شمع‌های با قطر بیش‌تر براساس موارد مندرج در بند (4-4-2-2-2) تعیین می‌شوند.

4-4-2-2-1-1- پارامترهای سختی

در مورد پی‌های عمیق می‌توان از مدل‌سازی خود پی (سرشمع- شمع‌ها) در مدل سازه صرف‌نظر کرده و کل پی را با 6 فنر (سه فنر انتقالی و سه فنر چرخشی) جایگزین نمود.

سختی افقی (جانبی) پی با استفاده از مجموع سختی مربوط به حالت مقاوم خاک در مجاورت سرشمع و سختی جانبی گروه شمع محاسبه‌شده توسط مهندس ژئوتکنیک پروژه یا با استفاده از مراجع موجود در متون فنی محاسبه می‌شود.

سختی قایم پی عمیق (k_{pv}) مساوی مجموع سختی‌های محوری شمع‌ها بوده و از رابطه (4-12) به‌دست می‌آید:

$$k_{pv} = \sum_{n=1}^{N} \left[\frac{AE}{L} \right]_n \qquad (4\text{-}12)$$

در رابطه (4-12) E, A و L سطح مقطع، مدول ارتجاعی و طول شمع n-اُم و N تعداد شمع‌های گروه شمع می‌باشد.

در محاسبه‌ی سختی چرخشی پی عمیق (k_{pr}) نیز تنها از سختی‌های محوری شمع‌ها استفاده شده و در نتیجه k_{pr} از رابطه (4-13) به‌دست می‌آید:

$$k_{pr} = \sum_{n=1}^{N} \left[\frac{AE}{L} \right]_n S_n^2 \qquad (4\text{-}13)$$

در رابطه (4-13)، S_n فاصله‌ی شمع n - اُم از محور دوران (گذرنده از مرکز سطح سرشمع‌ها) می‌باشد.

4-4-2-2-1-2- ظرفیت باربری

ظرفیت باربری قایم گروه شمع حداکثر مساوی مجموع ظرفیت‌های باربری قایم تک‌تک شمع‌های آن گروه ضرب‌در ضریب گروه شمع درنظرگرفته می‌شود. ظرفیت باربری جانبی گروه شمع با درنظرگرفتن مشارکت شمع‌ها (اثر گروه) و نیز سرشمع‌ها (مقاومت ناشی از ایجاد حالت مقاوم در خاک) توسط مهندس ژئوتکنیک پروژه یا با استفاده از متون فنی موجود به روشی مشابه با محاسبه‌ی سختی جانبی آن تعیین می‌شود. ظرفیت باربری چرخشی گروه شمع با فرض صلب‌بودن سرشمع به‌دست می‌آید.

حد پایین ظرفیت لنگری گروه شمع با فرض توزیع مثلثی نیروی محوری در شمع‌ها و با به‌کارگیری حد پایین ظرفیت باربری قایم آن‌ها تعیین می‌شود. مثلا اگر همه‌ی شمع‌ها یکسان باشند، در این‌حالت نیروی محوری دورترین شمع در سمت کششی برابر حد

پایین ظرفیت باربری قایم کششی آن و نیروی محوری دورترین شمع در سمت فشاری برابر حد پایینی ظرفیت باربری قایم فشاری آن و نیروی محوری بقیه‌ی شمع‌ها بین این دو حد خواهد بود.

حد بالای ظرفیت لنگری گروه شمع با فرض توزیع مستطیلی (یکنواخت) نیروی محوری شمع‌ها و با به‌کارگیری حد بالای ظرفیت باربری قایم آن‌ها به‌دست می‌آید. مثلا اگر همه‌ی شمع‌ها در فواصل یکسان باشند، در این حالت نیروی محوری نیمی از شمع‌ها در یک طرف پی همگی برابر حد بالای ظرفیت باربری کششی آن‌ها و نیروی محوری نصف دیگر شمع‌ها در سمت مقابل برابر حد بالای ظرفیت باربری فشاری آن‌ها خواهد بود.

4-4-2-2-2- پی‌های چاهی

پارامترهای سختی و ظرفیت باربری پی‌های چاهی و پایه‌ها با ملحوظ نمودن اثر اندرکنش خاک و چاهک یا پایه با مدل‌نمودن خاک به صورت فنرهای وینکلر طبق بند (4-4-2-2-1) تعیین می‌شود.

4-4-3- معیارهای پذیرش پی

معیارهای داده‌شده در این قسمت مربوط به ارزیابی ظرفیت باربری کل پی می‌باشد. ارزیابی پی بتنی طبق ضوابط سازه‌های بتنی در بند (6-5-5) و برای شمع‌های فولادی طبق بند (10-5) انجام می‌شود.

قبل از کنترل ظرفیت باربری پی باید واژگونی کل سازه در تراز پی‌ها طبق معادله‌های (3-3) یا (4-3) کنترل شود. در صورت نیاز به استفاده از ظرفیت کششی پی‌ها، این ظرفیت کنترل‌شونده توسط نیرو محسوب می‌شود و از کرانه‌ی بالای آن نباید استفاده شود.

4-4-3-1- معیارهای پذیرش پی در سیستم با تکیه‌گاه صلب

در این حالت در مدل‌سازی، سیستم‌های قایم باربر جانبی متکی بر بستر صلب فرض شده‌اند و پی‌ها به هیچ صورتی مدل نشده‌اند. انجام چنین فرضی در مورد ساختمان‌هایی که برای سطح عملکرد استفاده‌ی بی‌وقفه مورد ارزیابی لرزه‌ای یا بهسازی قرار می‌گیرند مجاز نیست. معیارهای پذیرش پی در این‌حالت با توجه به نوع روش تحلیل سازه به شرح زیر تعیین می‌شود.

4-4-3-1-1- روش‌های تحلیل خطی

رفتار پی در این حالت کنترل‌شونده توسط تغییرشکل محسوب‌شده و نیروهای وارد بر پی از جمع نیروهای ثقلی و زلزله از رابطه (14-4) تعیین می‌شود:

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \qquad (14\text{-}4)$$

در رابطه (14-4)، Q_{UD} نیروهای طراحی پی، Q_G نیروهای ناشی از بارهای ثقلی، و Q_E نیروهای ناشی از زلزله در تحلیل خطی سازه است.

برای ارزیابی پی باید از رابطه (15-4) استفاده شود:

$$\frac{Q_{UD}}{\kappa Q_{CE}} \le 3 \qquad (15\text{-}4)$$

در رابطه (4-15)، Q_{CE} ظرفیت باربری مورد انتظار پی برای درجه آزادی مورد بررسی است که می‌تواند مساوی حد بالای آن اختیار شود و k ضریب آگاهی بسته به مورد برابر با 0/75 یا 1 است.

اگر رابطه (4-15) برقرار نباشد، باید سازه را با اضافه‌نمودن عناصر قایم باربر جانبی بهسازی نمود به طوری‌که نیروهای وارد بر پی کاهش یابد یا این‌که تکیه‌گاه سیستم‌های قایم باربر جانبی را با به‌کارگیری فنرها (و میراگرها، یا با میرایی افزایش‌یافته برای سازه) با مشخصاتی که ارایه شد، انعطاف‌پذیر نمود و با تحلیل مجدد سازه، پی‌ها را مجددا ارزیابی کرد. در صورتی‌که رابطه‌ی (4-15) برقرار باشد لازم است در مرحله‌ی بعد شالوده به طور جداگانه به عنوان یک عضو کنترل‌شونده توسط نیرو و طبق معیارهای پذیرش بندهای (5-10) یا (6-5-5) با به‌کارگیری نیروهای Q_{UF} که طبق رابطه (3-18) محاسبه شده‌اند مورد ارزیابی قرار گیرد.

4-4-3-1-2- روش‌های تحلیل غیرخطی

در این حالت رفتار پی کنترل‌شونده توسط نیرو محسوب می‌شود. ارزیابی پی در این حالت با استفاده از رابطه‌ی (4-16) انجام می‌شود:

$$Q_{UF} \le kQ_{CL} \qquad (4\text{-}16)$$

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

4-4-3-2- معیارهای پذیرش پی در سیستم با تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر

دراین‌حالت در مدل‌سازی، تکیه‌گاه‌های سیستم‌های قایم باربر جانبی با به‌کارگیری فنرهای انعطاف‌پذیر درنظرگرفته شده‌اند. در صورتی‌که نسبت نیرو به ظرفیت در سازه در روش تحلیل خطی و نسبت نیرو و تغییرشکل به ظرفیت‌های مربوط در سازه در روش تحلیل غیرخطی قابل‌قبول باشد، فرض می‌شود که ظرفیت پی نیز قابل‌قبول است. به عبارت دیگر، در این‌حالت کنترل ظرفیت باربری پی‌ها انجام نمی‌شود. برای ارزیابی لرزه‌ای پی طبق بندهای (5-10) یا (6-5-5) در هردو تحلیل خطی و غیرخطی لازم است از نیروهای Q_{UF} استفاده شود که در تحلیل خطی طبق معادله (3-18) محاسبه شده‌اند و در تحلیل غیرخطی مستقیما به دست می‌آیند.

4-5- فشار لرزه‌ای جانبی خاک

دیوارهای ساختمانی نگهدارنده‌ی خاک باید در مقابل اثرات فشارهای لرزه‌ای زمین ارزیابی شوند. در غیاب مطالعات ژئوتکنیکی خاص پروژه، اضافه فشار خاک در حین زلزله‌ی وارد بر یک دیوار ساختمانی که یک توده‌ی خاک غیراشباع با سطح افقی (تراز) در بالای سطح آب زیرزمینی را نگه می‌دارد می‌تواند از رابطه (4-10) محاسبه شود:

$$\Delta p = 0.4K_h\gamma H \qquad (4\text{-}17)$$

در رابطه‌ی فوق، Δp اضافه فشار جانبی خاک درحین زلزله‌ی وارد بر دیوار حایل است که توزیع آن در ارتفاع دیوار یکنواخت فرض می‌شود، H ارتفاع کل دیوار، γ وزن واحد حجم خاک پشت دیوار و K_h ضریب شتاب افقی زلزله می‌باشد که برابر شتاب حداکثر زلزله در سطح زمین نسبت به شتاب ثقل فرض می‌شود (اگر از استاندارد 2800 برای محاسبه‌ی زلزله‌ی طرح استفاده می‌شود، K_h همان شتاب مبنای محل خواهد بود).

فشار جانبی نیروی لرزه‌ای حاصل از رابطه (4-17) باید به فشار جانبی استاتیکی خاک درحالت بدون ضریب اضافه‌شده تا فشار کل خاک وارد بر دیوار به‌دست آید. رفتار دیوار حایل کنترل‌شونده توسط نیرو فرض می‌شود.

4-6- بهسازی پی

روش انتخابی برای بهسازی پی باید هماهنگ با روش بهسازی سازه و ضوابط و اصول کلی این دستورالعمل باشد. این هماهنگی به‌معنی تضمین این مساله است که بهسازی مجموعه‌ی سازه و پی منجر به تامین سطح عملکرد سازه تحت سطح خطر انتخابی می‌شود. هنگامی‌که اجزای جدیدی به سازه اضافه می‌شود، پی این اجزا در مدل‌سازی پی ساختمان باید درنظر گرفته شود. اگر روش بهسازی پی به‌گونه‌ای است که هر بخش از پی بهسازی‌شده نوعی از بارها را تحمل می‌کند (مثلا 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 روی سختی، مقاومت و انعطاف‌پذیری آن باید در مدل تحلیلی سازه‌ی بهسازی‌شده درنظرگرفته شوند. سازگاری اجزای جدید و موجود باید تحت تغییرمکان‌های متناسب با سطح عملکرد انتخابی کنترل شود.

فصل 5

بهسازي سازه‌هاي فولادي

5-1- محدوده‌ي كاربرد

در اين فصل ملزومات بهسازي اجزاي فولادي مقاوم در برابر زلزله در ساختمان ارايه مي‌شود. ملزومات اين فصل هم براي اجزاي فولادي ساختمان موجود بوده و هم براي اجزاي فولادي تقويت‌شده يا اضافه‌شده به سيستم ساختماني موجود مي‌باشد.

در بخش‌هاي مختلف اين فصل نحوه‌ي جمع‌آوري اطلاعات لازم از خواص مصالح و نحوه‌ي بازرسي وضعيت موجود ساختمان، روش‌هاي مدل‌سازي، مقاومت اعضا، معيارهاي پذيرش و معيارهاي بهسازي قاب‌هاي فولادي مورد بررسي قرار مي‌گيرد.

در ادامه، برخي سيستم‌ها و اجزاي ويژه شامل ديوارهاي برشي فولادي، قاب‌هاي فولادي با ميان‌قاب، قاب‌هاي با اتصالات خورجيني، ستون‌هاي مركب و تيرهاي لانه‌زنبوري جهت بهسازي بررسي مي‌شوند.

در انتهاي فصل نيازهاي بهسازي ديافراگم‌ها و شمع‌هاي فولادي مشخص مي‌شوند.

5-2- مشخصات مصالح و بازرسي وضعيت موجود ساختمان

5-2-1-كليات

جهت ساختن يك مدل تحليلي كه بتواند برآورد مناسبي از رفتار ساختمان به‌دست دهد، علاوه بر وضعيت اعضا و هندسه و پيكربندي آن، بايد مشخصات مصالح به‌كار رفته در آن نيز مشخص شود. اين بخش به ضوابط تعيين مشخصات مصالح و نحوه‌ي بررسي وضعيت موجود ساختمان اختصاص دارد. مطمئن‌ترين راه اطلاع از مشخصات انجام آزمايش براي تعيين مشخصات موردنياز مي‌باشد. نوع و تعداد آزمايش‌هاي لازم به دقت اطلاعات موجود سازه‌اي، كيفيت و شرايط فيزيكي مصالح و اجراي ساختمان بستگي دارد. وجود هرگونه اطلاعات مستند و قابل اطمينان از نوع و مشخصات استفاده‌شده در اجزا و اتصالات ساختمان حايز اهميت بوده و مي‌تواند از تعداد آزمايش‌هاي لازم بكاهد.

كليات تعيين مشخصات مصالح و بازرسي وضعيت موجود ساختمان طبق بخش (2-2) صورت مي‌پذيرد. ضوابط ويژه‌ي ساختمان‌هاي فولادي در بندهاي مختلف اين بخش ذكرشده است.

مشخصات مصالح بر اساس ضوابط بند (5-2-2) تعيين مي‌شود. بازرسي وضعيت موجود نيز براساس ضوابط بند (5-2-3) مي‌باشد. وسعت آزمايش‌هاي انجام‌شده و نحوه‌ي بازرسي وضعيت موجود ساختمان، ملاك تعيين ضريب آگاهي براساس ضوابط بند (5-2-4) مي‌باشد.

5-2-2- مشخصات مصالح

5-2-2-1- كليات

براي تعيين مشخصات مكانيكي مصالح اعضا و اتصالات فولادي موجود، لازم است، تنش تسليم مصالح مبنا و اجزاي اتصال تعيين شود.

در صورتي‌كه انجام آزمايش براي يافتن اين كميت‌ها ضروري شود، مي‌توان اطلاعات مفيد ديگري نظير مقاومت نهايي و تغييرشكل نسبي نهايي مصالح را از روي منحني‌هاي تنش-كرنش مصالح به‌دست آورد.

اگر براي ارضاي ضوابط مربوط به سطوح مختلف اطلاعات در بند (2-2-5) نياز به انجام آزمايش باشد بايد شرايط بند (5-2-3-2-1) در مورد نحوه‌ي محاسبه مشخصات مصالح درنظرگرفته شود. حداقل تعداد آزمايش‌ها بايد براساس ملزومات بند (5-2-3-2-2)، (5-2-3-2-3) و ضوابط پيوست 2 تعيين شود.

تعيين كربن معادل مصالح مبنا و اجزاي اتصال و يا بررسي قابليت جوش‌پذيري مصالح مبنا و اجزاي اتصال به تشخيص مهندس بهساز ممكن است با انجام آزمايش ضرورت يابد.

5-2-2-2- جمع‌آوري مشخصات مصالح در سطح اطلاعات حداقل

در صورتي‌كه مشخصات مصالح در دفترچه‌ي محاسبات يا نقشه‌هاي اجرايي موجود باشد اين مقادير را مي‌توان به عنوان مشخصات كرانه پايين مصالح در سطح اطلاعات حداقل درنظرگرفت. در غير اين صورت جمع‌آوري مشخصات مصالح بايد طبق سطح اطلاعات متعارف يا جامع در بند (5-2-3-2) صورت گيرد. در صورتي‌كه مشخصات مورد انتظار مصالح لازم باشد مي‌توان مقادير كرانه پايين مصالح را در ضريب 1/1 ضرب نمود.

5-2-2-3- جمع‌آوري مشخصات مصالح در سطح اطلاعات متعارف يا جامع

5-2-2-3-1- كليات

آزمايش نمونه‌ها براي تعيين مشخصات مكانيكي آن‌ها بايد برمبناي يك استاندارد معتبر منتشرشده توسط مراجع رسمي‌كشور صورت گيرد. تا زماني‌كه اين استانداردها تدوين و ارايه نشده‌اند يا استفاده از استانداردهاي ديگري كه در اين دستورالعمل به آن اشاره نگرديده ضرورت داشته باشد، به ترتيب از استانداردهاي منتشرشده به وسيله‌ي موسسه‌ي استانداردها و تحقيقات صنعتي ايران، مدراك سازمان بين المللي استاندارد (ISO) يا استانداردهاي انجمن امريكايي براي آزمايش مصالح (ASTM) استفاده خواهد شد. گستره‌ي آزمايش‌هاي لازم از يك سو به ميزان در دسترس‌بودن اطلاعات اوليه‌ي ساختمان و اطلاعات حين ساخت آن و از سوي ديگر به امكان دسترسي به اجزاي مختلف ساختمان و شرايط مصالح دارد.

مشخصات مصالح بايد با نمونه‌برداري از مصالح و انجام آزمايش تعيين شود. نمونه‌برداري بايد از نواحيي كه تنش كم مي‌باشد انجام گيرد. هرگاه ادوات اتصال همچون پيچ يا پرچ براي آزمايش انتخاب شود، در هنگام برداشت آن‌ها بايد پيچ مناسبي را به طور موقت جانشين آن‌ها قرار داد. نمونه‌برداري از يك اتصال جوشي بايد با مرمت آن اتصال همراه باشد.

اگر فولاد مبنا ST37 (فولاد نرمه) بود، در اين حالت، ابعاد و طول جوش در محل هر نمونه‌ي اتصال نمايان‌شده اندازه‌گيري و با آزمايش‌هاي غيرمخرب كيفيت جوش مشخص شود. اگر فولاد به‌كاررفته بالاتر از ST37 باشد، در اين حالت مقاومت جوش با نمونه‌گيري از محل اتصال علاوه بر موارد ذكرشده در فوق تعيين شود. در مورد اتصالات پيچي يا پرچي در محل هر اتصال نمايان، علاوه‌بر تعيين تعداد، ابعاد و آرايش مربوط يك نمونه از هر تيپ بازشده و مشخصات مكانيكي مصالح با آزمايش تعيين شود.

مشخصات مورد انتظار مصالح برابر متوسط مقادير حاصل از آزمايش است. مشخصات كرانه‌ي پايين مصالح برابر متوسط منهاي يك انحراف معيار مقادير حاصل از آزمايش مي‌باشد.

5-2-2-3-2- آزمايش‌هاي متعارف

حداقل تعداد آزمايش‌هاي لازم براي تعيين مقاومت تسليم و مقاومت كششي مصالح فولادي در يك برنامه‌ي جمع‌آوري اطلاعات درسطح متعارف بايد براساس ضوابط زير باشد:

1- اگر مدارك فني معتبر حاوي گزارش آزمايش مصالح موجود باشد نياز به انجام آزمايش اضافي نمي‌باشد و مي‌توان از مقادير مقاومت ذكر شده در مدارك به طور مستقيم استفاده نمود.

2- در صورت نبود گزارش آزمايش مصالح، انجام حداقل يك آزمايش كشش از هر نوع از اعضاي سازه (تير، ستون، بادبند، اجزاي تقويت) و اجزاي اتصالات كه حتي‌المقدور از اعضاي تكرارشونده انتخاب مي‌شوند، لازم مي‌باشد.

در صورتي‌كه پراكندگي در نتايج (آزمايش‌هاي قبلي و آزمايش‌هاي اخير) درحدي باشد كه بيان‌گر يكسان‌بودن رده‌ي فولاد براي تمام نمونه‌ها باشد، در اين حالت متوسط نتايج به عنوان مقاومت مورد انتظار مصالح استفاده مي‌شود.

در صورتي‌كه پراكندگي نتايج درحدي باشد كه نشان‌دهنده‌ي استفاده‌ي فولاد با رده‌هاي متفاوت باشد بايد با نمونه‌گيري و آزمايش بيش‌تر يا با هر روش معتبر ديگر (نظير آزمايش‌هاي متالورژيكي) رده‌هاي فولادي مخصوص تعيين شود.

در صورت صلاح‌ديد مهندس بهساز، تعداد آزمايش‌هاي مخرب مي‌تواند با جايگزيني آن‌ها با آزمايش‌هاي غيرمخرب مناسب، براساس ضوابط پيوست 2، كاهش داده شود.

5-2-2-3-3- آزمايش‌هاي جامع

حداقل تعداد آزمايش‌هاي لازم جهت تعيين مقاومت تسليم و مقاومت كششي مصالح فولادي در يك برنامه‌ي جمع‌آوري اطلاعات در سطح جامع بايد براساس ضوابط زير باشد:

1- اگر مدارك فني معتبر حاوي گزارش آزمايش مصالح موجود باشد انجام حداقل دو آزمايش كشش از هر نوع از اعضاي سازه (تير، ستون، بادبند، اجزاي تقويت) و اجزاي اتصالات كه حتي‌المقدور از اعضاي تكرارشونده انتخاب مي‌شوند، لازم مي‌باشد؛

2- در صورت نبود گزارش آزمايش مصالح و يا اين‌كه گزارش آزمايش مغاير با نتايج مندرج در مدارك فني باشد، انجام حداقل سه آزمايش كشش در هر چهار طبقه از ساختمان از هر نوع از اعضاي سازه (تير، ستون، بادبند، اجزاي تقويت) و اجزاي اتصالات كه حتي‌المقدور از اعضاي تكرارشونده انتخاب مي‌شوند، لازم مي‌باشد.

در صورت صلاح‌ديد مهندس بهساز، تعداد آزمايش‌هاي مخرب مي‌تواند با جايگزيني آن‌ها با آزمايش‌هاي غيرمخرب مناسب، براساس ضوابط پيوست 2، كاهش داده شود.

5-2-3- بازرسي وضعيت موجود

5-2-3-1-كليات

بازرسي وضعيت موجود ساختمان و شرايط ساختگاه بايد براساس ضوابط اين بند انجام گيرد. اين بازرسي شامل موارد زير است:

1- بررسي وضعيت اجزايي كه نيروها و تغييرشكل‌هاي منتج از زلزله را دريافت مي‌كنند به منظور تشخيص وجود هر نوع تضعيف ناشي از اثرات نيرو يا شرايط محيط؛

2- بررسي وجود پيكربندي اعضا واجزا و اتصالات آن‌ها و وجود پيوستگي در مسير انتقال بار بين اعضا و سيستم سازه‌اي؛

3- شناسايي ديگر شرايط شامل وجود اعضاي غيرسازه‌اي كه موثر در رفتار سازه بوده و محدوديت‌هايي را بـر بهسـازي تحميـل مي‌نمايند؛

4- تشخيص شرايط خاك و پي آن‌گونه كه در فصل 4 آمده است؛

5- شناسايي ساختمان‌هاي مجاور براساس بند (2-2-4).

5-2-3-2- مشخصات اجزا

جهت مطالعه‌ي سازه بايد اطلاعات زير براي اعضا و اتصالات سازه مشخص شود. بايد تلاش شود اين مشخصات مطابق آنچه در عمل اجراشده تعيين شوند.

1- ابعاد و ضخامت اعضا و همچنين ورق‌هاي پوششي، مهاربندها و سخت‌كننده‌ها؛

2- سطح مقطع، اساس مقطع، ممان اينرسي و خواص پيچشي اعضا در مقاطع بحراني؛

3- موقعيت و مشخصات اتصالات و وصله‌ها به نحوي كه اجرا شده‌اند؛

4- شرايط فيزيكي فلز مبنا و اجزاي اتصال شامل بررسي تغييرشكل‌ها و آسيب ديدگي‌هاي موجود.

مرور مدارك فني ساختمان به منظور تشخيص سيستم‌هاي باربر ثقلي و جـانبي و اعضـاي آن‌هـا و همچنـين اعضـا و اتصـالات بحراني و هرنوع تغيير ايجاد شده‌ي بعدي در وضعيت اعضا و پيكربندي سازه ضروري مي‌باشد.

در صورت كامل‌نبودن مدارك فني ساختمان و همچنين براي تطبيق وضعيت موجود با نقشه‌ها، بايد بازديـد كـاملي از سـاختمان براي تعيين اطلاعات لازم مطابق بند (5-2-3-3) انجام شود.

5-2-3-3- روش‌ها و محدوده‌ي كاربرد

بازرسي وضعيت موجود ساختمان بايد شامل بازرسي عيني از اعضاي سازه‌اي قابل رويت كه دخالت در سيستم مقاوم لرزه‌بر جانبي دارند، بوده تا بدين‌وسيله بتوان تطبيق وضع موجود را با آنچه كه در مدارك فني آمده است كنترل نمود.

هدف از اين بازرسي شناسايي و تعيين هر گونه مساله در رابطه با هندسه و پيكربندي ساختمان، تعيـين مـوارد كـاهش سـختي و مقاومت در اعضا، كنترل پيوستگي مسيرهاي انتقال بار، تشخيص نياز و ضـرورت انجـام آزمـايش‌هـاي ديگـري جهـت تشـخيص و اندازه‌گيري ميزان آسيب و ضعف و نيز اندازه‌گيري ابعاد موجود ساختمان و مقايسه‌ي آن با اطلاعات موجود در مدارك فنـي و تعيـين وجود هرگونه تغييرشكل دايمي مي‌باشد.

اگر وجود پوشش معماري و موانع ديگر امكان بازرسي عيني را سلب كرده باشد اين بازرسي مي‌تواند از طريق برداشـت موضـعي مصالح پوششي و يا به طور غيرمستقيم مثلا از طريق ايجاد حفره در مانع و استفاده از وسايل مخصوص (Fiberscope) انجام گيرد.

ضوابط بازرسي عيني وضعيت موجود به شرح زير مي‌باشند:

1- اگر نقشه‌هاي جزئيات اجرايي موجود باشد، آشكاركردن حداقل يك اتصال از هر نمونه اتصال بايد انجام پذيرد. در صورتي‌كـه هيچ نوع انحرافي از نقشه‌ها براي نمونه‌اي مشاهده نشود، كليه‌ي اتصالات مشابه با آن نمونه، اجراشده عين نقشه تلقي مي‌شود. اگـر

در بازرسي، انحرافي از نقشه‌هاي اجرايي مشاهده شود بايد اتصالات ديگري نيز از اين نمونه بازرسي شود تا زمانيكه بتوان در مورد اين نمونه اتصال به قضاوت مشخصي رسيد.

2- اگر نقشه‌هاي اجرايي موجود نباشد، بايد حداقل سه اتصال از هر نمونه اتصال با برداشت روكش آن‌ها آشكار شوند. در صورتيكه تفاوتي مشاهده نشود اين نمونه‌ها نماينده‌ي اتصالات مشابه فرض مي‌شوند. در صورت وجود تفاوت بايد اتصالات ديگري نيز از اين نمونه بازرسي شود تا زمانيكه بتوان در مورد اين نمونه اتصال به قضاوت مشخصي رسيد.

5-2-3-4- مدل‌سازي تحليلي ساختمان

اطلاعات جمع‌آوري‌شده از بررسي وضعيت موجود ساختمان بايد در تهيه‌ي مدل تحليلي ساختمان و برآورد رفتار لرزه‌اي آن مورد استفاده قرار گيرد. هرگاه در بازرسي وضعيت موجود هيچ‌گونه خسارت، تغيير و يا انحرافي در مقايسه با نقشه‌هاي اجرايي مشاهده نشود، در مدل‌سازي مقاطع اعضا عينا مطابق با نقشه‌هاي اجرايي در نظرگرفته خواهند شد. اما در صورت وجود تفاوت و يا موجود نبودن نقشه‌هاي اجرايي مبناي مدل‌سازي براساس اندازه‌گيري ابعادي است كه در بازرسي وضعيت موجود به‌دست‌آمده است.

5-2-4- ضريب آگاهي κ

نحوه‌ي انتخاب ضريب آگاهي (κ) در محاسبه‌ي ظرفيت اعضاي فولادي و تغييرشكل‌هاي مجاز آن‌ها براساس بند (4-5-2-2) خواهد بود.

5-3- ملزومات و فرضيات طراحي

5-3-1- سختي

در بندهاي زير نكاتي در مورد نحوه‌ي تعيين سختي اعضا در مدل‌سازي ارايه شده است. بند (5-3-1-1) ضوابطي براي تعيين سختي اعضا براي مدل‌سازي در روش‌هاي خطي و بند (5-3-1-2) ضوابطي براي تعيين سختي اعضا براي مدل‌سازي در روش‌هاي غيرخطي ارايه مي‌نمايد.

5-3-1-1- روش‌هاي خطي

سختي اعضاي فولادي (تيرها و ستون‌ها) و اتصالات (چشمه و ناحيه‌ي اتصال) در روش‌هاي خطي بايد براساس روش‌هاي مقاومت مصالح و ضوابط اين بند محاسبه شود.

1- سطح مقطع محوري: عبارت است از سطح كل مقاطع نوردشده و يا سطحي از مقاطع مركب كه در انتقال بار مشاركت مي‌كند. براي اعضايي كه به‌طور كامل در بتن مدفون مي‌شوند، مشروط بر آن‌كه تسليح لازم براي جدانشدن بتن از فولاد در اثر زلزله انجام شده باشد، مي‌توان سختي را براساس مشاركت اثر كامل مصالح محاسبه نمود. در حالتيكه ستون فولادي با بتن پرشده و بتن حداقل در روي سه وجه و يا بيش از 75% از پيرامون مقطع ستون فولادي محدود شده باشد، مي‌توان سختي ناشي از مشاركت اثر مصالح را منظور نمود.

2- سطح برش: سطح برش براساس روش‌هاي مقاومت مصالح قابل محاسبه است. روش فوق مي‌تواند هم براي مقاطع مختلط و يا عضو مدفون‌شده در بتن و همچنين اثر مشاركت تير سقف و دال مورد استفاده قرار گيرد.

3- لنگر اينرسي: محاسبه‌ي سختي دوراني تيرها و ستون‌هاي فولادي در يك قاب لخت فولادي براساس روش‌هاي مقاومت مصالح انجام مي گيرد. در تيرهاي مدفون‌شده در بتن، سختي براساس اثر مشاركتي مصالح محاسبه مي‌شود، اما در محاسبه‌ي عرض مقطع، عرض بال عضو فولادي منظور گرديده و نه قسمت دال بتن متصل‌شده، مگر آن‌كه مكانيزم انتقال برش موجود بين بتن و فولاد، معيارهاي پذيرش موردنظر در سطح عملكرد انتخابي را ارضا نمايد. در ستون‌هاي مختلط نيز، سختي براساس اثر مشاركت مصالح و با توجه به روش‌هاي مقاومت مصالح محاسبه مي‌شود.

4- مدل‌سازي چشمه و ناحيه‌ي اتصال: سختي چشمه‌ي اتصال را مي‌توان با اضافه كردن المان چشمه‌ي اتصال در مدل‌سازي در تحليل قاب منظور نمود. با كاهش سختي خمشي تير نيز مي‌توان سختي چشمه‌ي اتصال را در مدل‌سازي در تحليل قاب منظور نمود. به هنگامي‌كه لنگر متناظر با مقاومت برشي مورد انتظار چشمه‌ي اتصال از مقاومت خمشي تير در ناحيه‌ي اتصال تير به ستون تجاوز نموده و سختي چشمه‌ي اتصال نيز حداقل 10 برابر بزرگ‌تر از سختي خمشي تير باشد، نياز به مدل‌سازي چشمه‌ي اتصال در تحليل نمي‌باشد. درچنين حالاتي دهانه‌ي موثر تير پس از منظور نمودن ناحيه‌ي صلب از محور ستون منظور مي شود. براي ديگر حالت‌ها مي‌توان از تحليل المان‌هاي يك‌بعدي با دهانه‌هاي از محور تا محور اعضا استفاده نمود. در صورتي‌كه در ناحيه‌ي اتصال سختي به طور قابل ملاحظه‌اي تغيير يابد بايد سختي اين ناحيه نيز در مدل‌سازي ملحوظ شود.

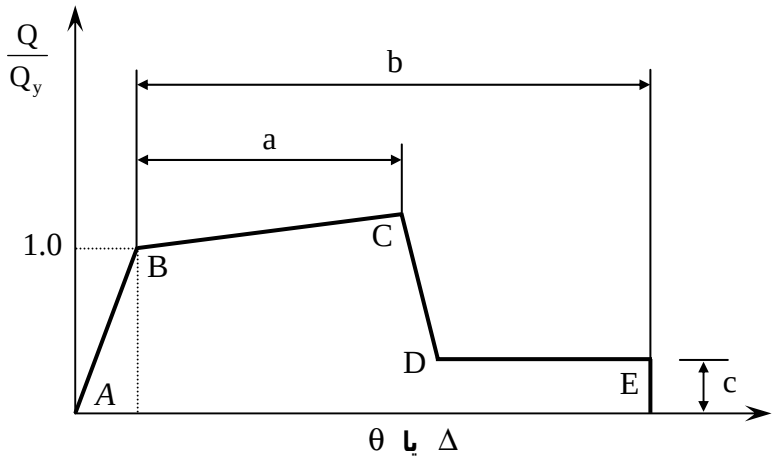
5-3-1-2- روش‌هاي غيرخطي

اگر پاسخ‌هاي سازه براي طراحي، به كمك روش‌هاي غيرخطي فصل 3 تعيين شوند، رابطه‌ي نيرو– تغييرشكل اجزا به صورت روابطي غيرخطي بيان مي‌شوند. در حالتي‌كه مشخص باشد كه تحت بارهاي وارده پاسخ غيرخطي در جزء اتفاق نمي‌افتد در اين‌حالت مي‌توان از روابط خطي استفاده كرد. منحني نيرو- تغييرشكل غيرخطي اجزا بايد بر پايه‌ي مدارك آزمايشگاهي يا تحليل‌هاي انجام‌يافته تعيين شود.

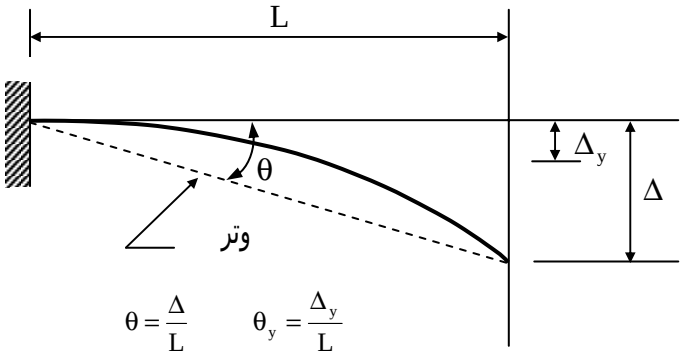
در روش استاتيكي غيرخطي به عوض استفاده از نتايج آزمايش يا تحليل مي‌توان از منحني نيرو- تغييرشكل داده‌شده در شكل (5-1)، با مقادير a، b، c تعريف‌شده در جدول‌هاي (5-3) و (5-4) براي اجزاي قاب‌هاي خمشي فولادي استفاده نمود. اثرات سخت-شدگي كرنشي با درنظرگرفتن شيبي برابر 3% شيب قسمت ارتجاعي درنظرگرفته مي‌شود. منظور نمودن شيب بيش‌تر براي قسمت سخت‌شدگي كرنشي فقط با انجام آزمايش، قابل‌قبول مي‌باشد. هرگاه در ناحيه‌ي چشمه‌ي اتصال تسليم رخ دهد، بايد از شيب 6% براي سخت‌شدگي كرنشي در ناحيه‌ي چشمه‌ي اتصال استفاده نمود. منظور نمودن شيب بيش‌تر فقط با انجام آزمايش قابل‌قبول است. خاطرنشان مي‌شود كه به‌هرحال مقاومت نظير نقطه‌ي C نبايد از ظرفيت مورد انتظار عضو تجاوز نمايد.

پارامترهاي Q و Q_y به ترتيب در شكل (5-1) عبارتند از نيروي تعميم‌يافته و مقاومت نظير اولين تسليم در عضو. در تيرها و ستون‌ها θ عبارت است از كل چرخش ارتجاعي و خميري تير يا ستون، θ_y چرخش حد تسليم، Δ كل تغييرمكان ارتجاعي و خميري و Δ_y تغييرمكان حد تسليم. براي چشمه‌ي اتصال، θ_y عبارت است از زاويه‌ي تغييرشكل برشي برحسب راديان. شكل (5-2) بيان‌گر چرخش خط واصل بين ابتدا و انتهاي تير مي‌باشد. چرخش تير را مي‌توان يا با جمع چرخش حد تسليم θ_y و چرخش خميري و يا براساس تغييرمكان نسبي طبقه تعيين نمود. براي اعضاي فولادي، نتايج آزمايش‌ها غالبا برحسب چرخش خط واصل بين ابتدا و

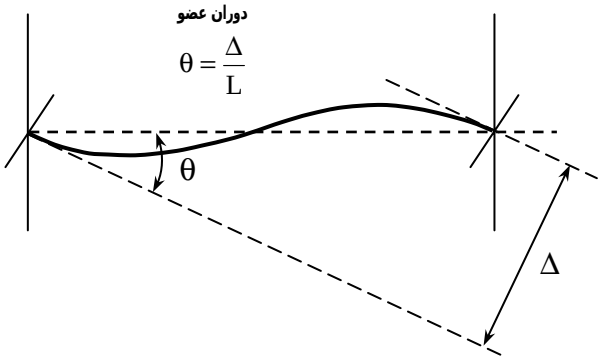
انتهاي اعضا داده‌شده است. استفاده از معادلات (5-1) و(5-2) براي تعيين θ_y در تيرها و ستون‌ها در مواقعي كـه نقطـه‌ي عطـف در وسط تير و ستون اتفاق مي‌افتد مجاز مي‌باشد.



شكل (5-1): منحني نيرو– تغييرشكل تعميم‌يافته براي اعضا و اجزاي فولادي



الف- مثال عضو كنسولي



ب- مثال عضوي از يك قاب

شكل (5-2): تعريف چرخش عضو

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}l_b}{6EI_b}$$ (1-5) در تيرها

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}l_c}{6EI_c}\left(1-\frac{P}{P_{y_e}}\right)$$ (2-5) در ستون‌ها

براي عملكرد خمشي تيرها و ستون‌ها مقدار Q_{CE} عبارت خواهد بود از ظرفيت خميري خمشي مقطع كه از روابط (5-3) و (5-4) محاسبه مي‌شود:

$$Q_{CE} = M_{CE} = ZF_{y_e}$$ (3-5) در تيرها

$$Q_{CE} = M_{CE} = 1.18ZF_{y_e}\left(1-\frac{P}{P_{y_e}}\right) \le ZF_{y_e}$$ (4-5) در ستون‌ها

در چشمه‌ي اتصال Q_{CE} عبارت است از ظرفيت برشي خميري چشمه‌ي اتصال و براساس رابطه (5-5) محاسبه مي‌شود.

$$Q_{CE} = V_{CE} = 0.55F_{y_e}d_ct_p$$ (5-5) در چشمه‌ي اتصال

كه در آن:

d_c : ارتفاع مقطع ستون، cm؛

E : ضريب ارتجاعي، kg/cm^2؛

F_{y_e} : تنش حد تسليم مورد انتظار براي مصالح، kg/cm^2؛

I : لنگر اينرسي، cm^4؛

l_b : طول تير، cm؛

l_c : ارتفاع ستون، cm؛

M_{CE}: مقاومت خمشي مورد انتظار؛

P : نيروي محوري عضو در تغييرمكان هدف در تحليل استاتيكي غيرخطي، يا در مرحله‌ي آغاز محاسبات در تحليل ديناميكي غيرخطي؛

P_{y_e} : نيروي محوري حد تسليم مورد انتظار در عضو = $A_gF_{y_e}$؛

Q : بار تعميم‌يافته‌ي عضو؛

Q_{CE} : مقاومت تعميم يافته‌ي مورد انتظار؛

t_p : كل ضخامت چشمه‌ي اتصال به انضمام ضخامت ورق مضاعف، cm؛

θ : چرخش عضو (خط واصل بين ابتدا و انتها)؛

θ_y : چرخش حد تسليم؛

V_{CE} : مقاومت برشي مورد انتظار، kg؛

Z : اساس مقطع خميري، cm^3.

در روش ديناميكي غيرخطي رفتار كامل چرخه‌اي هر جزء به وسيله‌ي آزمايش مشخص مي‌شود.

5-3-2- مقاومت

طبقه‌بندي رفتاري اعضاي فولادي تحت عناوين كنترل‌شونده توسط تغييرشكل يا نيرو و محاسبه‌ي مقاومت‌هاي طراحي، طبق آنچه در بخش‌هاي (5-4) تا (5-10) ذكرشده صورت مي‌پذيرد.

5-3-2-1- رفتار كنترل‌شونده توسط تغييرشكل

مقاومت‌هاي طراحي در مورد رفتارهاي كنترل‌شونده توسط تغييرشكل، Q_{CE}، برابر با مقاومت‌هاي مورد انتظار مي‌باشد كه توسط آزمايش به‌دست آمده يا با اصول پذيرفته‌شده‌ي مقاومت مصالح محاسبه‌شده است. مقاومت مورد انتظار عبارت است از متوسط حداكثر مقاومت مورد انتظار در محدوده‌ي تغييرشكل‌هايي كه عضو تحمل خواهد نمود. وقتي اين مقاومت با محاسبه به‌دست آيد، خواص مورد انتظار مصالح (شامل سخت‌شدگي كرنشي) بايد به‌كار رود.

5-3-2-2- رفتار كنترل‌شونده توسط نيرو

مقاومت‌هاي طراحي در مورد رفتار كنترل‌شونده توسط نيرو، Q_{CL}، مساوي كرانه‌ي پاييني مقاومت‌هايي مي‌باشد كه توسط آزمايش تعيين‌شده يا با استفاده از اصول پذيرفته‌شده‌ي مقاومت مصالح تعيين شده‌اند. كرانه‌ي پاييني مقاومت عبارت است از مقاومت متوسط منهاي يك انحراف معيار. اگر كرانه‌ي پاييني با محاسبه تعيين مي‌شود، بايد از كرانه‌ي پاييني خواص مصالح استفاده نمود.

5-3-3- معيارهاي بهسازي

پس از آن‌كه مشخص شد اعضاي فولادي يك ساختمان موجود براي سطح عملكرد انتخابي كفايت نمي‌كنند اين اعضا بايد بهسازي شوند و اگر تصميم به جايگزين‌كردن عضو گرفته شود، عضو جديد با توجه به نتايج تحليلي اين دستورالعمل بايد مطابق با مبحث 10 مقررات ملي ايران طراحي شود.

5-4- قاب‌هاي خمشي فولادي

5-4-1- كليات

قاب‌هاي خمشي فولادي مورد بحث در اين دستورالعمل شامل قاب‌هاي گروه 1و گروه 3 ماده 10-0-2 مبحث 10 مقررات ملي ساختماني ايران مي‌باشند. قاب‌هاي خمشي در اين بخش به قاب‌هايي اطلاق مي‌شود كه قادرند كل و يا سهمي از نيروي زلزله را از طريق تيرها و ستون‌ها و اتصالات (اعم از اتصالات صلب و نيمه‌صلب) تحمل نمايند.

قاب‌هاي خمشي براساس نوع اتصالات به قاب‌هاي صلب و قاب‌هاي نيمه‌صلب تفكيك مي‌شوند. قاب‌هاي خمشي ممكن است به‌تنهايي براي مقاومت دربرابر نيروهاي زلزله طراحي شوند و يا ممكن است به همراه ديوارهاي برشي يا مهاربندي‌هاي فولادي براي نيروهاي زلزله طراحي شوند.

5-4-2- قاب‌هاي صلب

5-4-2-1- كليات

در اين نوع قاب‌ها فرض مي‌شود كه اتصالات تيروستون به اندازه‌ي كافي صلب است به جهت قبول شرايط اتصال صلب بايد:

1- مقاومت اتصال حداقل برابر با مقاومت ضعيف‌ترين دو عضو متصل‌شونده (تير يا ستون) باشد؛

2- تغييرشكل اتصال (بدون احتساب تغييرشكل چشمه‌ي اتصال) نبايد در كل تغييرمكان جانبي قاب بيش‌تر از 10% دخالت نمايد؛

3- مقاومت و سختي (ضخامت) چشمه‌ي اتصال از ضوابط داده‌شده در استاندارد 2800 پيروي نمايد.

عدم ارضاي هركدام از شرايط فوق نوع اتصال را تبديل به اتصال نيمه‌صلب مي‌نمايد. قاب‌هاي صلب مورد بحث در اين بخش مي‌تواند شامل قاب‌هاي ويژه و يا قاب‌هاي معمولي تعريف‌شده در استاندارد 2800 ايران باشد.

چهار نوع مختلف اتصال كه مي‌تواند به عنوان اتصال صلب مورد استفاده قرار گيرد به شرح زير مي‌باشد:

الف – اتصال با جوش نفوذي كامل بين بال‌هاي تير و ستون به همراه اتصال برشي پيچي يا جوشي بين جان تير و بال ستون (اتصال مستقيم)؛

ب – اتصال با استفاده از ورق‌هاي بالا و پايين اتصال روي بال‌هاي تير (اتصال با ورق‌هاي اتصال بال)؛

پ- اتصال با ورق انتهايي؛

ت – اتصال با بال جداشده از جان كه در آن جان تير قبل از رسيدن به اتصال بريده‌شده و بال‌ها با جوش نفوذي به بال ستون متصل و جان نيز با ورق به بال ستون متصل مي‌شود؛

هرگاه اتصال با ورق اتصال بال يا ورق انتهايي براي تامين اتصال صلب بيش از حد ضعيف يا انعطاف‌پذير باشد، در اين حالت بايد به عنوان اتصال نيمه‌صلب منظور شود. خواص سختي و مقاومت اين دو نوع اتصال براي اتصالات نيمه‌صلب در بند (5-4-3) بحث شده است.

5-4-2-2 – سختي

5-4-2-2-1- روش استاتيكي و ديناميكي خطي

1- تيرها، ستون‌ها و چشمه‌هاي اتصال: سطح مقطع محوري، سطح برشي، لنگر اينرسي و سختي چشمه‌ي اتصال بايد براساس ضوابط بند (5-3-1-1) تعيين شود.

2- گره اتصال: مدل‌سازي گره اتصال براي قاب‌هاي صلب به استثناي مواردي كه گره‌ها به منظور شكل‌گيري مفاصل خميري به‌دور از بر ستون، صلب گرديده‌اند نياز نمي‌باشد. براي چنين گره‌هايي المان صلبي بين ستون و تير تعريف مي‌شود تا دهانه‌ي موثر تير مشخص شود.

5-4-2-2-2- روش استاتيكي غيرخطي

هرگاه از روش استاتيكي غيرخطي بيان‌شده در فصل 3 استفاده شود مي‌توان از معيارهاي بيان‌شده در اين بند در تحليل استفاده نمود.

1- خواص محدوده‌ي ارتجاعي اجزا بايد مطابق بند (5-4-2-2-1) مدل شود.

2- براي بيان رفتار غيرارتجاعي بايد از رابطه‌ي غيرخطي لنگر- انحنا و همچنين رابطه‌ي تقابلي تير و تير-ستون‌ها استفاده نمود. براي اين هدف مي‌توان از نتايج آزمايش‌ها و يا تحليل‌هاي انجام‌يافته استفاده كرد.

3- رفتار خطي و غيرخطي چشمه‌ي اتصال بايد در مدل‌سازي وارد شود به استثناي مواردي كه در بند (5-3-1-1) بيان شده است.

در صورت نداشتن نتايج قابل قبول از رفتار غيرارتجاعي اجزا مي‌توان از منحني نيرو- تغييرشكل داده‌شده در شكل (5-1) با مقادير a, b و c داده‌شده در جدول (5-3) و (5-4) براساس ضوابط بند (5-3-1-2) استفاده نمود.

5-4-2-2-3- روش ديناميكي غيرخطي

در اين روش لازم است رفتار چرخه‌اي كامل هر جز به طور مناسب براساس نتايج آزمايش مدل شود.

5-4-2-3- مقاومت

5-4-2-3-1- كليات

مقاومت اجزا بايد براساس ملزومات كلي بند (5-3-2) و ملزومات مشخص‌شده در اين بند محاسبه شود.

5-4-2-3-2- روش استاتيكي و ديناميكي خطي

1- تيرها: مقاومت اعضايي از سازه‌هاي فولادي كه نيروي محوري در آن‌ها ناچيز بوده و تحت تلاش خمشي قرار دارند براساس مقررات اين بند محاسبه مي‌شود. اين تلاش با عملكرد رفتاري كنترل‌شونده توسط تغييرشكل درنظرگرفته مي‌شود.

مقاومت مورد انتظار، Q_{CE}، تيرها و ديگر اعضا با رفتار كنترل‌شونده توسط تغييرشكل در خمش كوچك‌ترين مقدار حاصل از حالات حدي تسليم، كمانش جانبي پيچشي، كمانش موضعي بال يا تسليم برشي جان خواهد بود.

در تيرهايي كه شرايط فشردگي مقطع و كفايت مهار جانبي در صورت لزوم حاصل است (تيرهاي مشمول مورد الف ماده‌هاي 10-1-2-1 و 10-1-2-2 و 10-1-2-3 مبحث 10 مقررات ملي ساختمان ايران) و همچنين در تيرهاي مدفون در بتن مشروط بر آن‌كه تسليح لازم جهت جدانشدن بتن در هنگام وقوع زلزله فراهم باشد، مقدار Q_{CE} براساس حالت حدي تسليم و از رابطه (6-5) محاسبه مي‌شود.

$$Q_{CE} = M_{CE} = M_{PCE} = ZF_{y_e} \qquad (6\text{-}5)$$

در رابطه‌ي فوق M_{PCE} ظرفيت خمشي خميري مورد انتظار مقطع مي‌باشد.

در تيرهايي كه شرايط فشردگي مقطع و يا كفايت مهار جانبي ارضا نمي‌شود، مقدار Q_{CE} براساس حالات حدي كمانش موضعي بال و يا كمانش جانبي پيچشي واز رابطه (5-7) محاسبه مي‌شود.

$$Q_{CE} = M_{CE} = \frac{5}{3} \times F_b S \qquad (5-7)$$

در رابطه‌ي فوق F_b تنش خمشي مجاز براساس مبحث 10 مقررات ملي ساختمان ايران بوده و براي محاسبه‌ي آن بايد از F_{y_e} به جاي F_y استفاده نمود.

هرگاه مقاومت برشي جان بدون سخت‌كننده حاكم بر مقاومت تير شود، مقدار Q_{CE} براساس حالت حدي تسليم برشي جان و از رابطه (5-8) محاسبه مي‌شود.

$$Q_{CE} = V_{CE} = 1.5 \times F_V A_W \qquad (5-8)$$

كه در رابطه‌ي فوق A_W سطح مقطع اسمي جان تير، تعريف‌شده براساس ماده (10-1-2-4) مبحث 10 مقررات ملي ساختمان ايران و F_V تنش برشي مجاز و براساس ماده (10-1-2-4) مبحث 10 مقررات ملي ساختمان ايران بسته به نسبت $\frac{h}{t_W}$ و با استفاده از F_{y_e} به جاي F_y قابل محاسبه مي‌باشد.

2- ستون‌ها: اين بند مربوط به ارزيابي مقاومت در اعضايي است كه نيروي محوري در آن‌ها قابل صرف‌نظركردن نمي‌باشد. رفتار اين نوع اعضا با عملكرد كنترل‌شونده توسط نيرو درنظرگرفته مي‌شود.

كرانه‌ي پايين مقاومت، Q_{CL}، ستون‌هاي فولادي تحت اثر نيروي محوري فشاري كوچك‌ترين مقدار حاصل ناشي از حالت حدي كمانش ستون، كمانش موضعي بال و يا جان خواهد بود. كرانه‌ي پايين مقاومت فشاري ستون‌ها ناشي از حالات حدي ذكرشده براي مقاطعي كه داراي شرايط فشرده يا غيرفشرده مي‌باشند براساس معادله (5-9) محاسبه مي‌شود.

$$Q_{CL} = P_{CL} = 1.7 \times AF_a \qquad (5-9)$$

كه در اين رابطه F_a تنش مجاز محوري فشاري بوده كه با قراردادن $F_{y_{LB}}$ كرانه‌ي پايين تنش حد تسليم به جاي F_y مطابق با مبحث 10 مقررات ملي ساختمان ايران قابل محاسبه مي‌باشد.

مقاومت مورد انتظار اعضا تحت كشش، Q_{CE}، براساس رابطه (5-10) قابل محاسبه مي‌باشد.

$$Q_{CE} = T_{CE} = AF_{ye} \qquad (5-10)$$

3- چشمه‌ي‌اتصال: مقاومت چشمه‌ي اتصال براساس رابطه (5-5) محاسبه مي‌شود.

4- اتصال تير به ستون: مقاومت اتصالات بايد بر پايه‌ي كنترل مكانيزم حاكم بر پايه‌ي كليه مودهاي شكست ممكن محاسبه شود.

5- اتصال بين صفحه‌ي كف ستون و پي بتني: مقاومت اتصال، بين ستون و پي بايد برمبناي كوچك‌ترين مقدار حاصل از حالات حدي مقاومت ستون، مقاومت صفحه‌ي كف ستون و مقاومت پيچ‌هاي مهاري محاسبه شود. مقاومت صفحه كف ستون نيز برمبناي كوچك‌ترين مقدار حاصل از حالات حدي مقاومت مورد انتظار پيچ يا جوش، تنش لهيدگي مورد انتظار بتن زير كف ستون و تنش حد تسليم مورد انتظار، F_{y_e} صفحه‌ي كف ستون محاسبه مي‌شود.

مقاومت ميل مهاري اتصال صفحه‌ي كف ستون و بتن پي نيز بايد برمبناي كوچك‌ترين مقدار حاصل ناشي از حالات حدي مقاومت جاري‌شدن برشي يا كششي ميل مهار يا كاهش طول مهاري و يا براساس شكست بتن محاسبه شود.

5-4-2-4-3-3- روش استاتيكي غيرخطي

در اين روش رابطه‌ي نيرو- تغييرشكل مطابق شكل (5-1) بايد براي هر جزء براساس بند (5-3-1-2) مشخص شود. مقادير مقاومت مورد انتظار، Q_{CE} و كرانه‌ي پايين مقاومت، Q_{CL}، براي اجزاي سازه‌اي فولادي مطابق با روش‌هاي خطي بيان‌شده در بند (5-4-2-3-2) قابل محاسبه مي‌باشد.

5-4-2-4-4- روش ديناميكي غيرخطي

براي اين روش رفتار كامل چرخه‌اي هر جزء بايد براساس آزمايش تعيين شود.

5-4-2-4- معيارهاي پذيرش

5-4-2-4-1-كليات

معيارهاي پذيرش اجزا براساس ملزومات كلي بند (5-3-2) و ملاحظات مشخص‌شده در اين بند محاسبه مي‌شود.

5-4-2-4-2- روش استاتيكي و ديناميكي خطي

1- تيرها: معيارهاي پذيرش مشخص‌شده در اين بند مربوط به اعضاي خمشي است كه نيروي محوري در آن‌ها ناچيز مي‌باشد.

مقادير ضريب m كه در رابطه (3-19) استفاده مي‌شود براساس جدول (5-2) تعيين مي‌شود. مقادير داده‌شده در جدول براساس آن است كه $L_b \le L_c = \frac{635\ \ b_f}{\sqrt{F_{y_e}}}$ باشد (L_b فاصله‌ي دو مهار جانبي متوالي مي‌باشد).

در صورتي‌كه مقدار $L_c < L_b \le L_r = \frac{14\times10^5}{[d/A_f]F_{y_e}}$ باشد، در اين صورت به جاي استفاده از مقدار m داخل جدول بايد از مقدار m_e كه از رابطه (5-11) حاصل مي‌شود استفاده نمود.

$$m_e = C_b\ \ m-[m-1]\frac{L_b-L_c}{L_r-L_c}\ \le m \qquad (5\text{-}11)$$

در رابطه‌ي فوق مقدار C_b با توجه به مبحث 10 مقررات ملي ساختمان ايران محاسبه‌شده و مقدار m براساس جدول (5-2) و با فرض $L_b \le L_c$ تعيين مي‌شود.

در صورتي‌كه مقدار $L_b > L_r$ شود، مقدار m برابر يك انتخاب مي‌شود. در تيرهاي مدفون‌شده در داخل بتن مشروط بر آن‌كه در هنگام وقوع زلزله بتن جدا نشود، از مقادير m رديف الف تيرها در جدول (5-2) مي‌توان استفاده نمود.

در قطعات متشكل از دو يا چند نيمرخ كه به وسيله‌ي بست افقي به يكديگر متصل مي‌شوند، به هنگامي‌كه مقاومت ورق‌هاي بست كه برش را تحمل مي‌نمايند حاكم شود مقادير m داده‌شده در جدول بايد نصف شود. در صورتي‌كه مي‌توان مقادير بزرگ‌تري را براي m انتخاب نمود كه نتيجه‌ي تحليل يا آزمايش مقادير بزرگ‌تري را نشان دهد در هرحال نياز به انتخاب m كمتر از يك

نمي‌باشد. در قطعات مركب تيرها يا ستون‌ها كه به صورت مختلط با بتن كاملا درگير مي‌باشند، در صورتي‌كه در هنگام وقـوع زلزلـه بتن جدا نشود نياز به كنترل كمانش ورق‌هاي بست نمي‌باشد.

2 – ستون‌ها: ستون‌هاي فولادي كه تحت اثر توام نيروي محوري و لنگر خمشي قرار دارند تا زماني‌كه نيروي محوري واردشـده بيش از50% كرانه پايين مقاومت فشاري ستون، P_{CL} ، نمي‌باشد، رفتار ستون از نظر خمش كنترل‌شونده توسـط تغييرشـكل بـوده و از نظر نيروي محوري كنترل‌شونده توسط نيرو مي‌باشد. لذا در تركيب تنش‌ها معادله‌ي اندركنش به صورت زير خواهد شد.

هرگاه $\frac{P_{UF}}{P_{CL}} \le 0.15$

$$\frac{P_{UF}}{\kappa P_{CL}} + \frac{M_{UDx}}{m_x \kappa M_{CEx}} + \frac{M_{UDy}}{m_y \kappa M_{CEy}} \le 1.0 \qquad (12\text{-}5)$$

و اگر $0.15 < \frac{P_{UF}}{P_{CL}} \le 0.5$

$$\frac{P_{UF}}{\kappa P_{CL}} + \frac{C_{mx} M_{UDx}}{m_x \kappa \left(1 - \frac{P_{UF}}{\kappa P_{ex}}\right) M_{CEx}} + \frac{C_{my} M_{UDy}}{m_y \kappa \left(1 - \frac{P_{UF}}{\kappa P_{ey}}\right) M_{CEy}} \le 1 \qquad (13\text{-}5)$$

و همچنين

$$\frac{P_{UF}}{\kappa A F_{yLB}} + 0.85 \left(\frac{M_{UDx}}{m_x \kappa M_{PCEx}} + \frac{M_{UDy}}{m_y \kappa M_{PCEy}}\right) \le 1.0 \; ; M_{UDx} \le m_x \kappa M_{PCEx}, M_{UDy} \le m_y \kappa M_{PCEy} \qquad (14\text{-}5)$$

در معادلات (5-12)، (5-13) و (5-14):

P_{UF} : نيروي محوري ستون محاسبه‌شده براساس مورد 2 بند (3-4-1-1)؛

P_{CL} : كرانه پايين مقاومت فشاري ستون كه براساس معادله (5-9) محاسبه مي‌شود؛

M_{UDx} : لنگر خمشي حول محور x عضو، محاسبه‌شده براساس مورد 1 بند (3-4-1-1)؛

M_{UDy} : لنگر خمشي حول محور y عضو، محاسبه‌شده براساس مورد 1 بند (3-4-1-1)؛

M_{CEx} : مقاومت خمشي مورد انتظار عضو حول محور x كه براساس معادله (5-6) يا (5-7) محاسبه مي‌شود؛

M_{CEy} : مقاومت خمشي مورد انتظار عضو حول محور y كه براساس معادله (5-6) يا (5-7) محاسبه مي‌شود؛

P_e : بار بحراني اويلر $P_e = \frac{23}{12} F'_e \times A$ كه در آن F'_e براساس ماده‌ي (10-1-6-1) مبحث 10 مقررات ملي سـاختمان ايـران محاسبه مي‌شود؛

C_m : ضريب تعيين‌شده در ماده (10-1-6-1) مبحث 10 مقررات ملي ساختمان ايران؛

κ : ضريب آگاهي؛

M_{PCE} : ظرفيت خمشي خميري مورد انتظار مقطع كه براساس معادله (5-6) محاسبه مي‌شود؛

m_x : مقدار ضريب m براي ستون‌ها جهت خمش حول محور x با توجه به جدول (5-2)؛

m_y : مقدار ضريب m براي ستون‌ها جهت خمش حول محور y با توجه به جدول (5-2).

در ستون‌هاي فولادي كه نيروي محوري واردشده بيش از 50% مقدار كرانه‌ي پايين مقاومت فشاري ستون، P_{CL} مي‌باشد رفتار ستون چه از نظر خمشي و چه از نظر نيروي محوري كنترل‌شونده توسط نيرو بوده و لذا در تركيب تنش‌ها معادله‌ي اندركنش به صورت زير خواهد شد.

هرگاه $\frac{P_{UF}}{P_{CL}} > 0.5$

$$\frac{P_{UF}}{\kappa P_{CL}} + \frac{C_{mx}\ M_{UFx}}{\kappa\ 1-\frac{P_{UF}}{\kappa P_{ex}}\ M_{CLx}} + \frac{C_{my}\ M_{UFy}}{\kappa\ 1-\frac{P_{UF}}{\kappa P_{ey}}\ M_{CLy}} \le 1 \qquad (15\text{-}5)$$

و همچنين

$$\frac{P_{UF}}{\kappa A F_{yLB}} + 0.85\ \frac{M_{UFx}}{\kappa M_{PCLx}} + \frac{M_{UFy}}{\kappa M_{PCLy}}\ \le 1.0; \quad M_{UFx} \le \kappa M_{PCLx}, \quad M_{UFy} \le \kappa M_{PCLy} \qquad (16\text{-}5)$$

در معادلات (5-15) و (5-16):

M_{UF} : لنگر خمشي حول محور x يا y محاسبه‌شده براساس مورد 2 بند (3-4-1-1)

M_{CL} : كرانه‌ي پايين مقاومت خمشي عضو حول محور x يا y كه براساس رابطه‌ي (5-6) يا (5-7) با جايگزيني F_{yLB} كرانه‌ي پايين تنش حد تسليم به جاي F_{ye} محاسبه مي‌شود.

اعضاي فولادي تحت اثر نيروي محوري كششي با رفتار كنترل‌شونده توسط تغييرشكل مي‌باشند و لذا براساس معادله (3-19) ارزيابي مي‌شوند.

ستون‌هاي فولادي كه تحت اثر توام نيروي محوري كششي و لنگر خمشي قرار دارند، اعضاي با رفتار كنترل‌شونده توسط تغييرشكل محسوب‌شده و در اين حالت معادله‌ي تركيب تنش به صورت معادله (5-17) خواهد شد.

$$\frac{T_{UD}}{m_t \kappa T_{CE}} + \frac{M_{UDx}}{m_x \kappa M_{CEx}} + \frac{M_{UDy}}{m_y \kappa M_{CEy}} \le 1.0 \qquad (17\text{-}5)$$

در معادله (5-17):

مقادير M_{UDx}، M_{UDy}، M_{CEx}، M_{CEy} همان تعاريف پارامترهاي معادله (5-12) را دارند.

m_t : مقدار m براي تير يا ستون تحت كشش بوده كه براساس جدول (5-2) تعيين مي‌شود؛

m_x و m_y : مقادير m تعريف شده در معادله (5-12)؛

T_{UD} : نيروي محوري كششي ستون محاسبه‌شده بر اساس مورد 1 بند (3-4-1-1)؛

T_{CE} : مقاومت كششي مورد انتظار كه براساس معادله (5-10) محاسبه مي‌شود.

3- چشمه‌ي اتصال در اتصالات صلب: رفتار برشي چشمه‌ي اتصال كنترل‌شونده توسط تغييرشكل بوده و براساس معادله (3-19) ارزيابي مي‌شود. مقاومت برشي مورد انتظار چشمه‌ي‌اتصال، Q_{CE}، براساس معادله (5-5) محاسبه‌شده و مقدار ضريب m نيز از جدول (5-2) تعيين مي‌شود.

4- اتصالات صلب تير- ستون: اتصالات صلب مشخص‌شده در بند (5-4-2-1) با رفتار كنترل‌شونده توسط تغييرشكل بوده و براساس معادله (3-19) با مقادير Q_{UD} و Q_{CE} محاسبه‌شده براي اجزاي بحراني اتصال و با مقدار m حاصل از جدول (5-2) كه در صورت لزوم مطابق اين بند تغيير مي‌نمايد ارزيابي مي‌شوند.

در يك اتصال، جزييات ورق‌هاي پيوستگي، مقاومت چشمه‌ي اتصال، نسبت دهانه به عمق تير و بالاخره لاغري بال و جان تير در معيارهاي پذيرش و نهايتا در مقدار m موثر مي‌باشد. لذا مقادير m داده‌شده در جدول (5-2) در صورت عدم ارضاي چهار شرطي كه متعاقبا بيان مي‌شود تغيير و كاهش داده خواهد شد. در هر حال لازم نيست مقدار آن كم‌تر از يك انتخاب شود.

شرط اول (اثرات ورق پيوستگي): در اثر عدم ارضاي شرايط بيان‌شده در زير مقدار m بايد در ضريب 0/8 ضرب شود.

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

يا

$\frac{b_{bf}}{7} \leq t_{cf} < \frac{b_{bf}}{5.2}$ و با ورق پيوستگي به ضخامت $t \geq \frac{t_{bf}}{2}$

يا

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

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

شرط دوم (اثرات چشمه‌ي اتصال): در صورت عدم ارضاي شرايط زير مقدار m بايد در ضريب 0/8 ضرب شود.

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

كه در آن $V_y = 0.55F_{y_{e(col)}}d_c t_{c_w}$ و V_{PZ} برش محاسبه‌شده در چشمه‌ي اتصال در مرحله‌ي شكل‌گيري مفصل خميري در ناحيه‌ي بحراني در اتصال مي‌باشد. مقدار V_{pz} در صورتي‌كه M_{ye} تير (برش متناظر با تنش حد تسليم در بال) در وجه ستون شكل گيرد برابر است با:

$$V_{PZ} = \frac{\sum M_{Y(beam)}}{d_b} \quad \frac{L}{L-d_c} \quad \frac{h-d_b}{h}$$

كه در آن L طول دهانه، h ارتفاع طبقه و مقادير d_b و d_c به ترتيب ارتفاع نيم‌رخ تير و ستون مي‌باشند.

شرط سوم (اثرات نسبت دهانه به عمق تير): هرگاه نسبت دهانه‌ي خالص به عمق تير، L/d بزرگ‌تر از 10 شود، مقادير m در جدول (5-2) بايد در ضريب $1.4 - 0.04\frac{L}{d}$ ضرب شوند.

شرط چهارم (اثرات لاغري بال و جان تير): هرگاه نسبت ابعادي اجزاي بال و جان تير شرايط بيان‌شده در زير را داشته باشند نياز به تغيير مقدار m نمي‌باشد.

$$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{420}{\sqrt{F_{y_e}}} \quad , \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$$

در صورتي‌كه هركدام از نسبت‌هاي ابعادي اجزاي بال يا جان تير از مقادير زير تجاوز نمايند مقدار ضريب m بايد در عدد 0/5 ضرب شود.

$$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}} \quad , \quad \frac{h}{t_w} \geq \frac{5365}{\sqrt{F_{ye}}}$$

براي مقادير ديگر از نسبت ابعادي بال و يا جان تير بين مقادير داده‌شده در بالا مقدار ضريب اصلاح با استفاده از درون‌يابي خطي و براساس كوچك‌ترين مقدار ضريب اصلاح حاصل تعيين مي‌شود.

اتصالات صلبي كه براساس شكل‌گيري مفصل خميري در تير و به دور از وجه ستون طراحي مي‌شوند بايد با رفتار كنترل‌شونده توسط نيرو با توجه به معادله (5-18) طراحي شوند.

$$Q_{CLc} \geq Q_{CEb} \qquad (5\text{-}18)$$

كه در آن Q_{CLc} كرانه‌ي پايين مقاومت اتصال بوده و Q_{CEb} مقاومت خمشي مورد انتظار تير مي‌باشد.

5- اتصال بين صفحه‌ي كف ستون و پي بتني: براي تسليم صفحه‌ي كف ستون، تسليم پيچ و شكست جوش مي‌توان از مقادير m داده‌شده در جدول (5-2) براي اتصال نيمه‌صلب با ورق انتهايي بسته به حالت حدي مربوط استفاده نمود. در صورتي‌كه حالت حدي اتصال صفحه‌ي كف ستون و پي بتني به وسيله‌ي مدهاي شكست ميل مهار حاكم به وسيله‌ي بتن كنترل شود رفتار اتصال كنترل‌شونده توسط نيرو بايد منظور شود.

5-4-2-4-3- روش استاتيكي و ديناميكي غيرخطي

تلاش‌هاي محاسبه‌شده در اجزاي سازه بايد ملزومات مورد بحث در بند (3-4-2) را ارضا نمايد. مقادير حداكثر تغييرمكان‌هاي غيرالاستيك مجاز بايد براساس جدول‌هاي (5-3) و (5-4) تعيين شوند.

1- تيرها: عملكرد خمشي تيرها برمبناي رفتار كنترل‌شونده توسط تغييرشكل مي‌باشد. مقدار تغييرشكل دوراني خميري مجاز اين نوع اعضا در جدول (5-3) داده شده است. در اين جداول θ_y براساس بند (5-3-1-2) محاسبه مي‌شود.

2- ستون‌ها: نيروي محوري فشاري در ستون‌ها كنترل‌شونده توسط نيرو محسوب شده و مقدار P_{CL} براساس بند (5-4-2-3-2) محاسبه مي‌شود.

تلاش خمشي در ستون‌هاي همراه با نيروي محوري كه در تغييرمكان هدف، مقدار نيروي محوري كم‌تر از $0.5P_{CL}$ دارند كنترل‌شونده توسط تغييرشكل محسوب شده و مقدار حداكثر مجاز دوران خميري اين اعضا بسته به فشردگي مقطع و مقدار نيروي محوري از جدول (5-3) تعيين مي‌شود. در اين جداول θ_y براساس بند (5-3-1-2) محاسبه مي‌شود. تلاش خمشي در ستون‌هايي كه نيروي محوري در تغييرمكان‌هدف برابر و يا بيش از $0/5\ P_{CL}$ مي‌باشد كنترل‌شونده توسط نيرو محسوب‌شده و بايد توسط معادلات (5-15) و (5-16) ارزيابي شوند.

3- چشمه‌ي اتصال در اتصالات صلب: چرخش خميري مورد انتظار در چشمه‌ي اتصال نيز با توجه به معيارهاي پذيرش داده-شده در جدول (5-3) تعيين مي‌شود.

4- اتصالات صلب تير- ستون: اتصالات صلب مشخص‌شده در بند (5-4-2-1) با رفتار كنترل‌شونده توسط تغييرشكل بوده و مقدار چرخش خميري حاصل از تحليل بايد با مقدار داده شده در جدول (5-3) كه بسته به مورد مطابق شرايط زير تغيير مي‌نمايد

مقايسه‌شود. در يك اتصال، جزييات ورق‌هاي پيوستگي، مقاومت چشمه‌ي اتصال، نسبت دهانه به عمق تير و بالاخره لاغري بال و جان تير در معيارهاي پذيرش موثر مي‌باشد. لذا مقادير مجاز چرخش خميري در صورت عدم ارضاي چهار شرط زير تغيير و كاهش مي‌يابد.

شرط اول (اثرات ورق پيوستگي): در صورت عدم ارضاي شرايط زير مقدار چرخش خميري داده‌شده در جدول (3-5) بايد در ضريب 0/8 ضرب شود.

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

يا

$\frac{b_{bf}}{7} \leq t_{cf} < \frac{b_{bf}}{5.2}$ و با ورق پيوستگي به ضخامت $t \geq \frac{t_{bf}}{2}$

يا

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

در روابط فوق t_{cf} ضخامت بال ستون و b_{bf} عرض بال تير مي‌باشد.

شرط دوم (اثرات چشمه‌ي اتصال): در صورت عدم ارضاي شرايط زير مقدار چرخش خميري داده‌شده در جدول (3-5) بايد در ضريب 0/8 ضرب شود.

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

كه در آن $V_y = 0.55F_{y_{e(col.)}} d_c t_{cw}$ و V_{PZ} برش محاسبه‌شده در چشمه‌ي اتصال در مرحله‌ي شكل‌گيري مفصل خميري در ناحيه‌ي بحراني در اتصال مي‌باشد. مقدار V_{PZ} در صورتي‌كه مفصل خميري در وجه ستون شكل گيرد برابر است با:

$$V_{PZ} = \frac{\sum M_y[beam]}{d_b} \quad \frac{L}{L - d_c} \quad \frac{h - d_b}{h}$$

كه در آن L طول دهانه و h ارتفاع طبقه و مقادير d_b و d_c به ترتيب ارتفاع نيمرخ تير و ستون مي‌باشند.

شرط سوم (نسبت دهانه به عمق تير): هرگاه نسبت دهانه‌ي خالص به عمق تير، $\frac{L}{d}$، كم‌تر از 8 باشد، مقدار چرخش خميري در جدول (3-5) بايد در ضريب $\frac{L/d - 2}{6}$ ضرب شود.

شرط چهارم (اثرات لاغري بال و جان تير): هرگاه نسبت ابعادي اجزاي بال و جان تير شرايط زير را ارضا نمايد نياز به تغيير مقدار چرخش خميري در جدول (3-5) نمي‌باشد.

$$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{420}{\sqrt{F_{y_e}}} \quad \text{و} \quad \frac{h}{t_w} \geq \frac{3185}{\sqrt{F_{y_e}}}$$

در صورتي‌كه هركدام از نسبت‌هاي ابعادي اجزاي بال يا جان تير از مقادير زير تجاوز نمايد مقدار چرخش خميري داده‌شده در جدول (3-5) بايد در ضريب 0/5 ضرب شود.

$$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{545}{\sqrt{F_{y_e}}} \quad \text{و} \quad \frac{h}{t_w} \geq \frac{5365}{\sqrt{F_{y_e}}}$$

براي مقادير ديگر از نسبت‌هاي ابعادي بال و يا جان تير بين مقادير داده‌شده در بالا مقدار ضريب اصلاح چرخش خميري با استفاده از درون‌يابي خطي و براساس كوچك‌ترين مقدار حاصل تعيين مي‌شود.

اتصالات صلبي كه براساس شكل‌گيري مفصل خميري در تير و به دور از وجه ستون طراحي مي‌شوند بايد با رفتار كنترل‌شونده توسط نيرو و با بررسي آن كه كرانه‌ي پايين مقاومت اتصال بيش‌تر از مقاومت خمشي مورد انتظار تير در محل اتصال باشد ارزيابي شوند.

5-4-2-5- معيارهاي بهسازي

اجزاي سازه فولادي كه معيارهاي پذيرش مشخص‌شده در بندهاي قبل را براي سطح عملكرد انتخابي تامين ننمايند بايد بهسازي شوند. معيارهاي بهسازي بايد براساس ضوابط بند (5-3-3) و ساير ضوابط اين دستورالعمل باشد.

5-4-3- قاب‌هاي نيمه‌صلب

5-4-3-1- كليات

در صورتي‌كه اتصالات شرايط مندرج در بند (5-4-2-1) را نداشته باشند، به عنوان اتصالات نيمه‌صلب محسوب مي‌شوند. دو نوع اتصال رايج كه مي‌تواند به عنوان اتصال نيمه‌صلب مورد استفاده قرارگيرد به قرار زير مي‌باشد:

الف- اتصال با نبشي‌هاي بالايي و پاييني با استفاده از پيچ يا پرچ.

ب- اتصال با سپري بالايي و پاييني با استفاده از پيچ يا پرچ به بال ستون و پيچ يا پرچ يا جوش به بال تير.

در صورتي‌كه اتصال با ورق بال يا ورق انتهايي، ضعيف يا انعطاف‌پذير باشد، بايد به عنوان اتصالات نيمه‌صلب منظور شود. ديگر انواع اتصالات نيمه‌صلب در جدول (5-2) بيان شده‌اند. در يك اتصال نيمه‌صلب ضعيف‌ترين مكانيزم شكست، حاكم بر رفتار گره اتصال خواهد بود.

5-4-3-2- سختي

5-4-3-2-1- روش استاتيكي و ديناميكي خطي

1 – تيرها، ستون‌ها و چشمه‌هاي اتصال: سطح مقطع محوري، سطح برشي و لنگر اينرسي و سختي تيرها، ستون‌ها و چشمه‌هاي اتصال بايد براساس ضوابط بند (5-3-1-1) تعيين شوند.

2 – گره اتصال: مقدار سختي K_θ براي هر اتصال نيمه‌صلب جهت تحليل قاب‌هاي با اين نوع اتصال مي‌تواند براساس آزمايش و يا يك تحليل مناسب تعيين شود. در محاسبه‌ي تغييرمكان قاب، تغييرشكل اتصال نيز بايد منظور شود. سختي K_θ را مي‌توان به روش تقريبي از رابطه (5-19الف) برآورد نمود.

$$K_\theta = \frac{M_{CE}}{0.005} \qquad \text{(5-19الف)}$$

در رابطه‌ي فوق M_{CE} لنگر مقاوم مورد انتظار مي‌باشد.

رابطه‌ي فوق براي قاب‌هاي نيمه‌صلب زير مورد قبول مي‌باشد.

2-1- اتصالات نيمه‌صلب لخت و اتصالات نيمه‌صلبي كه در مصالح بنايي محصور شده‌اند. در اينجا از اثر مختلط نمي‌توان جهت تعيين M_{CE} استفاده نمود؛

2-2- اتصالات نيمه‌صلبي كه در بتن محصور شده‌اند، كه در آن مقاومت اسمي M_{CE} براي اتصال فوق بايد با توجه به اثر مختلط فولاد و بتن در برگيرنده محاسبه شود؛

براي ديگر اتصالات نيمه‌صلب ذكرنشده در بندهاي قبل مقدار سختي دوراني با توجه به رابطه (5-19ب) برآورد مي‌شود.

$$K_\theta = \frac{M_{CE}}{0.003} \qquad (5\text{-}19\ ب)$$

مقاومت اتصال M_{CE} در بند (5-4-3-3) محاسبه شده است.

به جاي استفاده از مدل تحليلي دقيق قاب نيمه‌صلب، به عنوان يك روش تقريبي مي‌توان در مدل‌سازي، قاب را صلب منظور نمود مشروط بر آن‌كه، سختي تيرهاي اتصال به وسيله‌ي رابطه (5-20) اصلاح شود.

$$EI_b \ (\text{اصلاح شده}) = \frac{1}{\frac{6h}{L_b^2 K_\theta} + \frac{1}{EI_b}} \qquad (5\text{-}20)$$

كه در آن:

K_θ: سختي فنر چرخشي معادل اتصال كه براساس رابطه (5-19الف) يا (5-19ب) محاسبه مي‌شود؛

E: ضريب ارتجاعي؛

I_b: لنگر اينرسي تير؛

h: ارتفاع متوسط ستون‌هاي طبقه؛

L_b: طول دهانه‌ي تير از مركز تا مركز.

با تحليل قاب بدين روش مقدار چرخش اتصال، همان چرخش حاصل در تير در گره اتصال خواهد بود.

5-4-3-2-2- روش استاتيكي غيرخطي

هرگاه از روش استاتيكي غيرخطي بيان شده در فصل 3 استفاده شود، مي‌توان از معيارهاي بيان‌شده در اين بند در تحليل استفاده نمود.

1- خواص محدوده‌ي ارتجاعي اجزا بايد مطابق بند (5-4-3-2-1) مدل شود.

2- براي تيرها، تير- ستون‌ها و چشمه‌هاي اتصال بايد از رفتار غير خطي لنگر- انحنا و يا بار- تغييرمكان داده‌شده در بند (5-3-1-2) استفاده نمود.

جهت رفتار لنگر- دوران اتصال نيمه‌صلب مي‌توان از نتايج آزمايش‌ها بهره گرفت. اما در صورت نداشتن نتايج قابل قبول مي‌توان از دياگرام لنگر- دوران داده‌شده در شكل (5-1) با مقادير a وb و c داده‌شده در جدول‌هاي (5-3) و (5-4) استفاده نمود. در اتصالات

نيمه‌صلبي كه رابطه‌ي (5- 19 الف) در مورد آن‌ها صادق است، مقدار θ_y برابر بـا 0/005 انتخـاب مـي‌شـود، بـراي ديگـر اتصـالات مقدار θ_y برابر 0/003 انتخاب مي‌شود.

5-4-3-2-3- روش ديناميكي غيرخطي

در اين روش لازم است رفتار چرخه‌اي كامل هر جزء به طور مناسب براساس نتايج آزمايش مدل شود.

5-4-3-3- مقاومت

5-4-3-3-1- كليات

مقاومت اجزا بايد براساس ملزومات كلي بند (5-3-2) و ملزومات مشخص‌شده در اين بند محاسبه شود.

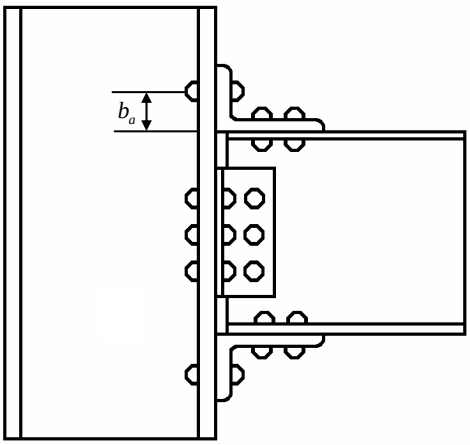
5-4-3-3-2- روش استاتيكي و ديناميكي خطي

مقاومت تيرها و ستون‌هاي فولادي كه براساس روش‌هاي خطي تحليل مي‌شوند براساس بند (5-4-2-3-2) در قاب‌هاي صـلب محاسبه مي‌شود. مقاومت مورد انتظار، Q_{CE}، براي اتصالات در قاب‌هاي نيمه‌صلب براساس نتايج آزمايش و يا روش‌هاي بيان‌شده در اين بند محاسبه مي‌شود.

1- اتصال با نبشي‌هاي بالايي و پاييني: اين اتصال با استفاده از نبشي‌هاي بالايي و پاييني و با استفاده از پيچ يا پرچ جهت اتصال تير به ستون مطابق شكل (5-3) مورد استفاده قرار مي‌گيرد. لنگر مقاوم مورد انتظار اتصال، M_{CE}، در جهت اطمينـان كوچـك‌تـرين مقدار حاصل از چهار حالت حدي بيان‌شده در زير خواهد بود.

1-1- حالت حدي 1:

هرگاه برش وسايل اتصال بين بال تير و بال افقي نبشي، مقاومت اتصال را كنترل نمايد.



شكل (5-3): اتصال پيچي يا پرچي تير به ستون با نبشي

در اتصالات پرچي و اتصالات اتكايي و اصطكاكي با پيچ‌هاي پرمقاومت:

$$Q_{CE} = M_{CE} = d_b \ \frac{5}{3} F_V A_b N_b \qquad (5\text{-}21 \text{ الف})$$

در اتصالات اتكايي با پيچ‌هاي معمولي:

$$Q_{CE} = M_{CE} = d_b [2F_V A_b N_b] \qquad (5\text{-}21 \text{ ب})$$

در روابط فوق:

d_b : عمق تير؛

F_V : تنش برشي مجاز پيچ‌ها يا پرچ‌ها براساس مبحث 10 مقررات ملي ساختمان ايران و با استفاده از مقادير تنش حد تسليم يا تنش حد نهايي مورد انتظار پرچ يا پيچ؛

A_b : سطح مقطع پيچ يا پرچ؛

N_b : حداقل تعداد پيچ‌ها يا پرچ‌هاي متصل‌كننده‌ي بال بالا يا پايين تير به ساق نبشي.

5-2-1- حالت حدي 2: هرگاه ظرفيت كششي بال افقي نبشي، كنترل‌كننده‌ي ظرفيت اتصال باشد، در اين حالت Q_{CE} از رابطه‌ي (5-22) محاسبه مي‌شود.

$$Q_{CE} = M_{CE} \le P_{CE} [d_b + t_a] \qquad (5\text{-}22)$$

در رابطه‌ي فوق t_a ضخامت نبشي بوده و مقدار P_{CE} كوچك‌ترين مقدار محاسبه‌شده از دو رابطه‌ي زير خواهد بود.

$$P_{CE} = 5/3 F_t A_g \qquad \text{بر روي سطح مقطع كل} \qquad (5\text{-}23)$$

$$P_{CE} = 2F_t A_e \qquad \text{بر روي سطح مقطع موثر} \qquad (5\text{-}24)$$

كه در آن:

F_t : تنش مجاز كششي بر روي سطح مقطع كل و يا سطح مقطع موثر براساس مبحث 10 مقررات ملي ساختمان ايران و با استفاده از مقادير تنش حد تسليم يا تنش حد نهايي مورد انتظار مصالح؛

A_g : سطح مقطع بال افقي نبشي؛

A_e : سطح مقطع موثر بال افقي نبشي براساس مبحث 10 مقررات ملي ساختمان ايران.

5-3-1- حالت حدي 3: هرگاه ظرفيت كششي پيچ يا پرچ كه بال قايم نبشي را به بال ستون متصل مي‌كند كنترل‌كننده‌ي ظرفيت اتصال باشد داريم:

$$Q_{CE} = M_{CE} = [d_b + b_a][2F_t A_b N_b] \qquad (5\text{-}25)$$

كه در آن:

b_a : فاصله‌ي نشان‌داده‌شده در شكل (5-3)؛

F_t : تنش كششي مجاز مورد انتظار در پيچ‌ها و پرچ‌ها براساس مبحث 10 مقررات ملي ساختمان ايران و با استفاده از مقادير تنش حد تسليم يا تنش حد نهايي مورد انتظار مصالح پيچ يا پرچ؛

A_b : سطح مقطع پيچ يا پرچ؛

N_b : حداقل تعداد پيچ‌ها يا پرچ‌ها كه ساق قايم نبشي بالا يا پايين را به بال ستون متصل مي‌كند.

4-1 – حالت حدي 4: هرگاه تسليم خمشي بال قايم نبشي كنترل‌كننده‌ي ظرفيت اتصال شود، در اين حالت مقدار Q_{CE} در كليه‌ي اتصالات اعم از پرچي يا پيچي از رابطه‌ي (5-26) محاسبه مي‌شود.

$$Q_{CE} = M_{CE} = \frac{F_{y_e}[d_b + b_a]}{b_a - \frac{t_a}{2}} \times \frac{wt_a^2}{4} \qquad (26\text{-}5)$$

كه در آن w طول نبشي است.

2- اتصال با استفاده از سپري: در اين اتصال سپري بالا و پايين مطابق شكل (5-4 الف) و (5-4 ب) به بال ستون پيچ يا پرچ-شده و بال تير نيز به‌وسيله پيچ يا پرچ و يا جوش به جان سپري متصل مي‌شود.

لنگر مقاوم، M_{CE}، در اين حالت كوچك‌ترين مقدار محاسبه‌شده از چهار حالت حدي زير خواهد بود.

2-1- حالت حدي 1: هرگاه برش وسايل اتصال بين بال تير و جان سپري مقاومت اتصال را كنترل نمايد براي اتصالات پرچي يا پيچي يكي از معادلات (5-21 الف) يا (5-21ب) مورد استفاده قرار مي‌گيرد و براي اتصال جوشي از رابطه‌ي (5-27) بايد استفاده نمود.

$$Q_{CE} = M_{CE} = d_b[2R_W L_W] \qquad (27\text{-}5)$$

كه در آن R_W ارزش جوش‌گوشه در برش براساس مبحث 10 مقررات ملي ساختمان ايران و L_W حداقل طول جوش گوشه اتصال‌دهنده‌ي بال بالا يا پايين تير به جان سپري مي‌باشد.

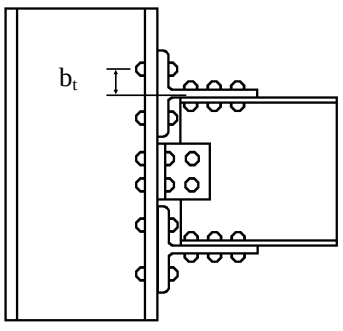
2-2- حالت حدي 2: هرگاه ظرفيت كششي پيچ‌ها يا پرچ‌هاي متصل‌كننده‌ي بال سپري به بال ستون كنترل‌كننده‌ي ظرفيت اتصال شود، داريم.

$$Q_{CE} = M_{CE} = [d_b + 2b_t + t_s][2F_t A_b N_b] \qquad (28\text{-}5)$$

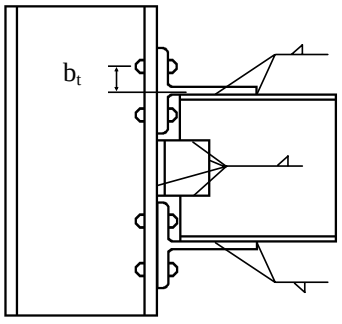
كه در آن پارامترهاي N_b, A_b, F_t همان تعريف پارامترهاي رابطه‌ي (5-25) را داشته و علاوه بر آن؛

b_t : فاصله‌ي نشان‌داده‌شده در شكل‌هاي (5-4 الف) و (5-4 ب)؛

t_s : ضخامت جان سپري.



شكل (5-4-الف): اتصال پيچي يا پرچي جان سپري به بال تير



شكل (5-4-ب): اتصال جوشي جان سپري به بال تير

2-3- حالت حدي 3: هرگاه كشش در جان سپري كنترل‌كننده‌ي مقاومت اتصال شود، مي‌توان از روابط (5-23) و (5-24) جهت تعيين P_{CE} با مقادير A_g و A_e به ترتيب برابر سطح مقطع كل و سطح مقطع موثر جان سپري و سپس از رابطه‌ي (5-22) با قراردادن t_s به جاي t_a جهت تعيين Q_{CE} استفاده نمود.

2-4- حالت حدي 4: هرگاه خمش بال‌هاي سپري كنترل‌كننده‌ي مقاومت اتصال شود.

$$Q_{CE} = M_{CE} = 2 \times \frac{F_{y_e}[d_b + t_s]}{[b_t - k_1]} \times \frac{wt_f^2}{4} \qquad (29\text{-}5)$$

در رابطه‌ي فوق:

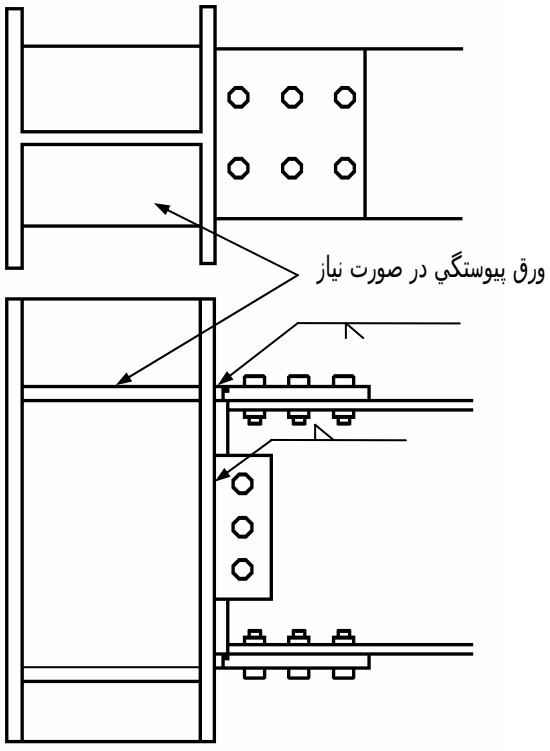
b_t : فاصله‌ي نشان‌داده‌شده در شكل‌هاي (5-4-الف) و (5-4-ب)؛

k_1 : فاصله از مركز جان سپري تا لبه‌ي گردي شروع اتصال جان به بال سپري؛

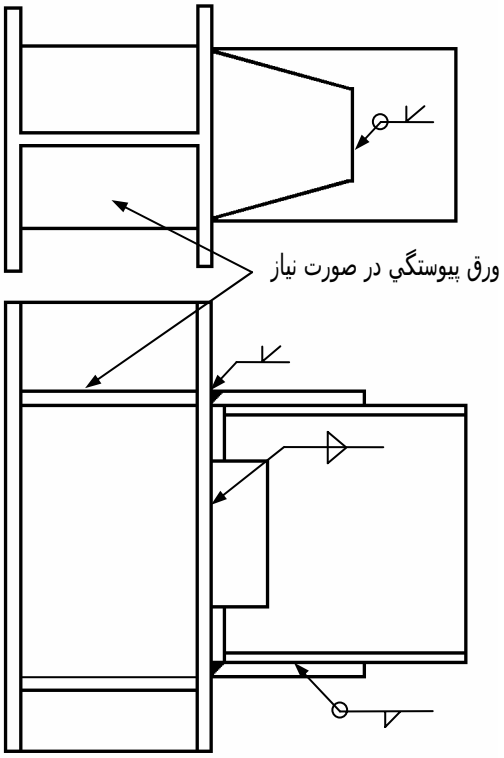
w : طول سپري؛

t_f : ضخامت بال سپري.

3- اتصال با ورق بال: در اين اتصال ورق با استفاده از جوش نفوذي كامل به بال ستون متصل‌شده و همچنين توسط پيچ يا پرچ و يا توسط جوش به بال تير آهن متصل مي‌شود، نمونه‌ي اين اتصال در اشكال (5-5-الف) و (5-5-ب) نشان‌داده‌شده است، اتصال نبشي جان مي‌تواند با استفاده از پيچ، پرچ و يا جوش باشد.



شكل (5-5-الف): اتصال ورق به بال تير با پيچ يا پرچ



شكل (5-5-ب): اتصال ورق به بال تير با جوش

اين اتصال در صورتي مي‌تواند به عنوان اتصال صلب منظور شود كه مقاومت اتصال از مقاومت تير متصل‌شونده بيش‌تر باشد.

مقاومت مورد انتظار اتصال Q_{CE} در اين حالت كوچك‌ترين مقدار حاصل از سه حالت حدي زير خواهد بود.

3-1-حالت حدي 1: هرگاه برش وسايل اتصال بين بال تير و ورق اتصال، مقاومت اتصال را كنترل نمايد، براي اتصالات پرچي يا پيچي يكي از روابط (5-21 الف) يا (5-21ب) مورد استفاده قرار مي‌گيرد و براي اتصال جوشي از رابطه‌ي (5-27) بايد استفاده نمود.

3-2- حالت حدي 2: هرگاه ظرفيت كششي ورق اتصال كنترل‌كننده‌ي ظرفيت اتصال شود، در اين حالت Q_{CE} چه در اتصال جوشي و چه در اتصال پيچي يا پرچي از رابطه‌ي (5-22) با جايگزيني t_a با t_p ضخامت ورق اتصال محاسبه مي‌شود. مقدار P_{CE} نيز بسته به كشش ورق بر روي سطح مقطع كل يا سطح مقطع خالص از روابط (5-23) و (5-24) محاسبه خواهد شد.

3-3- حالت حدي 3: هرگاه جوش اتصال ورق به بال ستون كنترل‌كننده‌ي ظرفيت اتصال شود، در اين حالت Q_{CE} از رابطه‌ي (5-30) كه در آن R_W ارزش جوش نفوذي كامل در برش (محاسبه‌شده براساس مبحث 10 مقررات ملي ساختمان ايران) مي‌باشد، محاسبه مي‌شود.

$$Q_{CE} = M_{CE} = (d_b + t_p)(2R_W L_W) \qquad (5\text{-}30)$$

4- اتصال با ورق انتهايي: ورق انتهايي جوش‌شده به مقطع تير و پيچ‌شده به بال ستون مطابق شكل (5-6) نيز در صورتي مي‌تواند به عنوان اتصال صلب منظور شود كه كرانه‌ي پايين مقاومت اتصال يا مقاومت مورد انتظار اتصال برابر يا بيش‌تر از مقاومت مورد انتظار تير متصل‌شونده باشد.

كرانه‌ي پايين مقاومت، $Q_{CL} = M_{CL}$، براساس حالت حدي از پيچ‌ها كه تحت اثر مشترك كشش و برش مي‌باشند محاسبه مي‌شود. تنش اسمي‌كششي F_t در اتصالات برشي (اتكايي)، نبايد از مقادير مندرج در جدول (5-1) بيشتر شود. در اتصالات اصطكاكي نيز بايد مقدار نيروي مقاوم در لغزش، r_s، هر پيچ كه از رابطه‌ي (5-31) محاسبه مي‌شود در ضريب كاهش $1-\frac{f_t A_b}{1.13 T_b}$ ضرب شود.

$$r_s = 1.5 T_b N_s \qquad (5\text{-}31)$$

در رابطه‌ي فوق؛

f_t : تنش كششي واردشده بر هر پيچ؛

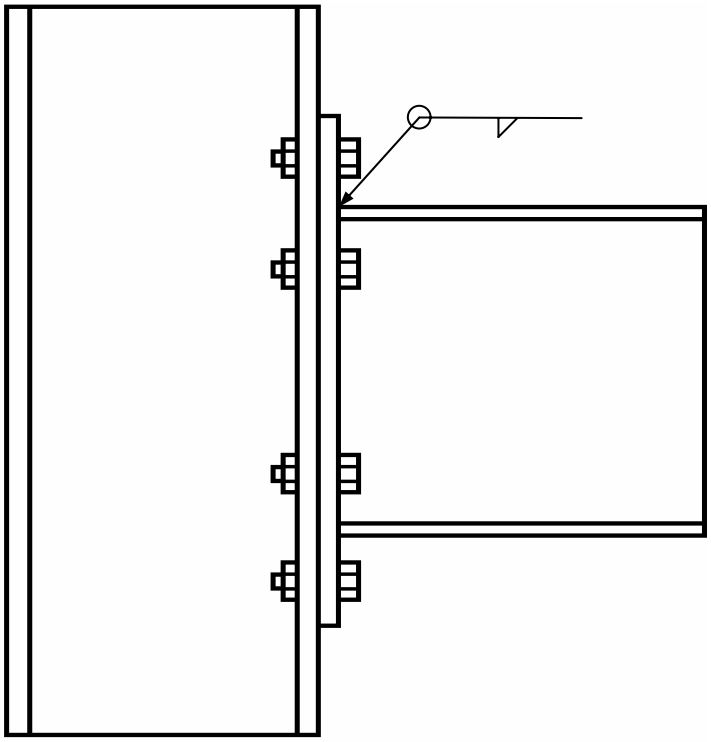
A_b : سطح مقطع اسمي پيچ؛

T_b : بار پيش‌تنيدگي پيچ‌ها كه مطابق بامبحث 10 مقررات ملي ساختمان ايران تعيين مي‌شود؛

N_S : تعداد سطوح لغزش؛

f_v : تنش برشي واردشده بر هر پيچ.

مقاومت مورد انتظار، $Q_{CE} = M_{CE}$، براساس حالت حدي خمش در ورق انتهايي محاسبه مي‌شود.



شكل (5-6): اتصال با ورق انتهايي

جدول (5-1): تنش اسمي‌كششي، F_t ، در اتصالات برشي (انكايي) برحسب kg/cm^2

نوع وسيله‌ي اتصال	سطح برش از قسمت رزوه‌شده مي‌گذرد	سطح برش خارج از قسمت رزوه قرار دارد
پيچ معمولي	$4100 - 2.5f_v \le 3150$	
پيچ A325	$8070 - 2.5f_v \le 6200$	$8070 - 2.0f_v \le 6200$
پيچ A490	$9800 - 2.5f_v \le 7500$	$9800 - 2.0f_v \le 7500$
قطعه‌ي رزوه‌شده	$0.98F_{ue} - 2.5f_v \le 0.75F_{ue}$	$0.98F_{ue} - 2.0f_v \le 0.75F_{ue}$
پرچ	$0.98F_{ue} - 2.4f_v \le 0.75F_{ue}$	

5- اتصال نيمه‌صلب مختلط: سختي و مقاومت مورد پذيرش براي اين نوع اتصال بايد برپايه‌ي يـك روش تحليلـي منطقـي ويـا نتايج آزمايش تعيين شود.

5-4-3-3-3- روش استاتيكي غيرخطي

در اين روش رابطه‌ي نيرو-تغييرشكل مطابق شكل (5-1) بايد براي هرجزء و براساس بند (5-3-1-2) مشخص مي‌شود. مقادير مقاومت مورد انتظار، Q_{CE} ، اتصالات نيمه‌صلب همان مقادير محاسبه‌شده در روش‌هاي خطي در بند (5-3-3-2) خواهد بود.

5-4-3-3-4- روش ديناميكي غيرخطي

براي اين روش رفتار چرخه‌اي هر جزء بايد براساس آزمايش تعيين شود.

5-4-3-4- معيارهاي پذيرش

5-4-3-4-1- كليات

معيارهاي پذيرش اجزا براساس ملزومات كلي بند (5-3-2) و ملاحظات مشخص‌شده در اين بند محاسبه مي‌شود.

5-4-3-4-2- روش استاتيكي و ديناميكي خطي

مطابق بند (3-4-1) تلاش‌هاي واردشده بر هر عضو بايد با ظرفيت آن عضو مقايسه شود. مقدار ضريب m براي اجزا و اتصالات قاب‌هاي نيمه‌صلب بايد براساس جدول (5-2) تعيين شود.

حالات حدي كه در جدول (5-2) ذكر نشده‌اند بايد با رفتار كنترل‌شونده تحت اثر نيرو بررسي شوند.

5-4-3-4-3- روش استاتيكي و ديناميكي غيرخطي

تلاش‌هاي محاسبه‌شده اجزا بايد ضوابط بند (3-4-2) را ارضا نمايند. ماكزيمم تغييرمكان غيرخطي مجاز براساس جدول‌هاي (5-3) و (5-4) تعيين مي‌شود.

5-4-3-4-5- معيارهاي بهسازي

اجزاي سازه‌هاي فولادي نيمه‌صلبي كه معيارهاي پذيرش مشخص‌شده در بندهاي قبل را براي سطح عملكرد انتخابي تامين ننمايند بايد بهسازي شوند. معيارهاي بهسازي بايد براساس ضوابط بند (5-3-3) و ساير ضوابط اين دستورالعمل باشد.

5-5- قاب‌هاي فولادي مهاربندي‌شده

5-5-1- كليات

قاب‌هاي فولادي مهاربندي‌شده به قاب‌هايي گفته مي‌شود كه باربري لرزه‌اي آن‌ها عمدتا توسط نيروهاي محوري اعضاي قاب تامين شود.

روش‌هاي مدل‌سازي و معيارهاي بهسازي قاب‌هاي مهاربندي‌شده با محورهاي متقارب و غيرمتقارب به ترتيب در بندهاي (5-5-2) و (5-5-3) ذكرشده است. اجزاي قاب‌هاي مهاربندي‌شده با محورهاي متقارب و غيرمتقارب شامل ستون‌ها، تيرها، مهاربندها و اتصالات آن‌ها مي‌باشد. علاوه بر اين، در قاب‌هاي مهاربندي‌شده با محورهاي غيرمتقارب عضو تير پيوند نيز موجود است.

5-5-2- قاب‌هاي مهاربندي‌شده با محورهاي متقارب

5-5-2-1-كليات

قاب‌هاي مهاربندي‌شده با محورهاي متقارب (CBF) عبارتند از سيستم‌هاي قابي مهاربندي‌شده كه در آن‌ها محورهاي اعضا در هرگره در يك نقطه يكديگر را قطع مي‌كنند، يا اگر در چند نقطه قطع مي‌كنند، فاصله‌ي بين دورترين نقطه‌ي تقاطع از مركز گره (محل تلاقي محورهاي تير و ستون) كوچك‌تر يا مساوي عرض مقطع كوچك‌ترين عضو متصل‌شونده در گره باشد. اثرات ناشي از برون‌محوري‌هاي موضعي فوق بايد در طراحي اعضاي متصل‌شونده درنظرگرفته شود.

5-5-2-2- سختي

5-5-2-2-1- روش استاتيكي و ديناميكي خطي

سطح مقطع محوري، سطح برش و لنگر اينرسي اعضا بايد مطابق با ضوابط بيان‌شده در بند (5-3-1-1) محاسبه شود.
گره اتصال مطابق آنچه كه در بندهاي (5-4-2-2-1) و (5-4-3-2-1) آمده است مدل مي‌شود.
مهاربندها را بايد به عنوان ستون آن‌گونه كه در بند (5-3-1-1) مشخص‌شده مدل نمود.

5-5-2-2-2- روش استاتيكي غيرخطي

اگر از روش استاتيكي غيرخطي گفته‌شده در فصل 3 استفاده شود، معيارهاي زير حاكم خواهند بود:
1- در مورد خواص محدوده‌ي ارتجاعي اعضا از ضوابط بند (5-5-2-2-1) استفاده شود.
2- منحني‌هاي غيرخطي لنگر– انحنا يا نيرو– تغييرمكان كه نمايانگر جاري‌شدن و كمانش مي‌باشند بايد مطابق با بند (5-3-1-2) براي تيرها و ستون‌ها و بند (5-4-3-2-2) براي اتصالات نيمه‌صلب باشند.

به جاي استفاده از روابطي كه مبتني بر آزمايش يا تحليل مي‌باشند، منحني غيرخطي نيرو– تغييرمكان مهاربندها را مي‌توان آن‌گونه كه در شكل (5-1) نشان داده‌شده و با استفاده از مقادير داده‌شده براي پارامترهاي مربوط در جدول‌هاي (5-3) و (5-4) مدل نمود. براي مهاربندهاي تحت فشار، پارامتر Δ در شكل (5-1) بايد به عنوان تغييرشكل محوري درنظرگرفته شود.

كاهش مقاومت مهاربند پس ازكمانش بايد در مدل منظور شود. مدل‌سازي مهاربند فشاري با فرض رفتار ارتجاعي– خميري براي آن در صورتي مجاز است كه نيروي حد جاري‌شدن مساوي مقاومت پس‌ماند پس از كمانش فرض شود كه در شكل (5-1) و جدول‌هاي (5-3) و (5-4) توسط پارامتر c نشان‌داده‌شده است. آثار وجود نيروهاي بزرگ‌تر از اين كرانه‌ي پاييني نيرو بايد با درنظرگرفتن ساير اعضايي كه مهاربند به آن‌ها متصل است ارزيابي شود.

5-5-2-2-3- روش ديناميكي غيرخطي

در اين روش رفتار كامل چرخه‌اي هر عضو بايد براساس آزمايش يا روش مورد تاييد ديگري تعيين شود.

5-5-2-3- مقاومت

5-5-2-3-1- كليات

مقاومت اعضا بايد با استفاده از ضوابط كلي داده‌شده در بند (5-2-4) و ضوابط تصريح‌شده در اين بند محاسبه شود.

5-5-2-3-2- روش استاتيكي و ديناميكي خطي

مقاومت مورد انتظار، Q_{CE}، مهاربندهاي فولادي تحت فشار محوري بايد مساوي كم‌ترين مقدار بين حالات حدي كمانش كلي يا موضعي باشد. مقاومت طراحي موثر، P_{CE}، مهاربند در فشار از رابطه‌اي مشابه رابطه‌ي (5-9) با استفاده از F_{as} به جاي F_a به‌دست مي‌آيد. F_{as} عبارت است از تنش مجاز فشاري مهاربند كه در بند 8-2 از پيوست شماره 2 ويرايش 2 استاندارد 2800 ايران آمده است. در هنگام استفاده از بند مزبور بايد به جاي F_y از F_{ye} استفاده شود. در حالت معمول مهاربندهاي ضربدري كه در آن هر دو مهاربند در وسط طول يكديگر را قطع مي‌نمايند و در آنجا به هم متصلند، طول موثر هر دو مهاربند بايد برابر نصف طول كل مهاربند شامل ورق‌هاي اتصال انتهايي در كمانش درون صفحه‌اي و 0/67 طول كل مهاربند به شرح فوق در كمانش خارج از صفحه درنظرگرفته شود. براي ديگر حالات هندسي مهاربندي (7، 8، مهاربند قطري)، طول مهاربند برابر است با طول كل آن شامل ورق‌هاي اتصال انتهايي و طول موثر برابر 0/8 طول كل مهاربند براي كمانش درون صفحه و برابر طول كل مهاربند براي كمانش خارج از صفحه خواهد بود.

مقاومت مورد انتظار، Q_{CE}، مهاربند فولادي در كشش بايستي مشابه با ستون‌ها محاسبه شود كه در بند (5-4-2-3-2) داده شده است.

مقاومت مورد انتظار، Q_{CE}، و كرانه‌ي پاييني مقاومت، Q_{CL}، تيرها و ستون‌هاي قاب مهاربندي‌شده بايد مشابه با ضوابط مربوط به تيرها وستون‌هاي قاب صلب در بند (5-4-2-3) محاسبه شود. مقاومت تيرهايي كه تحت بار محوري قابل ملاحظه مي‌باشند بايد مشابه با ستون‌هاي قاب‌هاي صلب محاسبه شود.

كرانه‌ي پاييني مقاومت اتصالات مهاربند بايد با استفاده از رابطه‌ي (5-10) و براساس كم‌ترين عدد به‌دست‌آمده بر مبناي مقاومت ورق اتصال يا وسايل اتصال محاسبه شود.

5-5-2-3-3- روش استاتيكي غيرخطي

به جاي استفاده از روابط مبتني بر آزمايش يا تحليل، منحني نيرو– تغييرمكان هر عضو آن‌گونه كه در شكل (5-1) نشان‌داده شده است بايد مطابق با بند (5-3-1-2) تعريف شود.

مقادير مقاومت مورد انتظار، Q_{CE} مساوي است با همان مقاديري كه در بند (5-5-2-3-2) براي روش‌هاي خطي داده‌شده است.

5-5-2-3-4- روش ديناميكي غيرخطي

در اين روش رفتار چرخه‌اي كامل در هر عضو بايد توسط آزمايش تعيين شود.

5-5-2-4- معيارهاي پذيرش

5-5-2-4-1- كليات

معيارهاي پذيرش اعضا مطابق با ضوابط كلي داده‌شده در بند (5-3-2) و ضوابط تصريح‌شده در اين بند مي‌باشد. كشش و فشار محوري در مهاربندها بايد با رفتار كنترل‌شونده توسط تغييرشكل درنظرگرفته شود. رفتار تيرها و ستون‌هاي تحت بار محوري قابل ملاحظه بايد كنترل‌شونده توسط نيرو يا تغييرشكل مطابق با ضوابط ستون‌هاي قاب‌هاي صلب در بند (5-4-2-4) درنظرگرفته شود. آثار ناشي از فشار، كشش، برش و خمش در اجزاي اتصالات مهاربند شامل ورق‌هاي اتصال، پيچ‌ها، جوش‌ها و ساير وسايل اتصال بايد كنترل‌شونده توسط نيرو فرض شود.

5-5-2-4-2- روش استاتيكي و ديناميكي خطي

نيروهاي طراحي بايد با مقاومت‌هاي طراحي طبق بند (3-4-1-2) مقايسه شوند. در اين مقايسه، ضرايب m براي اعضاي فولادي بايد از جدول (5-2) برگرفته شوند.

بست‌هاي اتصال اعضاي ساخته‌شده بايد در فاصله‌اي از يكديگر قرار داشته باشند كه بزرگ‌ترين نسبت لاغري اجزاي مهاربند از $\frac{2}{3}$ برابر نسبت لاغري حاكم دركل مهاربند به عنوان يك عضو يكپارچه تجاوز ننمايد. بست‌هاي اتصال دوخت اعضاي فشاري بايد قادر به انتقال حداكثر نيروي موجود در يك جزء به اجزاي مجاور آن باشند. در غير اين صورت يا بايد بست‌هاي اتصال را اضافه نمود و يا مقادير ضريب m در جدول (5-2) را به نصف تقليل داد كه البته لازم نيست كوچك‌تر از يك درنظرگرفته شوند.

5-5-2-4-3- روش استاتيكي و ديناميكي غيرخطي

نيروها و تغييرشكل‌هاي محاسباتي اعضا بايد ضوابط بند (3-4-2) را برآورده نمايند. حد تغييرشكل‌ها بايد از جدول‌هاي (5-3) و (5-4) برگرفته شود.

5-5-2-5-معيارهاي بهسازي

اعضاي قاب مهاربندي شده با محورهاي متقارب كه معيارهاي پذيرش مشخص شده در بندهاي قبل را براي سطح عملكرد انتخابي برآورده نسازند بايد بهسازي شوند. معيارهاي بهسازي بايد براساس ضوابط بند (5-3-3) و ساير ضوابط اين دستورالعمل باشد.

5-5-3- قاب‌هاي مهاربندي‌شده با محورهاي غيرمتقارب

5-5-3-1- كليات

قاب‌هاي مهاربندي‌شده با محورهاي غيرمتقارب (EBF) عبارتند از قاب‌هاي مهاربندي‌شده‌اي كه در آن‌ها مهاربندهاي مختلف درنقاط متفاوتي تير طبقه را قطع مي‌كنند و فاصله‌ي بين نقاط تقاطع كه به برون‌محوري، e، موسوم است، از عرض مقطع كوچك‌ترين عضو متصل‌شده در اين نقاط تجاوز مي‌نمايد. قطعه عضوي كه بين اين نقاط قرار مي‌گيرد به عضو يا تير پيوند موسوم بوده و دهانه‌ي آن برابر با مقدار برون محوري مي‌باشد.

5-5-3-2- سختي

5-5-3-2-1- روش استاتيكي و ديناميكي خطي

سختي ارتجاعي تيرها، مهاربندها و اتصالات آن‌ها به همان طريقي تعيين مي‌شود كه در مورد قاب‌هاي خمشي صلب و نيمه‌صلب و قاب‌هاي مهاربندي شده‌ي با محورهاي متقارب بيان شد. مدل رفتاري نيرو- تغييرمكان يك تير پيوند بايد هم شامل تغييرشكل برشي و هم تغييرشكل خمشي باشد. سختي ارتجاعي تير پيوند نيز بايد از رابطه‌ي (5-32) محاسبه شود.

$$K_e = \frac{K_S K_b}{K_S + K_b} \qquad (5\text{-}32)$$

كه در آن:

$$K_S = \frac{GA_W}{e} \qquad (5\text{-}33)$$

$$K_b = \frac{12EI_b}{e^3} \qquad (5\text{-}34)$$

A_W: $(d_b - 2t_f)\, t_W$؛

e : طول تير پيوند؛

G : مدول برشي؛

K_e : سختي تير پيوند؛

K_b : سختي خمشي؛

K_s : سختي برشي؛

d_b : ارتفاع مقطع تير؛

t_f : ضخامت بال؛

t_w : ضخامت جان.

5-5-3-2-2- روش استاتيكي غيرخطي

به جاي استفاده از روابط مبتني بر آزمايش يا تحليل، رفتارغيرخطي نيرو- تغييرمكان هر عضو در EBF بايد با استفاده از شكل (5-1) و آنچه در بند (5-3-1-2) گفته شد، مدل شود.

مدل‌هاي غيرخطي براي تيرها، ستون‌ها و اتصالات در قاب‌هاي خمشي صلب و نيمه‌صلب و در مورد مهاربندهاي سيستم CBF در اينجا نيز قابل استفاده‌اند.

زاويه‌ي چرخش تير پيوند در حد جاري‌شدن بايد از رابطه‌ي (5-35) محاسبه شود:

$$\theta_y = \frac{Q_{CE}}{K_e e} \qquad (5\text{-}35)$$

در رابطه‌ي فوق K_e، سختي ارتجاعي تير پيوند است كه از رابطه‌ي (5-32) به‌دست مي‌آيد.

5-5-3-2-3- روش ديناميكي غيرخطي

اگر از روش ديناميكي غيرخطي استفاده شود، رفتار چرخه‌اي كامل هر عضو برمبناي آزمايش يا يك روش تحليلي مورد تاييد بايد مدل شود.

5-5-3-3- مقاومت

5-5-3-3-1- كليات

مقاومت اعضا بايد بر مبناي ضوابط كلي بند (5-3-2) و ضوابط تصريح‌شده در اين بند محاسبه شود.

5-5-3-3-2- روش استاتيكي و ديناميكي خطي

كرانه‌ي پايين مقاومت فشاري، P_{CL}، مهاربندها در قاب‌هاي مهاربندي‌شده با محورهاي غيرمتقارب بايد مانند ستون‌ها طبق بند (5-3-2-4-2) محاسبه شود به‌جز آن‌كه از كرانه‌ي پاييني مقاومت جاري‌شدن $F_{y_{LB}}$ به عنوان مقاومت جاري‌شدن استفاده شود.

مقاومت مورد انتظار، Q_{CE}، و كرانه‌ي پاييني آن، Q_{CL}، در مورد تيرها و ستون‌ها بايد مطابق آنچه در مورد تيرها و ستون‌هاي قاب‌هاي خمشي صلب در بند (5-3-2-4-3) ذكر شد محاسبه شود. مقاومت تيرهايي كه تحت بار محوري قابل ملاحظه قرار دارند بايد مانند ستون‌هاي قاب‌هاي صلب محاسبه شود.

كرانه‌ي پايين مقاومت اتصالات مهاربندها بايستي با استفاده از رابطه‌ي (5-10) و عينا مشابه با آنچه در بند (5-5-3-2-2) در مورد اتصالات مهاربندها در سيستم‌هاي CBF گفته شد محاسبه شود. مقاومت تير پيوند توسط برش، خمش يا تركيبي از اين دو تعيين مي‌شود. در رابطه‌ي زير M_{CE} ظرفيت خمشي مورد انتظار تير پيوند بوده و V_{CE} مساوي با $0.55F_{y_e}A_W$ مي‌باشد.

اگر $e \le \frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}}$ باشد، از رابطه‌ي (5-36) براي محاسبه‌ي مقاومت مورد انتظار تير پيوند استفاده مي‌شود:

$$Q_{CE} = V_{CE} = 0.55F_{y_e}A_W \qquad (5\text{-}36)$$

اگر $e > \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$، رابطه‌ي (5-37) براي محاسبه‌ي مقاومت مورد انتظار تير پيوند به‌كار مي‌رود.

$$Q_{CE} = V_{CE} = 2\frac{M_{CE}}{e} \qquad (5\text{-}37)$$

در محاسبه‌ي M_{CE} براي تعيين مقادير حدي e و نيز محاسبه‌ي V_{CE} در رابطه (5-37) بايد اثرات بار محوري در صورت وجود در نظرگرفته شود.

از درون‌يابي خطي بين معادلات (5-36) و (5-37) در مورد مقادير بينابيني e استفاده شود.

5-5-3-3-3- روش استاتيكي غيرخطي

مقاومت EBF همان‌گونه محاسبه مي‌شود كه در بند (5-5-3-2-3-3) در مورد CBFها بيان شد. به جاي استفاده از روابط مبتني بر آزمايش يا تحليل، مدل نيرو- تغييرمكان هر عضو طبق شكل (5-1) در ارتباط با بند (5-5-3-3-2-2) تعيين مي‌شود.

5-5-3-3-4- روش ديناميكي غيرخطي

اگر از روش ديناميكي غيرخطي استفاده شود، رفتار چرخه‌اي كامل هر عضو برمبناي آزمايش يا يـك روش تحليلـي مـورد تاييـد مدل شود.

5-5-4-3- معيارهاي پذيرش

5-5-4-3-1- كليات

معيارهاي پذيرش اعضا براساس ملزومات كلي بند (5-3-2) و ضوابط تصريح شده در اين بند محاسبه مي‌شوند. بـرش و خمـش در تير پيوند بايد كنترل‌شونده توسط تغييرشكل درنظرگرفته شوند. در ساير موارد و در مورد ديگر اعضاي EBF، همه‌ي رفتارها بايـد كنترل‌شونده توسط نيرو فرض شود. تلاش‌هاي فشاري، كششي، برشي و خمشي در اتصالات مهاربندها كه شامل ورق، پيچ، جوش و يا ساير اجزا مي‌باشند بايد كنترل‌شونده توسط نيرو درنظرگرفته شوند.

5-5-4-3-2- روش استاتيكي و ديناميكي خطي

تلاش‌هاي طراحي بايد با مقاومت‌هاي طراحي طبق بند (3-4-1) مقايسه شوند. ضرايب m براي اعضاي فولادي بايد از جـدول (5-2) برگرفته شوند.

براي جزييات تيرهاي پيوند بايد از آيين‌نامه‌هاي معتبر استفاده نمود. مقاومت مهاربند و ستون متصل‌شونده به تير پيوند بايد بـراي 25% بيش‌تر از مقاومت نظير تير پيوند باشد تا جاري‌شدن تير پيوند بدون كمانش مهاربند و ستون رخ دهد. در جـايي كـه تيـر پيونـد توسط جوش نفوذي كامل به بال ستون متصل است، ضوابط اين اتصالات عينا ضوابط مربـوط بـه اتصـال جـوش نفـوذي كامـل در قاب‌هاي خمشي صلب خواهد بود. ضرايب m در مورد خمش و برش تير پيوند بايد از جدول (5-2) برگرفته شود.

5-5-4-3-3- روش استاتيكي و ديناميكي غيرخطي

تلاش‌هاي محاسباتي اعضا بايد ضوابط بند (3-4-2) را برآورد نمايند. حد تغييرشكل‌ها بايد از جدول‌هاي (5-3) و (5-4) برگرفته شود.

5-5-5-3- معيارهاي بهسازي

اعضايي از قاب‌هاي مهاربندي‌شده با محورهاي غيرمتقارب كه معيارهاي پذيرش مربوط به سـطح عملكـرد مـوردنظر را بـرآورده نمي‌سازند بايد بهسازي شوند. معيارهاي بهسازي بايد براساس ضوابط بند (5-3-3) و ساير ضوابط اين دستورالعمل باشد.

جدول (5-2): معيار پذيرش در روش‌هاي خطي– اجزاي سازه‌ي فولادي

جزء / تلاش	ضريب m در روش‌هاي خطي [1]				
	كليه‌ي اعضا	اعضاي اصلي		اعضاي غيراصلي	
	IO	LS	CP	LS	CP
تيرها – در خمش					
الف: $\frac{h}{t_w} \le \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \le \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$	2	6	8	10	12
ب: $\frac{h}{t_w} \ge \frac{5365}{\sqrt{F_{ye}}}$ يا $\frac{b_f}{2t_f} \ge \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$	1/25	2	3	3	4
پ: مقادير ديگر $\frac{b_f}{2t_f}$ يا $\frac{h}{t_w}$	براي مقادير ديگر $\frac{b_f}{2t_f}$ يا $\frac{h}{t_w}$ بين مقادير داده‌شده در رديف الف و ب با اسـتفاده از درون‌يـابي خطـي و كوچك‌ترين مقدار حاصل براي m				
ستون‌ها – در خمش [2و3]					
براي $P_{UF}/P_{CL} \le 0.15$					
الف: $\frac{h}{t_w} \le \frac{2500}{\sqrt{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \le \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$	2	6	8	10	12
ب: $\frac{h}{t_w} \ge \frac{3850}{\sqrt{F_{ye}}}$ يا $\frac{b_f}{2t_f} \ge \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$	1/25	1/25	2	2	3
پ: مقادير ديگر $\frac{b_f}{2t_f}$ يا $\frac{h}{t_w}$	براي مقادير ديگر $\frac{b_f}{2t_f}$ يا $\frac{h}{t_w}$ بين مقادير داده‌شده در رديف الف و ب بـا اسـتفاده از درون‌يـابي خطـي و كوچك‌ترين مقدار حاصل براي m				
براي $0.15 < P_{UF}/P_{CL} \le 0.5$					
الف: $\frac{h}{t_w} \le \frac{2170}{\sqrt{F_{ye}}}, \frac{b_f}{2t_f} \le \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$	1/2	[4] ----	[5] ----	[6] ----	[7] ----
ب: $\frac{h}{t_w} \ge \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$ يا $\frac{b_f}{2t_f} \ge \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$	1/2	1/2	1/4	1/8	1/8
پ: مقادير ديگر $\frac{b_f}{2t_f}$ يا $\frac{h}{t_w}$	براي مقادير ديگر $\frac{b_f}{2t_f}$ يا $\frac{h}{t_w}$ بين مقادير داده‌شده در رديف الف و ب بـا اسـتفاده از درون‌يـابي خطـي و كوچك‌ترين مقدار حاصل براي m				
تيرها و ستون‌ها در كشش (به استثناي تيرها و ستون‌هايEBF)	1/25	3	5	6	7
چشمه‌ي اتصال - برش	1/5	8	11	12	12

ادامه‌ي جدول (5-2): معيار پذيرش در روش‌هاي خطي– اجزاي سازه‌ي فولادي

جزء / تلاش	ضريب m در روش‌هاي خطي [1]				
	کليه‌ي اعضا	اعضاي اصلي		اعضاي غيراصلي	
	IO	LS	CP	LS	CP
اتصالات صلب [8]					
اتصال با جوش نفوذي کامل بين بال‌هاي تير و ستون [9] (اتصال مستقيم)	1/0	4/3-0/033d	3/9-0/017d	4/3-0/02d	5/5-0/025d
ماهيچه‌ي جوش‌شده اضافه‌شده به اتصال مستقيم با دال مختلط	1/6	2/7	3/4	3/8	4/7
ماهيچه‌ي جوش‌شده اضافه‌شده به اتصال مستقيم بدون دال مختلط	1/3	2/1	2/5	2/8	3/3
ورق جوش‌شده اضافه‌شده به اتصال مستقيم	2/4-0/012d	4/3-0/026d	5/4-0/035d	5/4-0/035d	6/9-0/046d
اتصال مستقيم اصلاح‌شده به همراه جان پيچ‌شده	1/4-0/003d	2/3-0/008d	3/1-0/013d	4/9-0/019d	6/2-0/026d
اتصال مستقيم اصلاح‌شده به همراه جان جوش‌شده	2/0	4/2	5/3	5/3	6/7
بال جداشده از جان [9]	2/7-0/013d	6/3-0/039d	8/1-0/051d	8/4-0/051d	11/0-0/068d
تير با مقطع کاهش‌يافته [9]	2/2-0/003d	4/9-0/01d	6/2-0/013d	6/5-0/01d	8/4-0/013d
ورق اتصال بال جوش‌شده					
الف : در مقطع خالص ورق	1/7	3/3	4/1	5/7	7/3
ب : حالات ديگر حدي	رفتار کنترل‌شونده توسط نيرو				
اتصال ماهيچه‌اي بال پايين تير با جوش نفوذي کامل	1/6	3/1	3/8	4/6	5/9
اتصال ماهيچه‌اي بال بالا و پايين با جوش نفوذي کامل	1/6	3/1	3/9	4/7	6/0
اتصال با ورق و بال تير جوش‌شده به بال ستون	1/7	2/8	3/4	3/4	4/2
اتصالات نيمه‌صلب					
نبشي بالا و پايين [10]					
الف : شکست برشي در پيچ يا پرچ (حالت حدي 1) [11]	1/5	4	6	6	8
ب : شکست کششي بال افقي نبشي (حالت حدي 2)	1/25	1/5	2	1/5	2
پ : شکست کششي پيچ يا پرچ (حالت حدي 3) [11]	1/25	1/5	2/5	4	4
ت : شکست خمشي نبشي (حالت حدي 4)	2	5	7	7	14
اتصال با سپري [10]					
الف : شکست برشي در وسايل اتصال (حالت حدي 1)					
1 : شکست برشي در پيچ يا پرچ [11]	1/5	4	6	6	8
2 : شکست در جوش	1/25	1/5	2	1/5	2
ب : شکست کششي پيچ يا پرچ (حالت حدي 2) [11]	1/25	1/5	2/5	4	4
پ : شکست کششي در جان سپري (حالت حدي 3)	1/25	1/5	2	1/5	2
ت : شکست خمشي بال‌هاي سپري (حالت حدي4)	2	5	7	7	14
ورق اتصال بال پيچ‌شده [10]					
الف : شکست در سطح مقطع موثر و يا برش در پيچ يا پرچ [11]	1/5	4	5	4	5
ب : شکست در جوش اتصال ورق به بال تير و يا بال ستون و همچنين شکست کششي در سطح مقطع کل ورق	1/25	1/5	2	1/5	2
ورق انتهايي پيچ‌شده					
الف : تسليم ورق انتهايي	2	5/5	7	7	7

ادامه‌ي جدول (5-2): معيار پذيرش در روش‌هاي خطي– اجزاي سازه‌ي فولادي

جزء/ تلاش	ضريب m در روش‌هاي خطي [1]				
	كليه‌ي اعضا	اعضاي اصلي		اعضاي غيراصلي	
	IO	LS	CP	LS	CP
ب : تسليم پيچ‌ها	1/5	2	3	4	4
پ : تسليم جوش	1/25	1/5	2	3	3
تير مختلط در بالا و نبشي در پايين [10]					
الف : شكست دال مسطح	1/25	2	3	4	6
ب : تسليم موضعي بال و لهيدگي جان ستون	1/5	4	6	5	7
پ : تسليم بال نبشي پايين	1/5	4	6	6	7
ت : تسليم كششي پيچ‌ها يا پرچ‌ها در بال ستون	1/25	1/5	2/5	2/5	3/5
ث : تسليم برشي اتصالات بال تير	1/25	2/5	3/5	3/5	4/5
اتصال برشي با دال [9]	1/6-0/002 d_{bg}	----	----	13/0-0/114 d_{bg}	17/0-0/152 d_{bg}
اتصال برشي بدون دال [9]	4/9-0/038 d_{bg}	**----**	**----**	13/0-0/114 d_{bg}	17/0-0/152 d_{bg}
تير پيوند EBF [12 و 13]					
الف : $e \le \frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}}$	1/5	9	13	13	15
ب : $e \ge \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$	مشابه با مقادير m در تيرها				
پ : $\frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}} < e < \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$	با استفاده از درون‌يابي خطي محاسبه مي‌شود.				
مهاربند فشاري (به استثناي مهاربندهاي EBF)					
الف : زوج نبشي كمانش داخل صفحه	1/25	6	8	7	9
ب : زوج نبشي كمانش خارج صفحه	1/25	5	7	6	8
پ : مقطع Z يا I	1/25	6	8	6	8
ت : زوج ناوداني كمانش در صفحه	1/25	6	8	7	9
ث : زوج ناوداني كمانش خارج از صفحه	1/25	5	7	6	8
ج : مقاطع تو خالي پرشده با بتن	1/25	5	7	5	7
چ : مقطع قوطي (نورد سرد)					
1 : $\frac{d}{t} \le \frac{750}{\sqrt{F_y}}$	1/25	5	7	5	7
2 : $\frac{d}{t} \ge \frac{1590}{\sqrt{F_y}}$	1/25	2	3	2	3
3 : $\frac{750}{\sqrt{F_y}} < \frac{d}{t} < \frac{1590}{\sqrt{F_y}}$	با استفاده از درون‌يابي خطي محاسبه مي‌شود.				

ادامه‌ي جدول (5-2): معيار پذيرش در روش‌هاي خطي– اجزاي سازه‌ي فولادي

جزء/ تلاش	ضريب m در روش‌هاي خطي [1]				
	كليه‌ي اعضا	اعضاي اصلي		اعضاي غيراصلي	
	IO	LS	CP	LS	CP
ح: مقاطع لوله‌اي شكل					
1: $\frac{d}{t} \le \frac{105\times10^3}{\sqrt{F_y}}$	1/25	5	7	5	7
2: $\frac{d}{t} \ge \frac{421\times10^3}{\sqrt{F_y}}$	1/25	2	3	2	3
3: $\frac{105\times10^3}{\sqrt{F_y}} < \frac{d}{t} < \frac{421\times10^3}{\sqrt{F_y}}$	با استفاده از درون‌يابي خطي محاسبه مي‌شود.				
مهاربندي كششي (به استثناي مهاربندي‌هاي EBF) [14]	1/25	6	8	8	10
ديوارهاي برشي فولادي [15]	1/25	8	12	12	14
اجزاي ديافراگم					
تسليم برشي ديافراگم، پانل يا كمانش ورق	1/25	2	3	2	3
تيرهاي لبه و برشگيرها در ديافراگم با تكيه‌گاه جانبي كافي	1/25	6	8	6	8
تيرهاي لبه و برشگيرها در ديافراگم با تكيه‌گاه جانبي نسبي	1/25	2	3	2	3

1- در مقاطع مركب در صورتي‌كه بست‌ها ملزومات بند 5-4-2-4-2 را ارضا ننمايند، مقدار m بايد نصف شود. حداقل مقدار m برابر يك مي‌باشد، همچنين در خمش حول محور ضعيف نيازي به كنترل $\frac{h}{t_w}$ نمي‌باشد و تير، ستون و مهاربند قاب‌هاي برون‌محور كنترل‌شونده توسط نيرو مي‌باشند.

2- ستون‌ها در قاب‌هاي خمشي يا مهارشده مي‌توانند براساس حداكثر نيروي متحمل در اعضاي متصل‌شده به ستون طراحي شوند. در ستون‌ها با مقاطع مستطيل يا مربع شكل نسبت $\frac{b_f}{2t_f}$ با نسبت $\frac{b}{t}$ و عدد 420 با عدد 920 و همچنين عدد 545 با عدد 1590 جايگزين‌شده و علاوه بر آن نسبت $\frac{h}{t_w}$ نيز حذف شود.

3- ستون‌هاي با نسبت $\frac{P_{UF}}{P_{CL}} < 0.5$ كنترل‌شونده توسط نيرو محسوب مي‌شوند.

4- $m = 8(1-1.7\,P_{UF}/P_{CL})$

5- $m = \frac{32}{3}(1-1.7\,P_{UF}/P_{CL})$

6- $m = \frac{40}{3}(1-1.7\,P_{UF}/P_{CL})$

7- $m = 16(1-1.7\,P_{UF}/P_{CL})$

8- مقدار مندرج در جدول بايد براساس رديف 4 بند 5-4-2-4-2 تغيير نمايند.

9- d عمق تير برحسب سانتي‌متر و d_{bg} عمق گروه پيچ‌ها برحسب سانتي‌متر.

10- ورق جان يا تكيه‌گاه با سخت‌كننده جهت تحمل برش بررسي مي‌شوند. بدون اتصال برشي تلاش‌ها نبايد غيراصلي منظور شوند و بايد مقادير m در اعضاي اصلي را براي آن‌ها به‌كار برد. هرگاه عمق تير، d_b، بيش از 45 سانتي‌متر باشد، مقادير ضريب m بايد در عدد $\frac{45}{d_b}$ ضرب شوند. اما انتخاب كم‌تر از يك براي m نياز نمي‌باشد.

11- براي پيچ‌هاي با مقاومت بالا مقادير m نصف شوند اما انتخاب كم‌تر از 1/25 براي m نياز نمي‌باشد.

12- مقادير داده‌شده براي تيرهاي پيوندي است كه حداقل داراي سه سخت‌كننده‌ي قايم در جان تير پيوند مي‌باشند. هرگاه سخت‌كننده‌ي قايمي به‌كار نرفته باشد، مقـادير داده‌شده بايد نصف شوند. ولي انتخاب كم‌تر از 1/25 نياز نمي‌باشد. براي جان‌هاي با يك يا دو سخت‌كننده‌ي قايم مقادير m با استفاده از درون‌يابي خطي بين مقـادير داده‌شده براي سه سخت‌كننده و بدون سخت‌كننده قابل محاسبه مي‌باشند.

13- با فرض رعايت ضوابط شكل‌پذيري توصيه‌شده در آيين‌نامه‌هاي معتبر.

14- براي مهاربندهايي كه فقط به كشش طراحي مي‌شوند، مقادير داخل جدول نصف شوند ولي نياز به انتخاب m كم‌تر از يك نمي‌باشد.

15- در صورت وجود سخت‌كننده‌هاي ممانعت‌كننده از كمانش كاربرد دارند.

جدول (5-3): پارامترهاي مدل‌سازي و معيارهاي پذيرش در روش‌هاي غيرخطي- اجزاي سازه‌ي فولادي

جزء/ تلاش	پارامترهاي مدل‌سازي			معيارهاي پذيرش					
	زاويه‌ي چرخش خميري، راديان		نسبت تنش پس‌ماند	زاويه‌ي چرخش خميري، راديان					
				كليه‌ي اعضا	اعضاي اصلي [14]		اعضاي غيراصلي	
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
تيرها – در خمش								
الف: $\frac{h}{t_w} \le \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$ و $\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0/6	θ_y	$6\theta_y$	$8\theta_y$	$9\theta_y$	$11\theta_y$
ب: $\frac{h}{t_w} \ge \frac{5365}{\sqrt{F_{ye}}}$ يا $\frac{b_f}{2t_f} \ge \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0/2	$0/25\theta_y$	$2\theta_y$	$3\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$
ج: مقادير ديگر $b_f/2t_f$ يا h/t_w	براي مقادير ديگر $b_f/2t_f$ يا h/t_w بين مقادير داده‌شده در رديف الف و ب با استفاده از درون‌يابي خطي و كوچك‌ترين مقدار حاصل							
ستون‌ها – در خمش [1 و 2]								
براي $P/P_{CL} \le 0.15$								
الف: $\frac{h}{t_w} \le \frac{2500}{\sqrt{F_{ye}}}$ و $\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$	$9\theta_y$	$11\theta_y$	0/6	θ_y	$6\theta_y$	$8\theta_y$	$9\theta_y$	$11\theta_y$
ب: $\frac{h}{t_w} \ge \frac{3850}{\sqrt{F_{ye}}}$ يا $\frac{b_f}{2t_f} \ge \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$	$4\theta_y$	$6\theta_y$	0/2	$0/25\theta_y$	$2\theta_y$	$3\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$
ج: مقادير ديگر $b_f/2t_f$ يا h/t_w	براي مقادير ديگر $b_f/2t_f$ يا h/t_w بين مقادير داده‌شده در رديف الف و ب با استفاده از درون‌يابي خطي و كوچك‌ترين مقدار حاصل							
براي $0.15 < P/P_{CL} \le 0.50$								
الف: $\frac{h}{t_w} \le \frac{2170}{\sqrt{F_{ye}}}$ و $\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$	[3] ----	[4] ----	0/2	$0/25\theta_y$	[5] ----	[3] ----	[6] ----	[4] ----
ب: $\frac{h}{t_w} \ge \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$ يا $\frac{b_f}{2t_f} \ge \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$	θ_y	$1/5\theta_y$	0/2	$0/25\theta_y$	$0/5\theta_y$	$0/8\theta_y$	$1/2\theta_y$	$1/2\theta_y$
ج: مقادير ديگر $b_f/2t_f$ يا h/t_w	براي مقادير ديگر $b_f/2t_f$ يا h/t_w بين مقادير داده‌شده در رديف الف و ب با استفاده از درون‌يابي خطي و كوچك‌ترين مقدار حاصل							
چشمه‌ي اتصال	$12\theta_y$	$12\theta_y$	1/0	θ_y	$8\theta_y$	$11\theta_y$	$12\theta_y$	$12\theta_y$
اتصالات صلب [7]								
اتصال مستقيم [8]	0/051-0/00051d	0/043-0/00024d	0/2	0/0128-0/00012d	0/0327-0/00035d	0/0284-0/00016d	0/0323-0/0002d	0/043-0/00024d
ماهيچه جوش‌شده به اتصال مستقيم با دال	0/026	0/036	0/2	0/0065	0/0172	0/0238	0/0270	0/036
ماهيچه‌جوش‌شده به اتصال مستقيم بدون دال	0/018	0/023	0/2	0/0045	0/0119	0/0152	0/0180	0/023
ورق جوش‌شده با اتصال مستقيم [8]	0/056-0/00043d	0/056-0/00043d	0/2	0/0140-0/00012d	0/0319-0/00024d	0/0426-0/00031d	0/042-0/00031d	0/050-0/00043d
اتصال مستقيم اصلاح‌شده به همراه جان پيچ‌شده [8]	0/021-0/00012d	0/050-0/00024d	0/2	0/0053-0/00004d	0/0139-0/00008d	0/0210-0/00012d	0/0375-0/0002d	0/050-0/00024d
اتصال مستقيم اصلاح‌شده به همراه جان جوش‌شده	0/041	0/054	0/2	0/0103	0/0312	0/0410	0/0410	0/054

ادامه‌ي جدول (5-3): پارامترهاي مدل‌سازي و معيارهاي پذيرش در روش‌هاي غيرخطي– اجزاي سازه‌ي فولادي

جزء/ تلاش	پارامترهاي مدل‌سازي			معيارهاي پذيرش					
	زاويه‌ي چرخش خميري، راديان		نسبت تنش پس‌ماند	زاويه‌ي چرخش خميري، راديان					
				كليه‌ي اعضا	اعضاي اصلي [14]		اعضاي غيراصلي		
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
بال جداشده از جان[8]	0/067-0/00047d	0/094-0/00063d	0/2	/0168-0/00012d	/0509-0/00035d	0/0670-0/00047d	0/0705-0/00047d	0/094-0/00063d
تير با مقطع كاهش‌يافته[8]	-0/00012d 0/050	-0/00012d 0/070	0/2	-0/00004d 0/0125	-0/00008d 0/038	-0/00012d 0/0500	0/0525-0/0008d	0/07-0/00012d
ورق اتصال بال جوش‌شده								
الف: در مقطع خالص ورق	0/03	0/06	0/2	0/0075	0/0228	0/0300	0/0450	0/60
ب: ديگر حالات حدي	رفتار كنترل‌شده توسط نيرو							
اتصال ماهيچه‌اي بال پايين	0/027	0/047	0/2	0/0068	0/0205	0/0270	0/0353	0/047
اتصال ماهيچه‌اي بال بالا و پايين	0/028	0/048	0/2	0/0070	0/0213	0/0280	0/0360	0/048
اتصال با ورق‌وبال‌تير جوش‌شده به بال‌ستون	0/031	0/031	0/2	0/0078	0/0177	0/0236	0/0233	0/031
اتصالات نيمه‌صلب								
نبشي بالايي و پاييني[9]								
الف: شكست برشي در پيچ يـا پـرچ (حالـت حدي1)[10]	0/036	0/048	0/2	0/008	0/020	0/030	0/030	0/040
ب: شكست كششي بال افقي نبشـي (حالـت حدي2)	0/012	0/018	0/8	0/003	0/008	0/010	0/010	0/015
پ: شكسـت كششـي پـيچ يـا پـرچ (حالـت حدي3)[10]	0/016	0/025	1	0/005	0/008	0/013	0/020	0/020
ت: شكست خمشي نبشي (حالت حدي4)	0/042	0/084	0/2	0/010	0/025	0/035	0/035	0/070
اتصال با سپري[9]								
الف: شكست برشي وسايل اتصال (حالت حدي1)								
1: شكست برشي در پيچ يا پرچ[10]	0/036	0/048	0/2	0/008	0/020	0/030	0/030	0/040
2: شكست در جوش	0/012	0/018	0/8	0/003	0/008	0/010	0/010	0/015
ب: شكسـت كششـي پـيچ يـا پـرچ (حالـت حدي2) [10]	0/016	0/024	0/8	0/005	0/008	0/013	0/020	0/020
پ: شكست كششي در جان سـپري (حالـت حدي 3)	0/012	0/018	0/8	0/003	0/008	0/010	0/010	0/015
ت: شكست خمشي بال‌هاي سـپري (حالـت حدي 4)	0/042	0/084	0/2	0/010	0/025	0/035	0/035	0/070
ورق اتصال بال پيچ‌شده[9]								
الف: شكست در مقطع مؤثر ورق يا بـرش در پيچ يا پرچ[10]	0/030	0/030	0/8	0/008	0/020	0/025	0/020	0/025
ب: شكست جوش يا شكست ورق در مقطع كل	0/012	0/018	0/8	0/003	0/008	0/010	0/010	0/015

ادامه‌ي جدول (5-3): پارامترهاي مدل‌سازي و معيارهاي پذيرش در روش‌هاي غيرخطي– اجزاي سازه فولادي

جزء/ تلاش	پارامترهاي مدل‌سازي			معيارهاي پذيرش					
	زاويه‌ي چرخش خميري، راديان		نسبت تنش پس‌ماند	زاويه‌ي چرخش خميري، راديان					
				كليه‌ي اعضا	اعضاي اصلي[14]		اعضاي غيراصلي		
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
ورق انتهايي پيچ‌شده								
الف: تسليم ورق انتهايي	0/042	0/042	0/8	0/010	0/028	0/035	0/035	0/035
ب: تسليم پيچ‌ها	0/018	0/024	0/8	0/008	0/010	0/015	0/020	0/020
پ: تسليم جوش	0/012	0/018	0/8	0/003	0/008	0/010	0/015	0/015
تير مختلط در بالا و نبشي در پايين[9]								
الف: شكست دال مسلح	0/018	0/035	0/8	0/005	0/010	0/015	0/020	0/030
ب: تسليم موضعي بال و لهيدگي جان ستون	0/036	0/042	0/4	0/008	0/020	0/030	0/025	0/035
پ: تسليم بال پاييني نبشي	0/036	0/042	0/2	0/008	0/020	0/030	0/025	0/035
ت: تسليم كششي پيچ و پرچ در بال ستون	0/015	0/022	0/8	0/005	0/008	0/013	0/013	0/018
ث: تسليم برشي اتصالات بال تير	0/022	0/027	0/2	0/005	0/005	0/018	0/018	0/023
اتصال برشي با دال[8]	$-0/029$ $0/00008\ d_{bg}$	$0/15-$ $0/00014\ d_{bg}$	0/2	$-0/00004\ d_{bg}$ $0/0073$	----	----	$0/1125-$ $0/00011\ d_{bg}$	$0/15-$ $0/00014\ d_{bg}$
اتصال برشي بدون دال[8]	$0/15-$ $0/00014\ d_{bg}$	$0/15-$ $0/00014\ d_{bg}$	0/2	$-0/00035\ d_{bg}$ $0/0375$	----	----	$0/1125-$ $0/00011\ d_{bg}$	$0/15-$ $0/00014\ d_{bg}$
تير پيوند EBF[10 و 11]								
الف: $e \le \frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}}$	0/15	0/17	0/8	0/005	0/11	0/14	0/14	0/16
ب: $e \ge \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$	مشابه با مقادير در تيرها							
پ: $\frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}} < e < \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$	با استفاده از درون‌يابي خطي محاسبه مي‌شود.							
ديوارهاي برشي فولادي[13]	$14\ \theta_y$	$16\ \theta_y$	0/7	$0/5\ \theta_y$	$10\ \theta_y$	$13\ \theta_y$	$13\ \theta_y$	$15\ \theta_y$

1- ستون‌ها در قاب‌هاي خمشي يا مهارشده مي‌توانند براساس ماكزيمم نيروي متحمل در اعضاي متصل‌شده به ستون طراحي شوند. در ستون‌ها با مقاطع مستطيل يا مربع شكل نسبت $\frac{b_f}{2t_f}$ با نسبت $\frac{b}{t}$ و عدد 420 با عدد 920 و همچنين عدد 545 با عدد 1590 جايگزين‌شده و علاوه بر آن نسبت $\frac{h}{t_w}$ نيز حذف شود.

2- ستون‌هاي با نسبت $\frac{P}{P_{CL}} > 0.5$ كنترل شونده توسط نيرو محسوب مي‌شوند.

3- چرخش خميري $= 10(1-1.7\,P/P_{CL})\theta_y$

4- چرخش خميري $= 15(1-1.7\,P/P_{CL})\theta_y$

5- چرخش خميري $= 7(1-1.7\,P/P_{CL})\theta_y$

6- چرخش خميري $= 12(1-1.7\,P/P_{CL})\theta_y$

7- مقدار مندرج در جدول بايد براساس رديف 4 بند 5-4-2-4-2 تغيير نمايند.

8- d عمق تير برحسب سانتي‌متر و d_{bg} عمق گروه پيچ‌ها برحسب سانتي‌متر.

9- ورق جان يا تكيه‌گاه با سخت‌كننده جهت تحمل برشي بررسي مي‌شوند. بدون اتصال برشي تلاش‌ها نبايد غيراصلي منظور شوند و بايد مقادير m در اعضاي اصلي را براي آن‌ها به‌كار برد. هرگاه عمق تير، d_b ، بيش از 45 سانتي‌متر باشد، مقادير ضريب m بايد در عدد $\frac{45}{d_b}$ ضرب شوند.

10- براي پيچ‌هاي با مقاومت بالا اعداد داده‌شده در جدول نصف شوند.

11- مقادير داده‌شده براي تيرهاي پيوندي است كه حداقل داراي سه سخت‌كننده‌ي قايم در جان تير پيوند مي‌باشند. هرگاه سخت‌كننده‌ي قايمي به‌كارنرفته باشد، مقادير داده‌شده بايد نصف شوند. براي جان‌هاي با يك يا دو سخت‌كننده‌ي قايم مقادير m با استفاده از دورن‌يابي خطي بين مقادير داده‌شده براي سه سخت‌كننده و بدون سخت‌كننده قابل محاسبه مي‌باشند.

12- تغييرشكل عبارت از زاويه‌ي دوران بين تير پيوند و تير خارج از پيوند يا ستون.

13- مقادير داده‌شده براي ديوارهاي برشي با سخت‌كننده است كه در آن كمانش جلوگيري شده باشد.

14- اعداد اين دو ستون براي حالتي است كه از روش استاتيكي غيرخطي ساده‌شده مطابق بند 3-3-1-1 براي تحليل سازه استفاده شود. در غير اين صورت معيار پذيرش اعضاي اصلي مشابه اعضاي غيراصلي خواهد بود.

جدول (5-4): پارامترهاي مدل‌سازي و معيارهاي پذيرش در روش‌هاي غيرخطي– اجزاي سازه‌ي فولادي

جزء/ تلاش	پارامترهاي مدل‌سازي [1و2]			معيارهاي پذيرش [1و2]				
	تغييرشكل خميري		نسبت تنش پس‌ماند	تغييرشكل خميري				
				كليه‌ي اعضا	اعضاي اصلي		اعضاي غيراصلي	
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
تيرها و ستون‌ها در كشش (به استثناي تيروستون‌هاي EBF)	$5\,\Delta_T$	$7\,\Delta_T$	1/0	$0/25\,\Delta_T$	$3\,\Delta_T$	$5\,\Delta_T$	$6\,\Delta_T$	$7\,\Delta_T$
مهاربند فشاري (به استثناي مهاربندي EBF)								
الف: زوج نبشي كمانش داخل صفحه	$0/5\,\Delta_C$	$9\,\Delta_C$	0/2	$0/25\,\Delta_C$	$5/0\,\Delta_C$	$7/0\,\Delta_C$	$7/0\,\Delta_C$	$8/0\,\Delta_C$
ب: زوج نبشي كمانش خارج صفحه	$0/5\,\Delta_C$	$8\,\Delta_C$	0/2	$0/25\,\Delta_C$	$4/0\,\Delta_C$	$6/0\,\Delta_C$	$6/0\,\Delta_C$	$7/0\,\Delta_C$
پ: مقاطع Z يا I	$0/5\,\Delta_C$	$8\,\Delta_C$	0/2	$0/25\,\Delta_C$	$5/0\,\Delta_C$	$7/0\,\Delta_C$	$7/0\,\Delta_C$	$8/0\,\Delta_C$
ت: زوج ناودانی كمانش داخل صفحه	$0/5\,\Delta_C$	$9\,\Delta_C$	0/2	$0/25\,\Delta_C$	$5/0\,\Delta_C$	$7/0\,\Delta_C$	$7/0\,\Delta_C$	$8/0\,\Delta_C$
ث: زوج ناودانی كمانش خارج صفحه	$0/5\,\Delta_C$	$8\,\Delta_C$	0/2	$0/25\,\Delta_C$	$4/0\,\Delta_C$	$6/0\,\Delta_C$	$6/0\,\Delta_C$	$7/0\,\Delta_C$
ج: مقاطع تو خالي پرشده با بتن	$0/5\,\Delta_C$	$7\,\Delta_C$	0/2	$0/25\,\Delta_C$	$4/0\,\Delta_C$	$6/0\,\Delta_C$	$6/0\,\Delta_C$	$7/0\,\Delta_C$
چ: مقاطع قوطي نورد سرد								
1: $\frac{d}{t} \le \frac{750}{\sqrt{F_y}}$	$0/5\,\Delta_C$	$7\,\Delta_C$	0/4	$0/25\,\Delta_C$	$4\,\Delta_C$	$6\,\Delta_C$	$6\,\Delta_C$	$7\,\Delta_C$
2: $\frac{d}{t} \ge \frac{1590}{\sqrt{F_y}}$	$0/5\,\Delta_C$	$3\,\Delta_C$	0/2	$0/25\,\Delta_C$	$1\,\Delta_C$	$2\,\Delta_C$	$2\,\Delta_C$	$3\,\Delta_C$
3: $\frac{750}{\sqrt{F_y}} < \frac{d}{t} < \frac{1590}{\sqrt{F_y}}$	با استفاده از درون‌يابي خطي محاسبه مي‌شود.							
ح: مقاطع لوله‌اي شكل								
1: $\frac{d}{t} \le \frac{105\times10^3}{\sqrt{F_y}}$	$0/5\,\Delta_C$	$9\,\Delta_C$	0/4	$0/25\,\Delta_C$	$4\,\Delta_C$	$6\,\Delta_C$	$5\,\Delta_C$	$8\,\Delta_C$
2: $\frac{d}{t} \ge \frac{421\times10^3}{\sqrt{F_y}}$	$0/5\,\Delta_C$	$3\,\Delta_C$	0/2	$0/25\,\Delta_C$	$1\,\Delta_C$	$2\,\Delta_C$	$2\,\Delta_C$	$3\,\Delta_C$
3: $\frac{105\times10^3}{\sqrt{F_y}} < \frac{d}{t} < \frac{421\times10^3}{\sqrt{F_y}}$	با استفاده از درون‌يابي خطي محاسبه مي‌شود.							
مهاربند كششي (به استثناي مهاربندي‌هاي EBF)	$11\,\Delta_T$	$14\,\Delta_T$	0/8	$0/25\,\Delta_T$	$7\,\Delta_T$	$9\,\Delta_T$	$11\,\Delta_T$	$13\,\Delta_T$

1- Δ_C تغييرشكل محوري در بار كمانشي مورد انتظار مي‌باشد.

2- Δ_T تغييرشكل محوري در بار نظير كششي حد تسليم (بار لهيدگي مورد انتظار) مي‌باشد.

5-6- ديوارهاي برشي فولادي

5-6-1- كليات

يك ديوار برشي فولادي سوراخ‌دار يا بدون سوراخ حتما بايد در چهار طرف خود داراي عناصر لبه‌اي (تيرها و ستون‌ها) بوده و به آن‌ها جوش‌شده باشد. ديوارهاي برشي فولادي بايد طوري طراحي شوند كه بارهاي لرزه‌اي را به تنهايي يا به همراه ساير اعضاي سيستم مقاوم جانبي تحمل نمايند. عناصر لبه‌اي بايد همانند تيرها و ستون‌ها مورد ارزيابي قرار گيرند.

5-6-2-سختي

5-6-2-1- روش استاتيكي و ديناميكي خطي

1- ديوارهاي برشي سخت‌شده:

استفاده از روش اجزا محدود در حالت تنش صفحه‌اي به همراه تيرها و ستون‌ها به عنوان عناصر لبه‌اي به‌منظور تحليل يك ديوار برشي فولادي مجاز است. سختي كلي ديوار، K_W، را مي‌توان از رابطه‌ي (5-38) يا از يك روش مبتني بر اصول مقاومت مصالح محاسبه نمود:

$$K_W = \frac{Gat_W}{h} \qquad (5\text{-}38)$$

كه در آن:

G : مدول برشي فولاد؛

a : عرض خالص ديوار بين ستون‌ها؛

h : ارتفاع خالص ديوار بين تيرها؛

t_W : ضخامت ورق ديوار.

2- ديوارهاي برشي سخت‌نشده:

براي محاسبه‌ي سختي كلي يك ديوار برشي فولادي سخت‌نشده مي‌بايست موارد ذيل را ملحوظ كرد:

1- از سختي قبل از كمانش ديوار صرف‌نظر مي‌شود؛

2- اثر ميدان كششي ايجادشده در ورق ديوار پس از كمانش به صورت يك سري نوار كششي به زاويه‌ي α با قايم مدل مي‌شود. در هنگام تحليل كل سيستم باربر جانبي به همراه ديوارها مدل‌شده و هر يك از نوارها مبين يك عضو خرپايي مي‌باشد كه فقط توانايي انتقال نيروي محوري را دارد؛

3- رفتار هر نوار به صورت ارتجاعي خميري درنظرگرفته مي‌شود كه مقاومت حد جاري‌شدن آن مساوي مقاومت حد جاري‌شدن فولاد در كشش مي‌باشد؛

4- زاويه‌ي شيب نوارهاي كششي بستگي به ضخامت ورق ديوار و سختي تير و ستون‌هاي محيط آن دارد و براساس اصل حداقل انرژي از رابطه‌ي زير به‌دست مي‌آيد:

$$\tan^4\alpha = \frac{\frac{2}{t_W L}+\frac{1}{A_c}}{\frac{2}{t_w L}+\frac{2h}{A_b L}+\frac{h^4}{180 I_c L^2}} \qquad (39\text{-}5)$$

كه در آن:

L و h و t_W: طول و ارتفاع و ضخامت پانل ديوار برشي؛

A_b : سطح مقطع تير؛

A_c و I_c : سطح مقطع و لنگر اينرسي ستون.

5- حداقل تعداد نوارها براي حفظ دقت در تحليل برابر تعداد طبقات است. عرض نوارها يكسان انتخاب مي‌شود.

6- پس از محاسبه‌ي زاويه‌ي ميدان كششي و تعداد نوارها، هر نوار مبين يك عضو خرپايي با شيب α است و سطح مقطع آن مساوي حاصل‌ضرب پهناي نوار در ضخامت جان پانل مي‌باشد. اتصال دو انتهاي هر نوار به تير و ستون مربوط، مفصلي فرض مي‌شود.

5-6-2-2- روش استاتيكي غيرخطي

سختي ناحيه‌ي ارتجاعي رابطه‌ي نيرو- تغييرمكان ديوار بايد طبق بند قبلي محاسبه شود. رابطه‌ي كامل غيرخطي نيرو- تغييرمكان بايد براساس آزمايش يا يك روش تحليلي مورد تاييد باشد. به جاي آن، استفاده از رابطه‌ي كلي نيرو- تغييرمكان داده‌شده در شكل (5-1) كه در بند (5-3-1-2) توصيف‌شده مجاز مي‌باشد.

5-6-2-3- روش ديناميكي غيرخطي

رفتار كامل چرخه‌اي هرعضو بايد توسط يك روش منطقي مبتني بر آزمايش مدل شود.

5-6-3- مقاومت

5-6-3-1-كليات

مقاومت‌هاي اعضا بايد طبق ضوابط كلي بند (5-3-2) و ضوابط تصريح‌شده در اين بند محاسبه شوند.

5-6-3-2- روش استاتيكي و ديناميكي خطي

ديوار فولادي به صورت جان يك تير ورق مدل مي‌شود. مقاومت برشي مورد انتظار ديوار، Q_{CE}، بايد از رابطه‌ي (5-8) محاسبه شود كه در آن F_V تنش برشي مجاز براساس ماده 10-1-4-2 يا 10-1-3 مبحث 10 مقررات ملي ساختمان ايران بسته به نسبت a/t_W در معادله‌ي (5-38) مي‌باشد. اگر از سخت‌كننده‌هايي با فواصل مناسب براي جلوگيري از كمانش قطري ديوار استفاده شود، مقاومت مورد انتظار ديوار از رابطه‌ي (5-40) به‌دست خواهد آمد:

$$Q_{CE} = V_{CE} = 0.55F_{y_e}at_W \quad (40\text{-}5)$$

كه در آن a عرض خالص ديوار بين ستون‌هاي طرفين آن مي‌باشد.

5-6-3-3- روش استاتيكي و ديناميكي غيرخطي

منحني كلي نيرو– تغييرمكان نشان‌داده‌شده در شكل (5-1) كه در بند (5-3-1-2) توصيف شده يا رابطه‌ي نيرو- تغييرمكان ديگري براساس آزمايش يا يك تحليل منطقي مورد تاييد مبتني بر آزمايش، بايد براي بيان رفتار كامل نيرو- تغييرمكاني ديوار برشي فولادي تا هنگام انهدام به‌كارگرفته شود. مقاومت مورد انتظار، Q_{CE} بايد براساس بند (5-6-3-2) محاسبه شود. تغييرمكان حد جاري‌شدن از رابطه‌ي (5-41) تعيين مي‌شود:

$$\Delta y = \frac{Q_{CE}}{K_W} \quad (41\text{-}5)$$

5-6-4- معيارهاي پذيرش

5-6-4-1- روش استاتيكي و ديناميكي خطي

تلاش‌هاي محاسباتي بايد با مقاومت‌هاي طراحي طبق بند (3-4-1) مقايسه شوند. ضرايب m براي اعضاي فولادي از جدول (5-2) برگرفته مي‌شوند.

رفتار برشي در ديوار برشي فولادي (سخت‌شده يا سخت‌نشده) يك رفتار مقيد به تغييرمكان درنظرگرفته مي‌شود كه معيارهاي پذيرش آن در جدول (5-2) داده شده است. محدوديت‌ها و ضوابط طراحي جان تيرورق‌ها شامل موارد مربوط به فاصله‌ي سخت‌كننده‌ها طبق مبحث 10 مقررات ملي ايران بايد رعايت شود. به‌جاي استفاده از سخت‌كننده‌ها، مي‌توان ديوار فولادي را در بتن مدفون نمود.

5-6-4-2- روش استاتيكي و ديناميكي غيرخطي

تلاش‌هاي محاسباتي اعضا بايد ضوابط بند (3-4-2) را برآورد سازند. حد تغييرشكل‌ها بايد از جدول‌هاي (5-3) و (5-4) برگرفته شود.

5-6-5- معيارهاي بهسازي

ديوارهاي برشي فولادي كه معيارهاي پذيرش مربوط به سطح عملكرد موردنظر را برآورد نمي‌سازند بايد بهسازي شوند. معيارهاي بهسازي بايد براساس ضوابط بند (5-3-3) و ساير ضوابط اين دستورالعمل باشد.

5-7- قاب‌هاي با اتصالات خورجيني

5-7-1- كليات، سختي، مقاومت و معيارهاي پذيرش

قاب‌هاي با اتصالات خورجيني نوع ويژه‌اي از قاب‌هاي خمشي نيمه‌صلب مي‌باشند كه در آن اتصال تير به ستون رفتار نيمه‌صلب و غيرخطي دارد. اين اتصال مي‌تواند به صورت تقويت‌نشده (فقط با نبشي بالايي و پاييني) يا تقويت شده (با قطعات اضافه‌شده به نبشي‌ها) باشد. با افزايش مقدار نيرو، سختي اتصال تقويت‌نشده‌ي خورجيني سريعا كاهش مي‌يابد.

اتصال خورجيني بدون تقويت مقاومت كافي در مقابل بارهاي جانبي ندارد و بايد حمل بار جانبي در اين قاب‌ها توسط مهاربندي يا ديوار برشي انجام پذيرد. از اين‌رو ضوابط سختي، مقاومت و معيارهاي پذيرش مربوط به اين قاب‌ها عينا مشابه قاب‌هاي مهاربندي‌شده خواهد بود. در صورتي‌كه جزئيات خاصي پيشنهاد شود كه بر مبناي مدارك معتبر اتصال خورجيني تقويت‌شده‌ي رفتار صلب يا نيمه‌صلب را نشان دهد، ضوابط سختي، مقاومت و معيارهاي پذيرش مطابق قاب‌هاي خمشي صلب خواهد بود. در اين صورت اگر در سازه از ستون‌هاي مشبك با بست افقي (ماده 10-1-5-4 مبحث 10 مقررات ملي ساختمان) استفاده شده باشد بايد مقطع ستون با كاربرد ورق‌هاي سرتاسري به صورت يكپارچه درآيد. در حال حاضر استفاده از اتصال خورجيني نيمه‌صلب بدون مهاربندي يا ديواربندي يا ديوار برشي مجاز نمي‌باشد.

5-7-2- معيارهاي بهسازي

قاب‌هاي با اتصالات خورجيني كه معيارهاي پذيرش مربوط به قاب‌هاي مهاربندي‌شده را برآورد نمي‌سازند بايد بهسازي شوند. معيارهاي بهسازي بايد براساس ضوابط بند (5-3-3) و ساير ضوابط اين دستورالعمل باشد.

5-8- قاب‌هاي فولادي با ميان‌قاب

قاب‌هاي فولادي كه در آن‌ها ميان‌قاب‌هاي بتني يا بنايي مسلح يا غيرمسلح موجود است بايد با درنظرگرفتن سختي مركب قاب فولادي و ديوار ميان‌قاب ارزيابي شوند.

خواص مهندسي و معيارهاي پذيرش ديوارهاي ميان‌قاب مطابق با فصل 6 براي مصالح بتني و فصل 7 براي مصالح بنايي مي‌باشند. ديوارهاي ميان‌قاب به همراه قاب‌هاي مربوط در تركيب با همديگر با درنظرگرفتن سختي نسبي هر عضو نيروي زلزله را تحمل مي‌كنند تا اين‌كه ديوارها به طور كامل منهدم شوند. اندركنش بين قاب فولادي و ميان‌قاب بايد با استفاده از روش‌هاي ذكرشده در بخش (7-8) درنظرگرفته شود. تحليل هر عضو از اين مجموعه بايد در گام‌هاي متوالي انجام‌شده و در آن اثرات اندركنش بين اعضا بسته به تراز عملكردي انتخابي درنظرگرفته شود. در نقطه‌اي كه انهدام ميان‌قاب طبق معيارهاي پذيرش فصل6 يا بخش (7-8) مورد انتظار است، ديوار بايد از مدل تحليلي برداشته شود. در ادامه، تحليل بايد با درنظرگرفتن قاب فولادي تنها با درنظرگرفتن هرگونه ناپيوستگي در ارتفاع ساختمان كه به‌واسطه‌ي خراب‌شدن ديوار ايجاد گرديده دنبال شود. در اين هنگام، خواص مهندسي و معيارهاي پذيرش قاب آن‌گونه كه در بخش (5-4) ذكرشده مورد عمل خواهند بود.

5-9- ديافراگم‌ها

5-9-1- ديافراگم‌هاي كف فلزي بدون پوشش

5-9-1-1- كليات

ديافراگم‌هاي فلزي معمولا به صورت ورق‌هاي موجدار فلزي مي‌باشند. اين ورق‌هاي موج‌دار به هم و به اسكلت توسط جوش يا ساير وسايل اتصال متصل مي‌شوند. اين ديافراگم‌ها به‌تنهايي يا با مهارهاي قطري بارجانبي را تحمل مي‌كنند.

تيرهاي لبه و برش‌گيرها در اين ديافراگم‌ها همان اعضاي قاب فولادي متصل به ديافراگم مي‌باشند.

انتقال بار به اعضاي قاب كه به عنوان تيرهاي لبه و يا برش‌گيرها عمل مي‌نمايند، توسط اتصالات برشي، جوش، پيچ صورت مي‌گيرد.

5-9-1-2- سختي

5-9-1-2-1- روش استاتيكي و ديناميكي خطي

ديافراگم‌هاي كف فلزي را با توجه به ضوابط بند (3-2-4) بايد به انواع صلب، نيمه‌صلب و يا نرم دسته‌بندي كرد. ضرايب نرمي اين‌گونه ديافراگم‌ها را بايد از روش‌هاي معتبر براي استفاده در تحليل محاسبه كرد.

5-9-1-2-2 – روش استاتيكي و ديناميكي غيرخطي

در تحليل‌هاي غيرارتجاعي سازه‌ها معمولا اگر اتصال ديافراگم ضعيف باشد، ديافراگم‌ها به صورت غيرارتجاعي مدل نمي‌شوند. روش‌هايي مشابه آنچه كه براي مدل‌سازي غيرارتجاعي ديافراگم‌هاي چوبي در سازه‌هاي بنايي غيرمسلح استفاده مي‌شوند را مي‌توان به عنوان راهنما، در مواردي كه لازم است رفتار غيرارتجاعي ديافراگم مدل شود، به‌كار گرفت. سختي بعد از مرحله‌ي ارتجاعي را مي‌توان 3% سختي اوليه درنظرگرفت.

5-9-1-3- مقاومت

مقاومت ديافراگم فلزي را بايد با توجه به ضوابط بند (5-3-2) و توصيه‌هاي كلي اين بند تعيين نمود. مقاومت مورد انتظار، Q_{CE}، را براي اين‌گونه ديافراگم‌ها بايد دو برابر مقدار مجاز داده شده در آيين‌نامه‌ها و استانداردهاي مربوط فرض نمود. مقاومت‌هاي كرانه‌ي پايين، Q_{CL}، در مورد اتصال‌دهنده‌هاي جوشي را بايد طبق ضوابط آيين‌نامه‌هاي جوش تعيين نمود.

5-9-1-4- معيارهاي پذيرش

رفتار اتصالات اين نوع ديافراگم كنترل‌شونده توسط نيرو فرض مي‌شود. ظرفيت اتصال بايد به‌قدري باشد كه بتواند تمام نيروي عكس‌العمل ديافراگم را به قاب منتقل نمايد. در صورتي‌كه ظرفيت ديافراگم توسط ظرفيت اتصالش به قاب كنترل شود، در اين‌حالت ديافراگم به‌عنوان عضوي كه رفتارش با نيرو كنترل مي‌شود ملحوظ مي‌شود.

ديافراگم‌هايي كه ظرفيت آن‌ها توسط ظرفيت اتصال كنترل نمي‌شود، كنترل‌شونده توسط تغييرشكل فرض مي‌شوند. ضرايب m براي مود جاري‌شدن برشي يا مود كمانشي ورق را مي‌توان از جدول (5-2) استخراج نمود.

براي سطح عملكرد سازه‌اي ايمني جاني، نبايد ديافراگم سطح اتكا يا مهارش را از دست بدهد. براي سطوح عملكرد بالاتر ميزان خسارت واردشده به اتصالات نبايد به حدي باشد كه انتقال بار بين ديافراگم و قاب را مختل نمايد.

ميزان تغييرشكل‌ها نبايد از حد مشخص‌شده در سطح عملكرد موردنظر براي ساير اعضا (سازه‌اي يا غير سازه‌اي) بيشتر باشد.

5-9-1-5- معيارهاي بهسازي

ديافراگم‌هايي كه معيارهاي پذيرش را براي سطح عملكرد موردنظر تامين ننمايند بايد بهسازي شوند. معيارهاي بهسازي بايد براساس ضوابط بند (5-3-3) و ساير ضوابط اين دستورالعمل باشد.

5-9-2- ديافراگم‌هاي كف فلزي با پوشش بتن سازه‌اي

5-9-2-1- كليات

كف فلزي در ديافراگم‌هاي فلزي با بتن رويه مي‌تواند مختلط يا غير مختلط باشد. در هر دو مورد ديافراگم فولادي و دال بتني با مشاركت هم نيروهاي واردشده بر ديافراگم را تحمل مي‌كنند. بتن رويه مي‌تواند بتن معمولي يا بتن سبك باشد و مسلح‌شدن بتن مي‌تواند با شبكه‌ي سيمي يا با آرماتورهاي با قطر كم انجام گيرد.

در اين‌گونه ديافراگم‌ها معمولا ديافراگم فلزي از ورق‌هاي فولادي موج‌دار به شكل‌هاي گوناگون درست شده است. ورق‌هاي فولادي به يكديگر و به تكيه‌گاه‌ها توسط جوش يا اتصالات مكانيكي متصل مي‌شوند.

تير لبه و برش‌گيرها در اين‌گونه ديافراگم‌ها همان اعضاي قاب فولادي متصل به ديافراگم مي‌باشند.

5-9-2-2- سختي

5-9-2-2-1- روش استاتيكي و ديناميكي خطي

اگر نسبت ابعاد ديافراگم بزرگ‌تر از 5 نباشد، در مورد ديافراگم‌هاي موجود مي‌توان فرض ديافراگم صلب را براي محاسبه‌ي توزيع نيروها به‌كار برد. در مورد نسبت‌هاي ابعاد بزرگ‌تر يا نامنظمي پلان اثر انعطاف‌پذيري ديافراگم بايد مطابق بند (3-2-4) درنظرگرفته شود. براي محاسبه‌ي سختي ديافراگم مي‌توان از روش‌هاي معتبر با درنظرگرفتن اثر بتن رويه استفاده كرد.

5-9-2-2-2- روش استاتيكي و ديناميكي غيرخطي

در آناليزهاي غيرارتجاعي سازه‌ها معمولا اگر ضعيف‌ترين قسمت در ديافراگم اتصالات آن باشد، رفتار ديافراگم ارتجاعي فرض مي‌شود. در مواردي كه لازم است رفتار غيرارتجاعي ديافراگم مدل شود، مي‌توان روش‌هايي مشابه آنچه كه براي مدل‌سازي غيرارتجاعي ديافراگم‌هاي چوبي در سازه‌هاي بنايي غير مسلح استفاده مي‌شوند را به عنوان راهنما در نظر گرفت.

5-9-2-3- مقاومت

مقاومت این‌گونه دیافراگم‌ها را باید از روش‌هاي معتبر تعیین نمود. به عنوان روشي دیگر، مي‌توان مقاومت مورد انتظار، Q_{CE}، را براي این‌گونه دیافراگم‌ها، دو برابر مقدار مجازي که در آیین‌نامه‌ها و استانداردهاي مربوط داده‌شده، فرض نمود. مقاومت‌هاي کرانه‌ي پایین، Q_{CL} را براي اتصال‌دهنده‌هاي جوشي باید طبق ضوابط آیین‌نامه‌هاي جوش تعیین نمود.

5-9-2-4- معیارهاي پذیرش

رفتار اتصالات این نوع دیافراگم کنترل‌شونده توسط نیرو فرض مي‌شود. ظرفیت اتصال باید به‌قدري باشد که بتواند تمام نیروي عکس‌العمل دیافراگم را به قاب منتقل نماید.

در صورتي‌که ظرفیت دیافراگم توسط ظرفیت اتصالش به قاب کنترل شود. در این‌حالت دیافراگم به عنوان عضوي که رفتارش با نیرو کنترل مي‌شود ملحوظ مي‌شود. دیافراگم‌هایي که ظرفیت آن‌ها توسط ظرفیت اتصال کنترل نمي‌شود، کنترل‌شونده توسط تغییرشکل فرض مي‌شوند. ضرایب m براي مود جاري‌شدن برشي را مي‌توان از جدول (5-2) استخراج نمود.

براي سطح عملکرد سازه‌اي ایمني جاني، نباید دیافراگم سطح اتکا یا مهارش را از دست بدهد. براي سطوح عملکرد بالاتر، میزان خسارت وارده به اتصالات یا ترك‌خوردگي بتن نباید به حدي باشدکه انتقال بار بین دیافراگم و قاب را مختل نماید.

میزان تغییرشکل‌ها نباید از حد مشخص‌شده در سطح عملکرد موردنظر براي سایر اعضا (سازه‌اي یا غیره سازه‌اي) بیشتر باشد.

معیارهاي پذیرش براي برش‌گیرها در بند (5-9-6-4) ارایه شده‌اند. برش‌گیرهایي که براي تامین عملکرد مختلط بین تیرهاي فولادي و دال قرار داده شده‌اند باید ظرفیت لازم را جهت انتقال هر دو برش ناشي از عملکرد دیافراگم و عملکرد مختلط با تیر را داشته باشند.

5-9-2-5- معیارهاي بهسازي

دیافراگم‌هایي که معیارهاي پذیرش را براي سطح عملکرد موردنظر تامین ننمایند باید بهسازي شوند. معیارهاي بهسازي باید براساس ضوابط بند (5-3-3) و سایر ضوابط این دستورالعمل باشد.

5-9-3- دیافراگم‌هاي کف فلزي با پوشش بتن غیرسازه‌اي

5-9-3-1- کلیات

دیافراگم‌هاي کف فلزي با پوشش بتن غیرسازه‌اي را باید به عنوان دیافراگم فلزي بدون پوشش ارزیابي نمود، مگر این‌که اثر بتن رویه روي سختي و مقاومت توسط آزمایش تایید شده باشد.

5-9-3-2- سختي

5-9-3-2-1- روش استاتيكي و ديناميكي خطي

در مدل‌سازي بايد احتمال عملكرد مختلط و نيز تغيير در نحوه‌ي پخش بار را درنظرگرفت. انـدركنش اعضـاي جديـد و اعضـاي موجود ديافراگم‌هاي تقويت‌شده از لحاظ سازگاري بايد درنظرگرفته شود و نيز مكانيزم‌هاي انتقال بـار بـين اعضـاي جديـد و موجـود ديافراگم در تعيين انعطاف‌پذيري ديافراگم بايد ملحوظ شود. به طور مشابه اندركنش ديافراگم‌هاي جديد و قاب‌هاي موجـود بايـد بـه دقت درنظرگرفته شود و نيز مكانيزم‌هاي انتقال بار بين ديافراگم‌هاي جديد و قاب‌هاي موجود نيز بايد مطالعه شوند.

5-9-3-2-2- روش استاتيكي و ديناميكي غيرخطي

رفتار غيرارتجاعي ديافراگم‌ها را معمولا در صورتي‌كه مقاومت اتصالات نسبت به مقاومت ديافراگم كم‌تر باشد، در تحليل لـرزه‌اي غيرارتجاعي ملحوظ نمي‌كنند. در صورتي‌كه رفتار غيرارتجاعي محتمل باشد روال مدل‌سازي براي رفتار غيرارتجـاعي ديـافراگم‌هـاي چوبي در سازه‌هاي با مصالح بنايي غير مسلح را مي‌توان به عنوان سرمشقي براي مدل‌سازي رفتار غيرارتجاعي ديافراگم فلزي با بتن رويه غيرسازه‌اي به‌كار برد.

5-9-3-3- مقاومت

مقاومت اين‌گونه ديافراگم‌ها مطابق ضوابط ديافراگم‌هاي كف فلزي بدون پوشش در بند (5-9-1-3) محاسبه مي‌شود. براي ساير اجزا از ضوابط بند (5-9-2-3) استفاده مي‌شود.

5-9-3-4- معيارهاي پذيرش

رفتار اتصالات اين نوع ديافراگم كنترل‌شونده توسط نيرو فرض مي‌شود. ظرفيت اتصال بايد به‌قدري باشد كه بتواند تمـام نيـروي عكس‌العمل ديافراگم را به قاب منتقل نمايد.

در صورتي‌كه ظرفيت ديافراگم توسط ظرفيت اتصالش به قاب كنترل شود، در اين‌حالت ديافراگم به عنوان عضوي كه رفتارش با نيرو كنترل مي‌شود ملحوظ مي‌شود. ديافراگم‌هايي كه ظرفيت آن‌ها توسط ظرفيت اتصال كنتـرل نمـي‌شـود، كنتـرل‌شـونده توسـط تغييرشكل فرض مي‌شوند. ضرايب m براي حد جاري‌شدن برشي را مي‌توان از جدول (5-2) استخراج نمود.

براي سطح عملكرد سازه‌اي ايمني جاني، نبايد ديافراگم سطح اتكا يا مهارش را از دست بدهد. براي سطوح عملكرد بالاتر، ميزان خسارت وارده به اتصالات يا ترك‌خوردگي بتن نبايد به حدي باشد كه انتقال بار بين ديافراگم و قاب را مختل نمايد.

ميزان تغييرشكل‌ها نبايد از حد مشخص‌شده در سطح عملكرد موردنظر براي ساير اعضا (سازه‌اي و يا غيرسازه‌اي) بيشتر باشد.

5-9-3-5- معيارهاي بهسازي

ديافراگم‌هايي كه معيارهاي پذيرش را براي سطح عملكرد موردنظر تامين ننمايند بايد بهسازي شـوند. معيارهـاي بهسـازي بايـد براساس ضوابط بند (5-3-3) و ساير ضوابط اين دستورالعمل باشد.

5-9-4- مهاربندي فولادي افقي (ديافراگم‌هاي خرپايي فولادي)

5-9-4-1-كليات

مهاربندي افقي فولادي به تنهايي يا به همراه دال‌هاي فلزي به‌كاررفته و به عنوان ديافراگم عمل مي‌كند. اگر روي دال فلزي با بتن سازه‌اي پر شود، بايد اثر سختي‌هاي نسبي مهاربندي افقي و قسمت بتني در تحليل ملحوظ شود.

ضوابط اين بخش بايد به ديافراگم‌هاي خرپايي فلزي موجود، مقاوم‌سازي‌شده و جديد اعمال شود. در صورتي‌كه مهاربندي افقي فولادي در برنامه‌ي بهسازي مورد استفاده قرار گيرد، لازم است اندركنش اجزاي جديد و موجود سيستم ديافراگم (سازگاري سختي) ارزيابي شد و نحوه‌ي انتقال نيرو بين اجزاي جديد و موجود ديافراگم در هنگام تعيين انعطاف‌پذيري ديافراگم بهسازي‌شده درنظرگرفته شود.

در تعيين ميزان انعطاف‌پذيري سيستم قاب-ديافراگم نيز بايد نحوه‌ي انتقال بار بين اعضاي ديافراگم و قاب‌هاي موجود ملحوظ شود.

5-9-4-2- سختي

5-9-4-2-1- روش استاتيكي و ديناميكي خطي

سيستم‌هاي ديافراگم خرپايي بايد مشابه قاب‌هاي مهاربندي‌شده فولادي به صورت اعضاي خرپايي افقي، كه تغييرشكل‌هايش با سختي محوري كنترل مي‌شود، مدل‌سازي شوند. اتصالات به صورت مفصل درنظرگرفته مي‌شوند مگر اين‌كه مقاومت در برابر لنگر داشته و يا در اتصالات برون مركزيت موجود باشد. در چنين حالاتي سختي اتصالات بايد مدل شود. اثر انعطاف‌پذيري ديافراگم‌هاي خرپايي درنحوه‌ي توزيع بارجانبي بين اعضاي قايم را بايد درنظرگرفت.

5-9-4-2-2- روش استاتيكي و ديناميكي غيرخطي

در مدل‌سازي جهت تحليل غيرارتجاعي مي‌توان يا از مشخصات ارتجاعي ديافراگم‌هاي خرپايي استفاده كرد و يا مدل‌سازي غيرارتجاعي مشابه قاب‌هاي فولادي مهاربندي شده استفاده كرد.

5-9-4-3- مقاومت

ظرفيت‌هاي اعضاي ديافراگم خرپايي را مي‌توان مشابه آنچه در بخش (5-5) براي اعضاي قاب مهاربندي‌شده‌ي فولادي بيان-شده، به‌دست آورد. در تعيين ظرفيت‌هاي ديافراگم خرپايي، اثر تكيه‌گاه‌هاي جانبي تامين‌شده براي اعضاي ديافراگم توسط دال فلزي، با يا بدون بتن رويه، بايد در نظرگرفته شود. اثرات نيروهاي ثقلي در محاسبات مربوط به اعضايي كه بار ثقلي را تحمل مي‌كنند بايد ملحوظ شود.

5-9-4-4- معيارهاي پذيرش

نحوه‌ي انتقال نيرو بين اعضاي مختلف خرپا در اتصالات و نيز بين اعضاي خرپاها و قاب، بايد براي اطمينان از پيوستگي در مسير بار ارزيابي شود.

براي سطح عملكرد ايمني جاني، ازدست‌رفتن سطح اتكا يا مهار مجاز نمي‌باشد. براي سطوح عملكرد بالاتر، مقدار خسارت وارده به اتصالات يا اعضاي مهاربندي نبايد منجر به حذف امكان انتقال بار بين ديافراگم و قاب فولادي شود. تغييرشكل‌ها بايد به مقاديري كم‌تر از حدودي كه باعث صدمه به اعضاي سازه‌اي يا غيرسازه‌اي ديگر در سطح عملكرد موردنظر شوند، محدود شوند.

5-9-4-4-1- روش استاتيكي و ديناميكي خطي

معيارهاي پذيرش خطي براي اجزاي ديافراگم خرپايي افقي مشابه همان معيارهاي مشخص‌شده در بخش (5-5-2-3) براي قاب‌هاي مهاربندي‌شده با محورهاي متقارب بوده با اين تفاوت كه از معيارهاي مربوط به تير و ستون استفاده نمي‌شود. براي اجزاي فشاري و كششي خرپا، به‌جاي استفاده از ضرايب m تعيين‌شده براي اجزاي تير و ستون قاب‌هاي مهاربندي‌شده، مي‌توان از ضرايب تعيين‌شده براي اجزاي مهاربندي قطري استفاده نمود.

5-9-4-4-2- روش استاتيكي و ديناميكي غيرخطي

معيارهاي پذيرش در روش‌هاي غيرخطي براي اجزاي ديافراگم خرپايي افقي مشابه همان معيارهاي مشخص‌شده در بند (5-5-2-3) براي قاب‌هاي مهاربندي‌شده‌ي هم‌مركز بوده با اين تفاوت كه از معيارهاي مربوط به تير و ستون استفاده نمي‌شود. براي اعضاي فشاري و كششي خرپا، به‌جاي استفاده از تغييرشكل‌هاي پلاستيك تعيين‌شده براي اجزاي تير و ستون قاب‌هاي مهاربندي-شده، مي‌توان از تغييرشكل‌هاي پلاستيك تعيين‌شده براي اجزاي مهاربندي قطري استفاده نمود.

5-9-4-5- معيارهاي بهسازي

ديافراگم‌هاي خرپاي فولادي كه معيارهاي پذيرش را براي سطح عملكرد موردنظر تامين ننمايند، بايد بهسازي شوند. معيارهاي بهسازي بايد براساس ضوابط بند (5-3-3) و ساير ضوابط اين دستورالعمل باشد.

5-9-5- ديافراگم‌هاي طاق‌ضربي

5-9-5-1- كليات

ديافراگم‌هاي طاق‌ضربي در ساختمان‌هاي فولادي ديافراگم‌هايي هستند كه از قوس‌هاي آجري بين تيرهاي فولادي به نحوي تشكيل شده‌اند كه تيرها، مقاومت در برابر رانش قوس را تامين مي‌نمايند.

5-9-5-2- سختي

5-9-5-2-1- روش استاتيكي و ديناميكي خطي

ديافراگم‌هاي طاق‌ضربي موجود بايد به صورت ديافراگمي افقي با ضخامتي معادل براي قوس آجري و بتن رويه، مدل‌سازي شود. مي‌توان اين نوع ديافراگم‌ها را به صورت خرپايي متشكل از تيرهاي فولادي به عنوان اعضاي كششي و قوس‌هاي آجري به عنوان اعضاي فشاري مدل نمود. در محاسبه‌ي نحوه‌ي توزيع بارجانبي بين اعضاي قايم بايد اثر انعطاف‌پذيري ديافراگم طاق ضربي ملحوظ شود. نتايج تحليل‌ها بايد ارزيابي شوند تا از ارتجاعي بودن پاسخ ديافراگم اطمينان حاصل شود.

در صورتي‌كه براي بهسازي ديافراگم طاق‌ضربي به آن مهاربندي افقي فولادي اضافه شود، بايد اندركنش بين اعضاي جديد و موجود ديافراگم از طريق بررسي سازگاري سختي آن‌ها مطالعه شود. نحوه‌ي انتقال بار بين اعضاي موجود و جديد ديافراگم، در هنگام بررسي انعطاف‌پذيري ديافراگم بهسازي‌شده بايد درنظرگرفته شود.

5-9-5-2-2- روش استاتيكي و ديناميكي غيرخطي

ديافراگم‌هاي طاق‌ضربي بايد همواره در محدوده‌ي ارتجاعي باقي بمانند مگر اين‌كه امكان رفتار غيرارتجاعي آن‌ها مورد تاييد قرار گيرد.

5-9-5-3- مقاومت

در تعيين ظرفيت‌هاي اجزاي ديافراگم طاق‌ضربي مي‌توان فرض نمود كه هيچ عضويي به جز تيرهاي فولادي قادر به تحمل كشش نمي‌باشند. اثرات بارهاي ثقلي بايد براي اجزاي ديافراگم درنظرگرفته شوند. نحوه‌ي انتقال بار بين اعضاي مختلف و بين اعضاي قاب بايد بررسي شود تا از وجود مسير بار كاملا اطمينان حاصل شود.

5-9-5-4- معيارهاي پذيرش

رفتار ديافراگم‌هاي طاق‌ضربي به صورت كنترل‌شونده توسط نيرو فرض مي‌شود. براي سطح عملكرد سازهاي ايمني جاني، نبايد تغييرشكل‌ها و تغييرمكان‌هاي ديافراگم باعث ازدست‌رفتن سطح اتكا براي اعضاي قوس آجري شود. براي سطوح عملكرد بالاتر، تغييرشكل ناشي از كشش قطري نبايد منجر به حذف امكان انتقال بارشود. تغييرشكل‌ها بايد به مقاديري كم‌تر از خيزهايي كه باعث صدمه به اعضاي سازه‌اي يا غيرسازه‌اي ديگر در سطح عملكرد موردنظر شوند، محدود شوند. دركنار تعيين اين مقادير براي طاق‌ضربي بايد مقادير متناظر براي قاب‌هاي فولادي نيز مشخص شوند.

5-9-5-5- معيارهاي بهسازي

ديافراگم‌هاي طاق‌ضربي كه معيارهاي پذيرش را براي سطوح عملكرد موردنظر تامين ننمايند، بايد بهسازي شوند. معيارهاي بهسازي بايد براساس ضوابط بند (5-3-3) و ساير ضوابط اين دستورالعمل باشد.

5-9-6- اعضاي تير لبه و برش‌گيرها

5-9-6-1-كليات

تيرريزي فولادي كه ديافراگم برآن اتكا دارد را مي‌توان به عنوان اعضاي تير لبه يا برش‌گير درنظرگرفت. در صورت وجود بتن سازه‌اي، آرماتورهاي دال به عنوان تير لبه يا برش‌گيري كه نيروهاي كششي را تحمل مي‌كنند عمل مي‌نمايند و نيروهاي فشاري تير لبه يا برش‌گير توسط دال حمل مي‌شود. در صورتي‌كه تيرريزي فولادي به عنوان تير لبه يا برش‌گير عمل نمايد بايد از اتصال مطمئن تيرريزي به دال از طريق جوش مناسب و يا وسايل اتصال مكانيكي اطمينان حاصل كرد.

5-9-6-2- سختي

براي مدل‌سازي اعضاي تير لبه و يا برش‌گير مي‌توان فرضيات مدل‌سازي ارايه‌شده در اين فصل را براي اعضاي قاب فولادي معادل به‌كارگرفت.

5-9-6-3- مقاومت

در تعيين مقاومت‌هاي تيرهاي لبه و برش‌گيرها مي‌توان از ضوابط بند (5-4-2-3-1) مربوط به تيرها و ستون‌ها در قاب‌هاي صلب استفاده نمود. تعيين مقاومت‌هاي ميلگردهاي موجود در دال‌هاي بتني كه به عنوان تير لبه يا برش‌گير عمل نمايند بايد مطابق ضوابط فصل6 انجام گيرد.

5-9-6-4- معيارهاي پذيرش

در صورتي‌كه در ديافراگم، رفتار غيرارتجاعي پذيرفته‌شده باشد مي‌توان رفتار غيرارتجاعي در تيرهاي لبه و برش‌گيرها را نيز پذيرفته دانست. در اين صورت، رفتار تيرهاي لبه و برش‌گيرها كنترل‌شونده توسط تغييرشكل محسوب مي‌شوند. ضرايب m از جدول (5-2) و معيارهاي پذيرش غيرارتجاعي بايد از ضوابط اجزاي تير و ستون قاب‌هاي صلب در بخش (5-4) استفاده شوند. در صورتي‌كه رفتار غيرارتجاعي پذيرفته نباشد، رفتار تيرهاي لبه و برش‌گيرها به صورت كنترل‌شونده توسط نيرو فرض مي‌شود. در اين صورت مقدار Q_{UD} لازم نيست از كل نيرويي كه با درنظرگرفتن مقاومت مورد انتظار براي ديافراگم يا اعضاي سيستم باربر جانبي قابل انتقال به برش‌گير يا تير لبه‌ي موردنظر است، بيشتر باشد. براي سطح عملكرد سازه‌اي ايمني جاني، تغييرشكل‌ها و تغييرمكان‌هاي اجزاي تير لبه و برش‌گيرها نبايد منجر به ازدست‌رفتن اتكا قايم شود. براي سطوح عملكرد بالاتر، تير لبه يا برش‌گير نبايد در پيوستگي مسير بار خلل ايجاد نمايند. رفتار جوش‌ها و اتصال‌دهنده‌هايي كه ديافراگم را به تيرهاي لبه و با برش‌گيرها متصل مي‌نمايند، به صورت كنترل‌شونده توسط نيرو فرض مي‌شوند. اگر تمام اتصالات شرايط پذيرش را تامين نمايند مي‌توان فرض كرد كه ديافراگم از كمانش اعضاي تير لبه در صفحه‌ي ديافراگم ممانعت مي‌كند. در صورتي‌كه تيرهاي لبه و يا برش‌گيرها علاوه بر بارهاي زلزله، بارثقلي نيز تحمل نمايند، رفتار آن‌ها بايد با ضوابط بند (5-4-2-3-1) براي اعضاي تحت تركيب بار محوري و خمش كنترل شود.

5-6-9-5- معيارهاي بهسازي

اعضاي تير لبه و برش‌گيرها كه معيارهاي پذيرش را براي سطح عملكرد موردنظر تامين ننمايند، بايد بهسازي شوند. معيارهاي بهسازي بايد براساس ضوابط بند (5-3-3) و ساير ضوابط اين دستورالعمل باشد.

5-10- پي‌هاي متشكل از شمع‌هاي فولادي

5-10-1-كليات

شمع‌ها مقاومت و سختي پي را يا از طريق اتكاي مستقيم برخاك يا سنگ، يا با اصطكاك در طولي از شمع كه در تماس با خاك است، يا با تركيبي از اين دو مكانيزم افزايش مي‌دهد.

پي‌ها بايد به طريقي كه در فصل 4 ذكرشده ارزيابي شوند. اعضاي بتني پي‌ها بايد سازگار با فصل 6 باشند. طراحي شمع‌هاي فولادي بايد در ارتباط با ضوابط اين بخش انجام گيرد.

5-10-2- سختي

اگر سر شمع زير سطح پي ناشي از اتكاي سرشمع روي خاك توسط فنرهاي معادلي كه در فصل 4 تعيين شده‌اند محاسبه مي‌شود. بقيه‌ي سختي شمع‌ها از طريق خمش و اتكا بر خاك تامين مي‌شود. در مورد شمع‌هاي واقع در يك گروه، كاهش لازم در سهم هر شمع از سختي و مقاومت كل پي با توجه به اثرات گروه بايد اعمال شود. ضوابط اضافي براي محاسبه‌ي سختي در فصل 4 ذكرشده است.

5-10-3- مقاومت

به‌جز در مكان‌هايي كه در معرض خطر روانگرايي خاك قرار دارند، مي‌توان از احتمال كمانش بخشي از شمع كه درون زمين است صرف‌نظر نمود. تلاش‌هاي خمشي در شمع‌ها را بايد يا توسط روش‌هاي غيرخطي يا به وسيله‌ي روش‌هاي ارتجاعي كه در آن-ها شمع همانند يك ستون طره در بالاي نقطه‌ي محاسباتي گيرداري درنظرگرفته مي‌شود (رجوع به فصل 4) محاسبه نمود.

5-10-4- معيارهاي پذيرش

معيارهاي پذيرش مقاومت شمع در برابر نيروي محوري و لنگرهاي خمشي همانند آنچه در مورد ستون‌هاي فولادي در بند (5-4-2-4-2) در روش‌هاي‌خطي و در بند (5-4-2-4-3) در روش‌هاي غيرخطي گفته‌شده، مي‌باشد. در اينجا كرانه‌ي پاييني مقاومت فشاري محوري، مقاومت كششي محوري و مقاومت خمشي مورد انتظار، بايد براي طول مهارنشده‌اي برابر صفر در مورد بخشي از شمع كه در زمين غيرروانگرا مدفون است، محاسبه شود.

اتصالات بين شمع‌هاي فولادي و سرشمع‌هاي آن‌ها بايد كنترل‌شونده توسط نيرو فرض شوند.

5-10-5- معيارهاي بهسازي

پي‌هاي شمعي فولادي كه معيارهاي پذيرش مربوط به سطح عملكرد انتخابي را برآورد نمي‌سازند، بايد بهسازي شوند. معيارهـاي بهسازي بايد براساس ضوابط بند (5-3-3) و ساير ضوابط اين دستورالعمل باشد.

فصل 6

بهسازي سازه‌هاي بتني

6-1- محدوده‌ي كاربرد

در اين فصل ملزومات بهسازي اجزاي بتني مقاوم در برابر زلزله ارايه مي‌شود. ضوابط اين فصل هم براي اجزاي بتني ساختمان موجود و هم براي اجزاي بتني تقويت‌شده يا اضافه‌شده به سيستم ساختماني موجود مي‌باشد.

مطالب ارايه‌شده در اين فصل با مباحثي كه براي همه‌ي ساختمان‌هاي بتني با هر سيستم سازه‌اي در مدل‌سازي، تحليل و تهيه مشخصات اعضاي اين مدل‌ها بايد مورد توجه قرار بگيرند شروع مي‌شود. اين مباحث شامل نحوه‌ي جمع‌آوري اطلاعات لازم در مورد خواص مواد و اجزا در بخش (6-2) و يك‌سري دستورالعمل‌هاي مدل‌سازي از جمله كلياتي در مورد نحوه‌ي تعيين سختي و مقاومت در بخش (6-3) مي‌باشد. سپس دستورالعمل‌هاي ويژه‌ي قاب‌هاي خمشي، قاب‌هاي پيش‌ساخته، قاب‌هاي با ميان‌قاب، ديوارهاي برشي، ديوارهاي برشي پيش‌ساخته، قاب‌هاي مهاربندي‌شده، ديافراگم‌ها، ديافراگم‌هاي پيش‌ساخته و پي‌ها در بخش‌هاي (6-4) و (6-5) ارايه شده‌اند. در هر بخش انواع مختلف سيستم مورد بحث دسته‌بندي شده‌اند و براي هر نوع، ضوابطي كلي جهت نحوه‌ي مدل‌سازي ارايه شده است و چگونگي تعيين دو پارامتر اصلي در مدل‌سازي يعني سختي و مقاومت در هر روش تحليل مشخص شده‌اند. معيارهاي پذيرش و قابل‌قبول‌بودن عملكرد اعضا نيز براي هر روش تحليل داده شده‌اند و كلياتي در مورد معيارهاي بهسازي اعضايي كه واجد عملكرد قابل‌قبول نباشند مطرح شده است.

6-2- مشخصات مصالح و بازرسي وضعيت موجود ساختمان

6-2-1-كليات

جهت ساختن يك مدل تحليلي كه بتواند برآورد مناسبي از رفتار ساختمان را به‌دست دهد، علاوه‌بر وضعيت اعضا و هندسه و پيكربندي آن، بايد مشخصات مصالح به‌كارگرفته‌شده، در آن نيز مشخص شود. اين بخش به ضوابط تعيين مشخصات مصالح و نحوه‌ي بررسي وضعيت موجود ساختمان اختصاص دارد. مطمئن‌ترين راه براي اطلاع از مشخصات مصالح، انجام آزمايش مي‌باشد. نوع و تعداد آزمايش‌هاي لازم به دقت اطلاعات موجود سازه‌اي، كيفيت و شرايط فيزيكي مصالح و اجزاي ساختمان بستگي دارد. وجود هرگونه اطلاعات مستند و قابل اطمينان از نوع و مشخصات مصالح استفاده‌شده در اجزا و اتصالات ساختمان حايز اهميت بوده و مي‌تواند از تعداد آزمايش‌هاي لازم بكاهد.

كليات تعيين مشخصات مصالح و اجزاي بتني موجود ساختمان طبق بخش (2-2) صورت مي‌پذيرد. ضوابط ويژه‌ي ساختمان‌هاي بتني در بندهاي مختلف اين بخش ذكرشده است.

مشخصات مصالح بر اساس ضوابط بند (6-2-2) تعيين مي‌شوند. بازرسي وضعيت موجود نيز بر اساس ضوابط بند (6-2-3) مي‌باشد. وسعت آزمايش‌هاي انجام‌شده و نحوه‌ي بازرسي وضعيت موجود ساختمان، ملاك تعيين ضريب آگاهي براساس ضوابط بند (6-2-4) مي‌باشد.

6-2-2- مشخصات مصالح

6-2-2-1- كليات

براي تعيين مشخصات مكانيكي مصالح اعضا و اتصالات بتني موجود، لازم است مقاومت فشاري مشخصه‌ي بتن و تنش تسليم و مقاومت نهايي آرماتورهاي معمولي يا پيش‌تنيده و قطعات فلزي به‌كاررفته در اتصالات تعيين شود.

در صورتي‌كه انجام آزمايش براي يافتن اين كميت‌ها ضروري شود مي‌توان اطلاعات مفيد ديگري نظير ضريب ارتجاعي و شكل‌پذيري بتن و يا فولاد مصرفي را از روي منحني‌هاي تنش-كرنش مصالح به‌دست آورد.

اگر براي ارضاي ضوابط مربوط به سطوح اطلاعات در بند (2-2-5) نياز به انجام آزمايش باشد بايد شرايط بند (6-2-2-3-1) در مورد نحوه‌ي محاسبه‌ي مشخصات مصالح درنظرگرفته شود. ضوابط تكميلي ديگري در اين رابطه، از جمله تعداد حداقل نمونه‌ها در بند (6-2-2-3-2)، (6-2-2-3-3) و ضوابط پيوست 2 مشخص شده‌اند.

6-2-2-2- جمع‌آوري مشخصات مصالح در سطح اطلاعات حداقل

در صورتي‌كه مشخصات مصالح در دفترچه‌ي محاسبات يا نقشه‌هاي اجرايي موجود باشند، براي آرماتور اين مقادير را مي‌توان به عنوان مشخصات كرانه پايين مصالح در سطح اطلاعات حداقل درنظرگرفت. در مورد بتن در صورتي مي‌توان از مقادير دفترچه محاسبات يا نقشه‌هاي اجرايي براي سطح اطلاعات حداقل استفاده نمود كه با استفاده از آزمايش‌هاي غير مخرب نظير چكش اشميت نسبت به يكنواختي مصالح اطمينان حاصل شود و يا مدارك فني معتبر دال بر انجام آزمايش در زمان ساخت موجود باشد. در غير اين صورت جمع‌آوري مشخصات مصالح بايد طبق سطح اطلاعات متعارف يا جامع در بند (6-2-2-3) صورت گيرد. در صورتي‌كه مشخصات مورد انتظار مصالح لازم باشد مي‌توان مشخصات مقادير كرانه پايين مصالح را با ضرايبي به مشخصات مورد انتظار مصالح تبديل نمود. اين ضرايب را مي‌توان با آزمايش به‌دست آورد. به عنوان يك راهنما مقادير جدول (6-1) قابل استفاده‌اند.

جدول (6-1): ضرايب براي تبديل مشخصات كرانه‌ي پايين به مشخصات مورد انتظار مصالح

مشخصات مصالح	ضريب
مقاومت فشاري مشخصه‌ي بتن	1/25
تنش كششي و تسليم ميلگرد	1/15
تنش تسليم ديگر مصالح فولادي به‌كاررفته جهت اتصال قطعات (مثل ميل‌مهار)	1/25

6-2-2-3- جمع‌آوري مشخصات مصالح در سطح اطلاعات متعارف يا جامع

6-2-2-3-1- كليات

به منظور يافتن خصوصيات مكانيكي مصالح موجود در قطعات ساختمان لازم است تا از آزمايش‌هاي مخرب و غيرمخرب معمول استفاده شود. اندازه‌گيري دقيق خصوصيات بتن موجود معمولا با برداشت نمونه از بتن و انجام آزمايش‌هاي مخرب درمحيط آزمايشگاهي همراه است. در اين صورت نمونه‌برداري بايد از محل‌هاي داراي كم‌ترين تنش در اعضاي اصلي سيستم‌هاي باربر ثقلي

و جانبي انجام شود. مشخصات مورد انتظار مصالح براساس متوسط‌گيري از نتايج آزمايش‌ها به‌دست مي‌آيند. كرانه‌ي پايين مشخصات برمبناي مقدار «متوسط منهاي يك انحراف معيار» به‌دست مي‌آيند.

در مورد بتن آزمايش‌هاي لازم مي‌تواند شامل مجموعه‌اي از آزمايش‌هاي مخرب و آزمايش‌هاي غيرمخرب باشد. آزمايش مخرب متداول شامل نمونه‌گيري از طريق مغزه‌گيري از بتن موجود مي‌باشد كه تعداد حداقل لازم آن در بند (6-2-2-3-2)، (6-2-2-3-3) و ضوابط پيوست 2 آمده است. تعداد حداقل آزمايش‌هاي غيرمخرب از قبيل آزمايش‌هاي اولتراسونيك نيز در بند (6-2-2-3-2) و (6-2-2-3-3) آمده است. آزمايش‌هاي غيرمخرب نبايد به طور كامل جايگزين آزمايش‌هاي مخرب شوند ولي مي‌تواند از تعداد آزمايش‌هاي مخرب لازم بكاهند. مغزه‌گيري نبايد تا حدامكان به آرماتورهاي موجود صدمه بزند. استفاده از رديابِ آرماتور در اين رابطه توصيه مي‌شود. بعد از مغزه‌گيري حفره‌ي ايجادشده بايد توسط بتن يا ملاتي با مشخصات مشابه بتن موجود ترميم شود. مقاومت‌هاي حاصل از مغزه‌ها بايد توسط روش‌هاي قابل‌قبول به مقاومت فشاري بتن در محل تبديل شود. مغزه‌گيري، نمونه‌گيري، نمونه‌برداري و ساير آزمايش‌ها بايد طبق روش‌هاي استاندارد قابل قبول انجام گيرند.

در صورتي‌كه مشخصات آرماتور معمولي يا فولاد پيش‌تنيده موردنياز باشد، بعد از اخذ نمونه از آرماتورها بايد وصله‌هايي جهت اطمينان از پيوستگي آرماتورها تعبيه شود تا تداوم انتقال نيرو توسط آرماتورها مختل نشود.

6-2-2-3-2- آزمايش‌هاي متعارف

حداقل تعداد آزمايش‌هاي لازم براي تعيين مشخصات بتن و ميلگرد در يك برنامه‌ي جمع‌آوري اطلاعات در سطح متعارف بايد براساس ضوابط زير باشد:

1- براي تعيين مقاومت طراحي بتن، حداقل دو مغزه بايد از هر نوع عضو گرفته شود. حداقل تعداد مغزه در كل ساختمان در اين‌حالت 6 نمونه مي‌باشد.

2- در صورتي‌كه مقاومت مشخصه‌ي ميلگردهاي فولادي طبق مدارك معتبر حاوي گزارش آزمايش مصالح معلوم باشد مي‌توان از مشخصات اسمي يا طراحي مصالح بدون نياز به انجام آزمايش استفاده كرد. اما در صورتي‌كه مقاومت مشخصه‌ي ميلگردهاي فولادي معلوم نباشد حداقل دو نمونه‌گيري بايد از آرماتورهاي به‌كاررفته در ساختمان جهت آزمايش انجام شوند.

در صورت صلاح‌ديد مهندس بهساز، تعداد آزمايش‌هاي مخرب مي‌تواند با جايگزيني آن‌ها با آزمايش‌هاي غيرمخرب مناسب بر اساس ضوابط پيوست 2 كاهش داده شود.

6-2-2-3-3- آزمايش‌هاي جامع

به‌جز در مواردي‌كه در اين بند تعيين شده است، براي يك برنامه‌ي جامع آزمايش‌ها انجام حداقل سه آزمايش براي تعيين هر مشخصه لازم مي‌باشد. در صورتي‌كه ضريب تغييرات (C.O.V) نتايج از 14% بيش‌تر باشد، لازم است آن‌قدر آزمايش‌هاي اضافي انجام شود تا اين ضريب به كم‌تر يا مساوي 14% برسد.

مصالح بتني: از هر نوع عضو بتني (ستون، تير، ديوار برشي، ديافراگم و غيره) بايد حداقل سه مغزه گرفته و مورد آزمايش فشاري واقع شوند. حداقل تعداد آزمايش موردنياز براي تعيين مقاومت بتن در يك ساختمان، با درنظرگرفتن شرايط ذكرشده دراين بخش 6 نمونه مي‌باشد. اگر از تيپ و رده‌هاي متفاوت بتن در ساختمان استفاده شده باشد، از هر رده بايد حداقل سه نمونه گرفته و آزمايش

شوند. ضريب ارتجاعي بتن را مي‌توان از منحني آزمايش بتن به‌دست آورد و يا اين‌كه از طريق معادله‌اي كه مقدار ضريب ارتجاعي را به مقاومت فشاري بتن ربط مي‌دهد، محاسبه نمود. نمونه‌گيري‌ها بايد به صورت تصادفي و از اجزاي بحراني مؤثر در رفتار سازه و نيز از اعضاي صدمه‌ديده و يا تضعيف‌شده انجام شوند. همچنين بايد از اجزاي صدمه‌ديده يا تضعيف‌شده نيز نمونه‌گيري به عمل آورد. در مورد ديوارهاي برشي مغزه‌گيري از نواحي نزديك به المان‌هاي مرزي آن انجام شود.

تعيين حداقل تعداد آزمايش لازم براي تعيين مقاومت‌هاي فشاري و كششي بايد با درنظرگرفتن ضوابط زير انجام شود:

1- براي اعضاي بتني كه مقاومت طراحي آن‌ها مشخص است و نتايج آزمايش‌ها نيز موجود هستند، حداقل سه آزمايش براي هر طبقه، هر 200 مترمكعب از بتن يا هر 700 مترمربع از سطح سازه (هركدام كه آزمايش بيش‌تري ايجاب كند) انجام شود. در صورتي‌كه سه آزمايش اول با نتايج آزمايش‌هاي قبلي مطابقت نشان دادند، تعداد آزمايش لازم را مي‌توان به $\frac{1}{3}$ كاهش داد. ولي در هر حال حداقل 6 آزمايش براي يك ساختمان بايد انجام گيرد.

2- براي اعضاي بتني كه مقاومت طراحي آن‌ها مشخص هستند ولي نتايج آزمايش‌ها موجود نمي‌باشند حداقل سه آزمايش براي هر طبقه، هر 200 مترمكعب از بتن يا هر 700 مترمربع از سطح سازه (هركدام كه آزمايش بيش‌تري ايجاب كند) انجام شود.

3- براي اعضاي بتني كه مقاومت طراحي آن‌ها ناشناخته است و نتايج آزمايش‌ها نيز موجود نمي‌باشند حداقل شش آزمايش براي هرطبقه، هر 200 متر مكعب از بتن يا هر 700 متر مربع از سطح سازه (هركدام كه آزمايش بيش‌تري ايجاب كند) انجام شود. اگر آزمايش نشان دهد كه از بتن‌هاي با رده‌هاي مختلف استفاده شده است، تعداد آزمايش بايد جهت تعيين قطعي مشخصات رده‌هاي مورد استفاده، افزايش يابد.

4- در مورد تيرها و دال‌ها تعداد نمونه‌هاي لازم را مي‌توان به نصف كاهش داد، به شرطي كه از روش‌هاي غيرمخرب در كنار مغزه‌گيري استفاده شود. در مقابل هر كاهش در تعداد مغزه‌گيري، لازم است حداقل پنج آزمايش غيرمخرب انجام گيرد. در صورت زيادبودن پراكندگي نتايج، با نظر مهندس مسوول طرح بهسازي، يا بايد تعداد آزمايش‌هاي غيرمخرب و يا تعداد مغزه‌گيري‌ها را افزايش داد.

در صورتي‌كه مشخصات آرماتور معمولي يا فولاد پيش‌تنيده موردنياز باشد، بعد از اخذ نمونه از آرماتورها بايد وصله‌هايي جهت اطمينان از پيوستگي آرماتورها تعبيه شود تا تداوم انتقال نيرو توسط آرماتورها مختل نشود.

ميلگردهاي فولادي و اتصال‌دهنده‌ها: گاهي براي محكم‌نمودن و اتصال قطعات پيش‌ساخته يا ساير قطعات بتني به ساختمان از قطعات فولادي سازه‌اي يا قطعات فلزي غيرسازه‌اي ديگر استفاده مي‌شود. اين‌گونه قطعات فولادي يا فلزي دراين دستورالعمل به نام «اتصال‌دهنده» خوانده مي‌شوند.

اطلاعات موردنياز در مورد ميلگردهاي فولادي و اتصال‌دهنده‌ها، مقدار تنش تسليم و مقاومت نهايي آن‌ها حاصل از آزمايش كشش مي‌باشد. تعداد نمونه‌ي لازم براي آزمايش ميلگردها براساس ضوابط زير تعيين مي‌شود:

1- اگر مشخصات موردنياز آرماتورها در مدارك فني ساختمان حاوي گزارش آزمايش مصالح داده‌شده‌باشد حداقل سه نمونه به‌طور تصادفي از هر نوع عضو سازه‌اي (مثلا ستون‌ها، دال‌ها، ديوارها و تيرها) برداشته شود و مورد آزمايش قرار گيرد.

2- اگر مدارك فني ساختمان موجود نباشد اما معين شود كه جنس و مشخصات آرماتورهاي به‌كاررفته در ساختمان يكسان است، در اين صورت از هر نوع عضو سازه‌اي (مثل تيرها يا ديوارها) دست كم 3 نمونه به طور تصادفي به ازاي هر سه طبقه از ساختمان

گرفته شود. در صورتي‌كه يكسان‌بودن جنس و مشخصات آرماتورهاي به‌كاررفته در ساختمان مورد ترديد باشد، تعداد نمونه‌گيري به 6 عدد براي هر نوع عضو سازه‌اي به‌ازاي هر سه طبقه از ساختمان افزايش مي‌يابد.

نمونه‌هاي برداشته‌شده بايد با قطعات جديد با طول وصله‌ي كافي و اتصال مناسب جايگزين شوند، مگر اين‌كه نمونه‌گيري‌ها از محل‌هايي انجام شود كه تحليل نشان دهد به جايگزيني نيازي نمي‌باشد.

فولادهاي پيش‌تنيده: نمونه‌برداري از تاندون‌هاي پيش‌تنيده جهت انجام آزمايش بايد فقط از قطعات پيش‌تنيده‌اي انجام شود كه جزئي از سيستم مقاوم جانبي هستند. اعضاي پيش‌تنيده‌ي مربوط به ديافراگم‌ها از آزمايش مستثني هستند.

تا حد امكان بايد از نمونه‌برداري از طريق بريدن تاندون يا المان پيش‌تنيده خودداري نمود و سعي نمود نمونه‌گيري از طريق قسمت‌هايي از تاندون كه فاقد تنش پيش‌تنيدگي هستند مثل اضافه تاندون خارج از مهار انجام شود.

تمام نمونه‌هاي برداشته‌شده‌ي فولادي بايد با مواد جديد جايگزين شوند، مگر اين‌كه نتايج تحليل نشان‌دهد كه نيازي به جايگزيني نيست.

در صورتي‌كه مشخصات آرماتور معمولي يا فولاد پيش‌تنيده موردنياز باشد، بعد از اخذ نمونه از آرماتورها بايد وصله‌هايي جهت اطمينان از پيوستگي آرماتورها تعبيه شود تا تداوم انتقال نيرو توسط آرماتورها مختل نشود.

در صورت صلاح‌ديد مهندس بهساز، تعداد آزمايش‌هاي مخرب مي‌تواند با جايگزيني آن‌ها با آزمايش‌هاي غيرمخرب مناسب، براساس ضوابط پيوست 2، كاهش داده شود.

6-2-3- بازرسي وضعيت موجود

6-2-3-1- كليات

بازرسي وضعيت موجود ساختمان و شرايط ساختگاه بايد براساس ضوابط اين بند انجام گيرد. اين بازرسي شامل موارد زير است:

1- وضعيت قطعات و اتصالات آن‌ها براي بازرسي ضعف‌هايي نظير تغييرشكل‌هاي تابع زمان (وارفتگي و وادادگي)، ترك-خوردگي‌ها، افتادگي‌ها، خوردگي‌ها و ضعف‌هاي اجرايي در قطعات اصلي و غيراصلي ضرورت دارد؛

2- وجود پيكربندي و شكل هندسي قطعات و اتصالات، همچنين وجود يا عدم وجود پيوستگي در مسيرهاي انتقال بار ميان قطعات، اعضا و سيستم بايد كنترل شود. بررسي شرايط اعضا از لحاظ طرز قرارگيري، ترازبودن، درستي ابعاد و غيره بايد انجام شود؛

3- هرگونه شرايط ديگري كه بر عملكرد ساختمان موجود تاثير داشته باشد مانند وجود ديوارهاي مشترك با ساختمان‌هاي همسايه، اجزاي غيرسازه‌اي، تغييرات داده‌شده در ساختمان بعد از ساخت اوليه‌ي آن و نيز محدوديت‌هايي كه در ساختمان براي انجام عمليات بهسازي وجود دارد بايد بررسي و مستندسازي شوند؛

4- مقدمات لازم براي انتخاب ضريب آگاهي طبق بند (6-2-4) انجام شود.

6-2-3-2- مشخصات اجزا

جهت مطالعه‌ي سازه بايد اطلاعات زير براي اعضا و اتصالات سازه مشخص شوند. بايد تلاش شود اين مشخصات مطابق آنچه در عمل اجراشده تعيين شوند:

1- ابعاد مقطع اعضا و پيكربندي كلي ساختمان؛

2- مشخصات اتصالات اعضا، ميل‌مهارها، مهاربندها و سخت‌كننده‌ها؛

3- هرگونه تغيير داده‌شده در اعضا يا پيكربندي كلي ساختمان؛

4- وضعيت فعلي اعضا و اتصالات و در صورت وجود خرابي و آسيب، برآورد شدت و گستره‌ي آسيب موجود:

5- وجود هرگونه شرايطي، مانند شرايط محيطي گزندوار، كه بتواند بر عملكرد ساختمان تاثير بگذارد.

6-2-3-3- روش‌ها و محدوده‌ي كاربرد

بازرسي وضعيت موجود ساختمان بايد حداقل شامل بازرسي عيني از كليه‌ي اعضا و قطعاتي كه در مقاومت در برابر بار جانبي شركت دارند و جهت بررسي در دسترس مي‌باشند، شود. در بازرسي وضعيت موجود ساختمان در مواردي ممكن است نياز به انجام آزمايش‌هاي اضافي، بنا به تشخيص مهندس نيز باشد.

هدف از اين بازرسي شناسايي و تعيين هرگونه مساله در رابطه با هندسه و پيكربندي ساختمان، تعيين موارد كاهش سختي و مقاومت در اعضا، كنترل پيوستگي مسيرهاي انتقال بار، تشخيص نياز و ضرورت انجام آزمايش‌هاي ديگري مطابق بند (6-2-3-4) جهت تشخيص و اندازه‌گيري ميزان آسيب و ضعف، و نيز اندازه‌گيري ابعاد موجود ساختمان و مقايسه‌ي آن با اطلاعات موجود در مدارك فني و تعيين وجود هرگونه تغييرشكل دائمي مي‌باشد.

اگر وجود پوشش معماري و موانع ديگر امكان بازرسي عيني را سلب كرده باشد، اين بازرسي مي‌تواند از طريق برداشت موضعي مصالح پوششي يا به طور غيرمستقيم مثلا از طريق ايجاد حفره در مانع انجام شود.

بازرسي عيني ساختمان شامل پي‌ها (قسمت‌هاي قابل ديد)، اعضاي سيستم‌هاي مقاوم در برابر بارهاي جانبي، ديافراگم‌ها و اتصالات مي‌باشد. در هر طبقه حداقل 20% اعضا، اجزا و اتصالات بايد بازرسي عيني شوند. اگر آسيب و ضعف قابل ملاحظه‌اي در بعضي اعضا مشاهده شود، تعداد نمونه‌ي مورد بازرسي عيني از آن اعضا به 40% افزايش يابد. درصدهاي ارايه‌شده تعداد حداقل را مشخص مي‌كنند و بنا به شرايط ساختمان، مهندس مسوول طرح بهسازي تعداد نمونه‌ي لازم را مشخص خواهد كرد. اين بازرسي صرفا به منظور مطالعه‌ي هندسه و آسيب و ضعف مشهود مي‌باشد و وضعيت آرماتورها بررسي نمي‌شود.

در بازرسي وضعيت موجود علاوه بر جمع‌آوري اطلاعات ذكرشده، نحوه‌ي آرماتورگذاري اعضا نيز مطالعه مي‌شوند. اطلاعات لازم تكميلي را مي‌توان با مطالعه‌ي اعضا از طريق روش‌هاي مخرب و يا غيرمخرب (مثل استفاده از دستگاه رديابِ آرماتور) به‌دست آورد. مطالعه‌ي جزييات آرماتورهاي اعضا را مي‌توان با برداشتن مقدار محدودي از بتن رويه انجام داد.

ضوابط زير در بازرسي اتصالات اصلي ساختمان بايد مورد توجه واقع شوند:

1- اگر بعضي نقشه‌هاي اجرايي با جزييات كافي موجود است، از هر نوع اتصال اصلي (اتصال تير به ستون مياني، اتصال تير به ستون كناري، اتصال ستون به پي، اتصال تير به ديافراگم) يك نمونه با برداشتن بتن رويه بررسي شود. اگر تفاوتي با نقشه‌ها ديده نشود، مي‌توان فرض كرد كه وضعيت اجراشده مطابق نقشه‌ها مي‌باشد. اگر تفاوتي با نقشه‌ها ديده شود حداقل 5% اتصالات موجود از آن نوع بايد بررسي شوند تا ميزان تفاوت كاملا مشخص شود؛

2- اگر نقشه‌هاي اجرايي موجود نباشند، از هرنوع اتصال اصلي حداقل سه عدد بايد بررسي شوند. اگر آن‌ها به صورت يكسان اجرا شده بودند نيازي به بازرسي اضافي نيست. اگر جزييات اتصالات مختلف بودند، تعداد اتصال بيشتري بايد بازرسي شوند تا زماني كه اطلاعات دقيقي از نحوه‌ي اجراي ساختمان حاصل شود.

6-2-3-4- آزمايش‌هاي اضافي

بنا به شرايط فيزيكي قطعات و اتصال‌دهنده‌ها ممكن است آزمايش‌هاي مخرب و غيرمخرب اضافي نياز شود. اين آزمايش‌ها ممكن است جهت تعيين درجه‌ي خسارت يا وجود زوال‌يافتگي يا درك بهتر وضعيت و كيفيت بتن باشد. دستورالعمل و نحوه‌ي كاربرد روش‌هاي مخرب و غيرمخربي كه ممكن است در خلال بازرسي وضعيت موجود موردنياز باشند بايد برمبناي استانداردهاي قابل قبول باشند.

6-2-3-5- مدل‌سازي تحليلي ساختمان

اطلاعات جمع‌آوري‌شده از بررسي وضعيت موجود ساختمان بايد در تهيه‌ي مدل تحليلي ساختمان به‌كارگرفته شود. عمده‌ي خصوصياتي كه در اين رابطه موردنيازند عبارتند از:

1- ابعاد مقاطع اعضا و مشخصات و خواص آن‌ها؛

2- هندسه، شكل و نحوه‌ي پيكربندي اعضا و نيز وجود هرگونه خروج از مركزيت يا تغييرشكل دايمي در آن‌ها؛

3- شكل اتصالات و وجود هرگونه خروج از مركزيت در آن‌ها؛

4- اطلاع از هرگونه تغيير در سيستم سازه‌اي و يا كاربري ساختمان بعد از اجراي اوليه‌ي آن و درنظرگرفتن اثر آن بر عملكرد ساختمان؛

5- آگاهي از نحوه‌ي اندركنش احتمالي اجزاي غيرسازه‌اي با اجزاي سازه‌اي و دخالت يا عدم دخالت آن‌ها در تحمل بارجانبي وارد به ساختمان.

به تفاوت‌هاي ميان اطلاعات مندرج در مدارك فني موجود و اطلاعات حاصل از بازرسي عيني ساختمان بايد توجه نمود و اين امر را در تحليل سازه ملحوظ نمود.

سطح مقطع و خواص مقطع اعضاي ساختمان را مي‌توان مطابق اطلاعات ارايه‌شده در نقشه‌هاي طراحي درنظرگرفت به شرطي كه در طي بازرسي وضعيت موجود تطابق مشخصات اعضا به نحوي كه در نقشه‌ها ارايه شده‌اند با آنچه در عمل اجرا شده‌اند ملاحظه شود و نيز در اعضا موارد ترك‌خوردگي بتن يا خوردگي ميلگرد به نحوي كه باعث كاهش ظرفيت شود مشاهده نشود. اگر مقطع عضو را به علت وجود آسيب و خرابي نتوان كامل فرض كرد بايد ميزان كاهش در سطح مقطع از طريق اندازه‌گيري مستقيم محاسبه‌شده و سپس خواص مقطع را مي‌توان از طريق روش‌هاي محاسباتي معمول محاسبه نمود.

6-2-4- ضريب آگاهي κ

در محاسبه‌ي ظرفيت و تغييرشكل‌هاي مجاز اعضاي بتني بايد ضريب آگاهي مطابق ضوابط بند (2-2-5-4) و با درنظرگرفتن ضوابط اضافي زير، درنظرگرفته شود.

در صورتي‌كه يكي از شرايط زير صادق باشد مقدار ضريب آگاهي κ را مي‌بايد برابر با 0/75 اختيار كرد:

1- در خلال ارزيابي اعضا، خرابي و زوال‌يافتگي مشاهده شود به نحوي كه براي اطلاع ازچگونگي رفتار اعضا نياز به انجام آزمايش‌هاي اضافي باشد اما اين آزمايش‌ها انجام نگيرد و لذا استفاده از ضريب $\kappa = 1$ قابل توجيه نباشد.

2- در صورتي‌كه مشخصات مكانيكي اعضا داراي ضريب تغييرات C.O.V بزرگ‌تر از 25% باشند.

3- در صورتي‌كه اعضا شامل مصالح با مشخصات نامعلوم باشند.

6-3- ملزومات و فرضيات طراحي

6-3-1- مدل‌سازي

6-3-1-1- كليات

در مراحل بهسازي اعضاي بتني سازه‌هاي موجود بايد ضوابط آيين‌نامه‌ي بتن ايران به‌جز مواردي كه در اين دستورالعمل مشخص شده‌اند، رعايت شوند.

در بررسي آسيب‌پذيري ساختمان، ارزيابي نياز و ظرفيت لرزه‌اي اعضاي بتن مسلح بايد حداقل براي مقاطعي در طول عضو انجام شود كه پاسخ‌هاي ناشي از بارهاي جانبي و ثقلي در آن مقاطع بيش‌ترين تاثير را دارند و نيز در مقاطعي كه شكل مقطع يا تعداد آرماتور تغيير مي‌كند و منتج به كاهش مقاومت مي‌شود يا تغييرات ناگهاني در مقطع آرماتورها (مثل محل وصله‌ها) ممكن است منجر به تمركز تنش و گسيختگي زودرس شوند.

6-3-1-2- سختي

سختي قطعات بايد به كمك روش‌هاي متداول معتبر، با درنظرگرفتن اثرات سختي‌هاي محوري، برشي و خمشي محاسبه شود. تراز تغييرشكلي كه در اعضا به خاطر بار ثقلي و جانبي ايجاد مي‌شود نيز بايد در محاسبه‌ي سختي ملحوظ شود. در بندهاي زير نكاتي در مورد نحوه‌ي درنظرگيري سختي اعضا در مدل‌سازي ارايه شده‌اند. بند (6-3-1-2-1) ضوابطي براي تعيين سختي اعضا براي مدل‌سازي جهت تحليل خطي و بند (6-3-1-2-2) ضوابطي براي نحوه‌ي مدل‌سازي سختي اعضا جهت تحليل غيرخطي ارايه مي‌نمايند.

6-3-1-2-1- روش‌هاي خطي

اگر پاسخ‌هاي سازه براي طراحي، به كمك روش‌هاي خطي فصل 3 تعيين شوند سختي موثر قطعه برابر با سختي سكانت نقطه-ي تسليم قطعه است. به عبارت ديگر سختي موثر برابر است با شيب خطي در منحني نيرو- تغييرمكان كه مبدا را به نقطه‌ي تسليم وصل مي‌نمايد. در صورتي‌كه با تحليل بتوان نشان داد كه استفاده از سختي‌هاي بيش‌تر با توجه به سطح بارهاي طراحي امكان‌پذير است مي‌توان از اين مقادير استفاده كرد. در مواردي كه نتوان سختي را به روش فوق محاسبه نمود مي‌توان براي محاسبه‌ي سختي‌هاي موثر از جدول (6-2) استفاده نمود.

6-3-1-2-2- روش‌هاي غيرخطي

اگر پاسخ‌هاي سازه براي طراحي، به كمك روش‌هاي غيرخطي فصل 3 تعيين شوند، رابطه‌ي بار– تغييرشكل قطعات به صورت روابطي غيرخطي بيان مي‌شوند، مگر حالتي‌كه مشخص باشد كه تحت بارهاي واردشده پاسخ غيرخطي در سازه اتفاق نمي‌افتد كه طبعا مي‌توان از روابط خطي استفاده كرد. روابط نيرو- تغييرمكان غيرخطي بايد بر پايه‌ي مدارك آزمايشگاهي و يا مطابق مقادير

ارايه‌شده در بخش‌هاي (6-5) و (6-6) تعيين شوند. براي روش استاتيكي غيرخطي، مي‌توان از رابطه‌ي كلي نيرو- تغييرشكل كـه در شكل (6-1) نشان‌داده‌شده است يا منحني‌هاي ديگري كه رفتار را تحت افزايش يكنواي تغييرشكل نشان مي‌دهند، استفاده كرد.

جدول (6-2): مقادير سختي‌هاي موثر

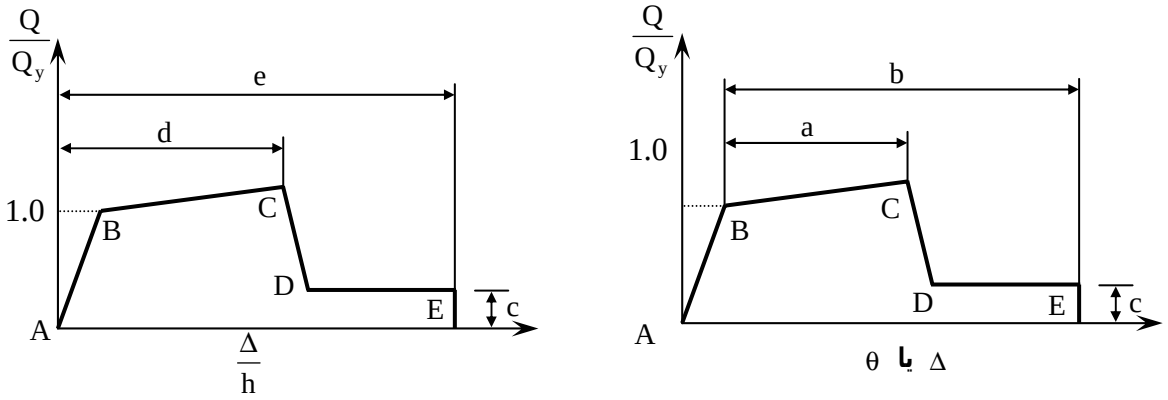
عضو	سختي محوري	سختي برشي	سختي خمشي
تير غيرپيش‌تنيده	—	$0/4\ E_cA_w$	$0/35\ E_cI_g$
تير پيش‌تنيده	—	$0/4\ E_cA_w$	E_cI_g
ستون با بارمحوري فشاري ناشي از بار ثقلي طراحي بزرگ‌تر از $0/5\ A_gf_c$	E_cA_g	$0/4\ E_cA_w$	$0/7\ E_cI_g$
ستون با بار محوري فشاري ناشي از بار ثقلي طراحي كم‌تر از $0/3\ A_gf_c$ يا بار كششي	E_sA_s	$0/4\ E_cA_w$	$0/5\ E_cI_g$
ديوار بدون ترك	E_cA_g	$0/4\ E_cA_w$	$0/7\ E_cI_g$
ديوار با ترك	E_cA_g	$0/4\ E_cA_w$	$0/35\ E_cI_g$
دال تخت غيرپيش‌تنيده	—	$0/4\ E_cA_g$	$0/35\ E_cI_g$
دال تخت پيش‌تنيده	—	$0/4\ E_cA_g$	$0/35\ E_cI_g$

توضيح:

مي‌توان مقدار I_g براي تيرهاي T شكل را دو برابر مقدار I_g براي جان آن‌ها درنظرگرفت. در غير اين صـورت محاسـبه‌ي I_g بايد با درنظرگرفتن پهناي موثر مطابق بند (6-3-1-3) انجام شود. در سختي برشي مقدار $0/4\ E_c$ بيان‌گـر مـدول برشـي بـتن مي‌باشد. براي ستون‌ها با بار محوري مابين حدود داده‌شده در جدول مي‌توان از درون‌يابي خطي استفاده كرد يا مقدار بحراني‌تر را اختيار كرد.

براي روش ديناميكي غيرخطي، روابط نيرو- تغييرشكل بايد هم رفتار را تحت افزايش يكنواي تغييرشـكل و هـم تحـت چنـدين چرخه‌ي تغييرشكل مطابق بند (6-3-2) نشان دهند.

در شكل (6-1) رابطه‌ي كلي بار– تغييرشكل رسم شده است. اين رابطه از نقطه‌ي A (عضـو فاقـد بارگـذاري) تـا يـك نقطـه‌ي تسليم موثر در B، خطي است و بين نقاط B و C سختي كاهش‌يافته‌اي به صورت خطي وجود دارد كه بـا يـك كـاهش ناگهـاني در مقاومت در برابر بارجانبي از نقطه‌ي C به نقطه‌ي D مي‌رسد و تا نقطه‌ي E ثابت مي‌ماند. سرانجام درايـن نقطـه مقاومـت بـه صـفر كاهش مي‌يابد. شيب از A تا B را مي‌توان مطابق ضوابط بند (6-3-1-2-1) محاسبه كـرد. شـيب از نقطـه‌ي B تـا نقطـه‌ي C، بـا ناديده‌گرفتن اثرات بارهاي ثقلي بر تغييرشكل جانبي، بين صفر تا 10% شيب اوليه منظور مي‌شود مگر اينكه شيب ديگري با آزمايش يا تحليل، بهتر تشخيص‌داده شود. نقطه‌ي C داراي عرضي برابر با مقاومت عضو و طولي برابر با مقدار تغييرمكاني كه در آن كـاهش شديد مقاومت آغاز مي‌شود، مي‌باشد. در صورتي‌كه معلوم باشد مقدار پاسخ از نقطه‌ي C نخواهد گذشـت، مـي‌تـوان رابطـه‌ي نيـرو– تغييرشكل را تنها با نقاط A وB وC به جاي تمام نقاط A تا E نشان داد. مقادير عددي براي نقاط نشان داده شده در شكل (6-1) در بخش (6-5) داده شده‌اند. استفاده از روابط ديگر براي نيرو- تغييرشكل در صورتي‌كه با آزمايش يا تحليل تاييد شوند مجاز است.



شكل (6-1): رابطه‌ي بار– تغييرشكل كلي (تعميم‌يافته) براي اعضا و اجزاي بتني

6-3-1-3- اعضاي متشكل از بال و جان

در تيرهايي كه شامل بال و جان بوده و به صورت يكپارچه عمل مي‌نمايند، مقاومت و سختي مركب بال و جان براي خمش و نيروهاي محوري بايد محاسبه شود كه به اين منظور بايد پهنايي از بال موثر در هر طرف از جان به همراه آن درنظرگرفته شود. محاسبه‌ي عرض موثر بايد طبق ضوابط بند (10-7-4) آيين‌نامه‌ي بتن ايران (آبا) صورت پذيرد.

زماني كه بال تحت فشار است، نيروهاي محوري و خمشي توسط بتن و آرماتورهايي كه داخل پهناي موثر قرار مي‌گيرند مقاومت مي‌شوند. زماني كه بال تحت كشش است فقط آرماتورهاي طولي كه داخل پهناي موثر قرار مي‌گيرد را در محاسبه‌ي مقاومت خمشي و محوري بايد به‌كار برد به شرطي كه طول مهاري آرماتورها بعد از مقطع بحراني كافي باشد. فرض مي‌شود آن قسمت از بال كه بيرون از پهناي جان واقع است، در تحمل نيروي برشي موثر نمي‌باشد.

در ديوارهاي شامل بال و جان، پهناي موثر بايد طبق بند (20-5-3-1-4) آيين‌نامه‌ي بتن ايران درنظرگرفته شود.

6-3-2- مقاومت

پارامترهاي رفتاري و تلاش‌هاي موجود در اعضاي يك ساختمان را مي‌توان به دو گروه «كنترل‌شونده توسط تغييرشكل» و «كنترل‌شونده توسط نيرو» مطابق تعاريف بخش (2-4) تقسيم كرد. با توجه به طبيعت شكل‌پذير پارامترها و تلاش‌هاي كنترل‌شونده توسط تغييرشكل و طبيعت رفتار ترد پارامترها و تلاش‌هاي كنترل‌شونده توسط نيرو، نحوه‌ي محاسبه‌ي مقاومت‌هاي طراحي آن‌ها با هم متفاوت مي‌باشد. مقاومت‌هاي طراحي براي پارامترهاي كنترل‌شونده توسط تغييرشكل و كنترل‌شونده توسط نيرو را مي‌توان به ترتيب مطابق ضوابط بندهاي (6-3-2-1) و (6-3-2-2) محاسبه كرد.

اعضاي ساختمان بايد مطابق بند (6-3-2-3) به سه دسته داراي نياز شكل‌پذيري كم، متوسط يا زياد تقسيم شوند. نياز شكل‌پذيري يك عضو، همان طوري‌كه در بخش‌هاي بعد ديده مي‌شود، در ضوابط پذيرش آن موثر مي‌باشد.

زمانی‌که مقاومت و تغییرشکل اعضا از طریق آزمایش مشخص شوند، آزمایش باید معرف اندازه ها، جزییات و سطح تنشي در اعضا باشد که در بار طرح خواهند داشت. مقاومت و تغییرشکل اعضاي بتني باید برمبناي مقادیر حاصل از بارگذاري زلزله شامل سه چرخه‌ي کامل رفت و برگشتي تا سطح تغییرمکان طراحي باشد، مگر این‌که با درنظرگرفتن مدت زلزله و خصوصیات دینامیکي ساختمان، تعداد چرخه‌ي بیشتر یا کم‌تري به‌دست آید.

6-3-2-3-1- تلاش‌هاي کنترل‌شونده توسط تغییرشکل

مقاومت‌هاي اعضا نظیر تلاش‌هاي کنترل‌شونده توسط تغییرشکل همان «مقاومت‌هاي مورد انتظار»، Q_{CE}، معرفي‌شده در بند (2-4-2) بوده که برابر مقاومت‌هاي آزمایشگاهي یا مقاومت‌هاي به‌دست‌آمده از روش‌هاي محاسباتي براساس اصول متداول مقاومت مصالح مي‌باشند. مقاومت مورد انتظار، متوسط بیش‌ترین مقاومت‌هاي به‌دست‌آمده از آزمایش تعدادي از اعضا است که در معرض تغییرشکل‌هایي مشابه آنچه عضو موردنظر احتمالا تجربه خواهدکرد قرار گرفته‌اند.

چنانچه براي تعیین مقاومت مورد انتظار از محاسبه استفاده شود در محاسبات از خصوصیات مورد انتظار مصالح استفاده مي‌شود. در محاسبه‌ي مقاومت‌هاي مورد انتظار، به جز در مواردي که در این دستورالعمل روش خاصي ارایه شده باشد، همان روش‌هاي ارایه-شده در آیین‌نامه‌ي بتن ایران براي محاسبه‌ي مقاومت‌هاي نهایي طراحي در این مورد هم به‌کار مي‌روند. با این تفاوت که ضرایب ایمني جزیي مقاومت بتن و فولاد برابر یك فرض مي‌شود. علاوه بر این مقاومت مشخصه‌ي فولاد را در محاسبات مي‌توان با درنظرگرفتن اثر اضافه مقاومت و سخت‌شدگي کرنش درنظر گرفت. براي این منظور معمولا مي‌توان مقاومت مشخصه‌ي فولاد را 1/15 برابر مقاومت اسمي تسلیم آن فرض نمود.

معیارهاي پذیرش براي تلاش‌هاي کنترل‌شونده توسط تغییرشکل در بخش‌هاي (6-4) و (6-5) آورده شده است.

6-3-2-3-2- تلاش‌هاي کنترل‌شونده توسط نیرو

مقاومت‌هاي متناظر با تلاش‌هاي کنترل‌شونده توسط نیرو باید برابر کرانه‌ي پایین مقاومت، Q_{CL}، طبق بند (2-4) فرض شود. این مقاومت را مي‌توان از آزمایش به‌دست آورد و یا روش‌هاي متداول مقاومت مصالح را براي این منظور استفاده کرد. کرانه‌ي پایین مقاومت به عنوان «مقدار متوسط منهاي یك انحراف معیار» مقاومت‌هاي به‌دست‌آمده از اعضایي است که تحت تغییرشکل‌ها و چرخه‌ي بارگذاري مشابه آنچه عضو بتني احتمالا تجربه خواهد کرد، مي‌باشد. اگر از محاسبه براي تعیین کرانه‌ي پایین مقاومت‌ها استفاده مي‌شود از کرانه‌ي پایین خصوصیات مصالح (مشخصات اسمي آن‌ها) در این محاسبات باید استفاده کرد. به‌جز در مواردي که در این دستورالعمل روش خاصي ارایه شده باشد، روش‌هاي ارایه‌شده در آیین‌نامه‌ي بتن ایران براي محاسبه‌ي مقاومت‌هاي طراحي در این مورد هم به‌کار مي‌روند با این تفاوت که ضرایب ایمني جزیي مقاومت بتن و فولاد برابر یك فرض مي‌شود.

6-3-2-3-3- طبقه‌بندي نیاز شکل‌پذیري عضو

در مواردي که ملاحظات این فصل طبقه بندي نیاز شکل پذیري را طلب مي‌نماید اعضا به اعضاي با نیاز شکل‌پذیري کم، متوسط و زیاد طبقه‌بندي مي‌شوند. این طبقه‌بندي بر پایه‌ي بیش‌ترین مقدار نسبت نیاز به ظرفیت (DCR) از روش‌هاي خطي مطابق بند (2-3-1) یا نسبت شکل‌پذیري محاسبه‌شده از روش‌هاي غیرخطي قرارداشته و طبق جدول 6-3 مي‌باشد.

جدول (6-3): طبقه‌بندي نياز شكل‌پذيري اعضا

نياز شكل‌پذيري	حداكثر مقدار DCR يا نسبت شكل‌پذيري
كم	كوچك‌تر از 2
متوسط	بين 2 تا 4
زياد	بزرگ‌تر از 4

6-3-3- بارهاي محوري و خمشي

مقاومت خمشي با يا بدون نيروي محوري بايد مطابق با ضوابط آيين‌نامه‌ي بتن ايران يا روش‌هاي مورد قبول ديگر محاسبه شوند. ظرفيت‌هاي مقاومت و تغييرشكل اعضا بايد با درنظرگرفتن طول گيرايي موجود براي ميلگردهاي طولي مطابق ضوابط بند (6-3-5) محاسبه شوند.

براي ستون‌هاي بتني كه تحت اثر توام نيروي محوري و خمش دومحوره قرار دارند، مقاومت بايد با درنظرگرفتن اثر خمش دومحوره به‌دست آيد. در صورتي‌كه از روش‌هاي خطي استفاده شود، نيروي محوري طراحي، P_{UF}، بايد بر اساس تركيب بارهاي كنترل‌شونده توسط نيرو مطابق بند (3-4-1-1-2) به دست آيد. لنگرهاي طراحي، M_{UD}، بايد حول هر محور اصلي بر اساس تركيب بارهاي كنترل‌شونده توسط تغييرشكل مطابق بند (3-4-1-1-1) به دست آيد. ملاك پذيرش براساس معادله‌ي زير است:

$$\left(\frac{M_{UD_x}}{m_x \kappa M_{CE_x}}\right)^2 + \left(\frac{M_{UD_y}}{m_y \kappa M_{CE_y}}\right)^2 \le 1 \qquad (6\text{-}1)$$

كه در آن:

M_{UD_x}: لنگر خمشي طراحي حول محور x براي نيروي محوري P_{UF}

M_{UD_y}: لنگر خمشي طراحي حول محور y براي نيروي محوري P_{UF}

M_{CE_x}: مقاومت خمشي مورد انتظار حول محور x با حضور نيروي محوري P_{UF}

M_{CE_y}: مقاومت خمشي مورد انتظار حول محور y با حضور نيروي محوري P_{UF}

κ: ضريب آگاهي

m_x: ضريب m ستون براي خمش حول محور x

m_y: ضريب m ستون براي خمش حول محور y

استفاده از روش‌هاي ديگري كه مبتني براصول معتبر مقاومت مصالح و مكانيك باشند نيز مجاز مي‌باشد.

6-3-3-1- حد کرنش قابل استفاده

در صورتي‌که اثر محصورشدگي بتن توسط آرماتورهاي عرضي موجود نباشد، حداکثر کرنش قابل‌قبول در دورترين تار فشاري بتن نبايد از 0/0035 تجاوز نمايد مگر اين‌که بر پايه‌ي مستندات آزمايشگاهي امکان استفاده از کرنش‌هاي بزرگ‌تر موجود باشد. حداکثر کرنش فشاري قابل‌قبول در صورتي‌که بتن توسط آرماتور عرضي محصورشده باشد را مي‌توان براساس داده‌هاي آزمايشگاهي يا روابط معتبر به نحوي تعيين نمود که مسايلي از قبيل گسيختگي آرماتورهاي عرضي، کمانش آرماتورهاي طولي و کاهش مقاومت اجزا در سطوح تغييرشکل‌هاي بزرگ درنظرگرفته شود. حداکثر کرنش فشاري در آرماتور طولي نبايد از 0/02 و حداکثر کرنش کششي در آرماتور طولي نبايد از 0/05 تجاوز نمايد.

6-3-4- برش و پيچش

مقاومت‌هاي برشي و پيچشي بايد مطابق ضوابط آيين‌نامه‌ي بتن ايران محاسبه شوند مگر در مواردي که در اين دستورالعمل اشاره شود.

درون نواحي جاري‌شده اجزا با نياز شکل‌پذيري متوسط يا بالا، مقاومت برشي و پيچشي بايد مطابق با روش‌هاي مربوط به اعضاي شکل‌پذير (مثلا ضوابط فصل بيستم آيين‌نامه‌ي بتن ايران) محاسبه شود. داخل نواحي جاري‌شده اعضاي داراي نياز شکل‌پذيري کم و خارج نواحي جاري‌شده براي اعضاي با هر سطح از نياز شکل‌پذيري، مقاومت برشي طراحي ممکن است با روش‌هاي معمول (مثلا ضوابط فصل دوازدهم آيين‌نامه‌ي بتن ايران) براي پاسخ‌هاي ارتجاعي موثر محاسبه شوند.

اگر فاصله‌ي آرماتورهاي عرضي زياد باشد و يا شکل آن‌ها شرايط لازم را نداشته باشد، نمي‌توان تمام آرماتورهاي عرضي را موثر فرض کرد در موارد زير فرض مي‌شود آرماتور عرضي حداکثر 50% در تحمل برش يا پيچش موثر است:

1 – فاصله‌ي طولي آرماتورهاي عرضي بيش از نصف عمق موثر عضو اندازه‌گيري‌شده در جهت برش باشد؛

2 – در تيرها و ستون‌هايي که تنگ‌ها داراي وصله‌ي پوششي هستند يا قلاب‌ها به اندازه‌ي کافي در هسته‌ي بتن مهار نشده‌اند اگر تنگ‌ها در محدوده‌اي از عضو با نياز شکل‌پذيري متوسط واقع باشد.

در صورتي‌که اين شرايط در محدوده‌اي از عضو با نياز شکل‌پذيري زياد برقرار باشد آرماتورهاي عرضي بي‌اثر فرض مي‌شوند.

اگر فاصله‌ي طولي آرماتورهاي عرضي بيش از اندازه‌ي عمق موثر قطعه در راستاي برش اعمال‌شده باشد، اين آرماتورهاي عرضي در محاسبه‌ي مقاومت برشي و پيچشي بي‌اثر فرض مي‌شوند.

مقاومت برش اصطکاکي بايد مطابق بخش (12-13) از آيين‌نامه‌ي بتن ايران محاسبه شود و در آن بارهاي محوري ناشي از اثرات زلزله و ثقلي نيز درنظرگرفته شوند. هنگامي که بهسازي ايجاب کند که بتن‌ريزي به صورت بتن خشك (dry-pack) و بالاي سر اجرا شود، ضريب اصطکاك برشي μ بايستي برابر با 70% مقدار معين‌شده در آيين‌نامه گرفته شود.

6-3-5- طول گيرايي و وصله‌هاي آرماتور

طول گيرايي آرماتورهاي مستقيم، خم‌دار و طول پوشش در وصله‌هاي پوششي بايد مطابق با ضوابط آيين‌نامه‌ي بتن ايران و با توجه به نکات زير درنظرگرفته شود:

1 - برحسب نوع نياز شکل‌پذيري اعضا مطابق بند (6-3-2-3) ضوابط زير بايد رعايت شوند:

الف – اعضا با نياز شكل‌پذيري كم: در تمام مقاطع اين اعضا، آرماتورها بايد ضوابط فصل هجدهم آيين‌نامه‌ي بتن ايران را در مورد طول گيرايي تامين نمايند.

ب – اعضا با نياز شكل‌پذيري متوسط و زياد: در مقاطعي كه در نواحي جاري‌شده‌ي اعضا واقع مي‌باشند، بايد ضوابط فصل بيستم آيين‌نامه‌ي بتن ايران در مورد طول گيرايي رعايت شود. در مقاطع واقع در خارج از نواحي جاري‌شده‌ي اعضا، بايد ضوابط فصل هجدهم آيين‌نامه‌ي بتن ايران در مورد طول گيرايي رعايت شود.

طول وصله‌ي پوششي، براي تمام انواع وصله، برابر طول گيرايي آرماتور مستقيم در كشش مي‌باشد.

2 – نحوه‌ي درنظرگرفتن اثر وجود طول گيرايي ناكافي: وقتي طول گيرايي آرماتور مستقيم، خم‌دار و طول وصله، شرايط بند 1 را تامين نمي‌نمايد، حداكثر ظرفيت آرماتور از رابطه‌ي (6-2) به‌دست مي‌آيد:

$$f_s = \frac{1_b}{1_d} f_y \qquad (2\text{-}6)$$

كه در اين رابطه:

f_s: حداكثر تنشي كه مي‌تواند در ميلگرد به طول 1_b به وجود آيد، حداكثر f_s برابر با f_y مي‌باشد؛

1_d: طول موردنياز طبق آيين‌نامه‌ي بتن ايران براي طول وصله و طول‌هاي گيرايي آرماتورهاي مستقيم يا قلاب‌دار. طول وصله‌ها را مي‌توان برابر طول گيرايي آرماتور مستقيم در كشش در نظر گرفت؛

f_y: تنش تسليم ميلگردها.

ميزان تنش قابل‌تحمل آرماتور، f_s، به فاصله‌ي آرماتورهاي عرضي نيز بستگي دارد. اگر آرماتورهاي عرضي در طول گيرايي داراي فواصلي كم‌تر از يك سوم عمق موثر هستند، مي‌توان فرض كرد كه آرماتور قادر به حفظ حداكثر تنش محاسبه‌شده تا نيازهاي شكل‌پذيري زياد مي‌باشد. اگر فاصله‌ي آرماتورهاي عرضي بيشتر باشد، بايد فرض نمود كه تنش قابل ايجاد در آرماتور، وقتي كه نياز شكل‌پذيري يا DCR برابر 2 مي‌شود از f_s به $0/2 f_s$ كاهش يابد.

3 – نحوه‌ي درنظرگرفتن اثر وجود طول مهار (مدفون) ناكافي: مقاومت ميلگردهاي آجدار مستقيم كه در مقاطع بتني يا اتصالات تير- ستون مهارشده و پوشش روي آن‌ها كم‌تر از $3 d_b$ نباشد را مي‌توان مطابق رابطه‌ي (6-3) محاسبه نمود:

$$f_s = \frac{17.2}{d_b} 1_e \le f_y \qquad (3\text{-}6)$$

در اين معادله f_s حداكثر تنشي (برحسب نيوتن بر ميلي‌مترمربع) است كه در ميلگردي مهارشده با طول قرارگيري 1_e (برحسب ميلي‌متر) قابل‌ايجاد است. d_b قطر ميلگرد (به ميلي‌متر) و f_y تنش تسليم ميلگرد (برحسب نيوتن بر ميلي‌مترمربع) مي‌باشد. مقدار f_s نبايد بزرگ‌تر از f_y اختيار شود.

اثر نوع نياز شكل‌پذيري عضو نيز بايد درنظرگرفته شود. اگر f_s كم‌تر از f_y باشد و تنش محاسباتي در ميلگرد ناشي از بارهاي طراحي مساوي يا بزرگ‌تر از f_s باشد، در اين صورت بايد حداكثر تنش قابل ايجاد در آرماتو را وقتي نياز شكل‌پذيري يا DCR برابر 2 مي‌شود از مقدار f_s به مقدار $0/2 f_s$ كاهش داد. در تيرهايي كه طول مهار ميلگردهاي پاييني آن‌ها در اتصالات تير- ستون كوتاه مي‌باشد، در محاسبه‌ي مقاومت خمشي آن‌ها بايد محدوديت تنش مطابق معادله (6-3) درنظرگرفته شود.

4 – براي آرماتورهاي صاف (بدون آج) مستقيم، خم‌دار يا وصله‌دار، بايد طول گيرايي و وصله را برابر مقادير تعيين‌شده توسط آيين‌نامه‌ي بتن ايران براي آرماتورهاي صاف (بند 18-2-2-2 آيين‌نامه‌ي بتن ايران) درنظرگرفت مگر اين‌كه از طريق روش‌هاي آزمايشگاهي يا محاسباتي يا استفاده از ساير استانداردهاي معتبر، بتوان طول گيرايي و وصله‌ي ديگري را به‌دست آورد.

5 – آرماتورهاي ريشه (آرماتور زبانه، آرماتور اتصال) كه در حين عمليات بهسازي به سازه اضافه مي‌شوند را در صورتي مي‌توان فرض كرد كه قادر به رسيدن به تنش جاري‌شدن مي‌باشند كه تمام شرايط زير محقق شده باشند:

5-1- سوراخ‌هاي ايجادشده در بتن جهت آرماتورهاي ريشه توسط برس‌هاي زبر با طولي بيش از طول سوراخ به خوبي تميز شده باشند؛

5-2- طول مدفون آرماتور، 1_e كم‌تر از $10\,d_b$ نباشد؛

5-3- حداقل فاصله‌ي بين آرماتورهاي ريشه كم‌تر از 41_e و حداقل فاصله‌ي لبه كم‌تر از 21_e نباشد. در صورتي‌كه آرماتورهاي ريشه اين شرايط را اقناع نكنند، مقادير مقاومت طراحي آن‌ها بايد توسط انجام آزمايش مشخص شود. جهت اطمينان از تطبيق مقاومت‌هاي طراحي با ضوابط بند (6-3-6) بايد مبادرت به نمونه‌گيري در محل نمود.

6-3-6- اتصالات

اتصالاتي كه جهت وصل‌كردن دو يا چند عضو به‌كار مي‌رود را مي‌توان بسته به نوع سيستم مهاري آن‌ها به دو نوع «درجا ريخته‌شده» (Cast-in-place) و يا «بعدا نصب‌شده» (Post Installed) تقسيم نمود.

6-3-6-1- سيستم‌هاي «درجا ريخته‌شده»

تلاش‌هاي اعضا در اتصالات درجا ريخته‌شده، شامل نيروهاي برشي، نيروهاي كششي، لنگرهاي خمشي و غيره، به عنوان پارامترهاي كنترل‌شونده توسط نيرو درنظرگرفته مي‌شوند. مانند ساير پارامترهاي كنترل‌شونده توسط نيرو، كرانه‌ي پايين مقاومت به عنوان ظرفيت مقاومت درنظرگرفته مي‌شود. حد پايين مقاومت اتصالات بايد براساس مقادير نهايي حاصل از آيين‌نامه‌ي بتن ايران و با فرض ضريب كاهش مقاومت يا ضرايب جزيي ايمني برابر يك محاسبه شود.

ظرفيت مهارهايي كه در محل‌هايي قرار دارند كه احتمال ترك‌خوردگي در آنجا مي‌رود، بايد به نصف كاهش داده شود.

6-3-6-2- سيستم‌هاي «بعدا نصب‌شده»

تلاش‌هاي اعضا در سيستم اتصالات «بعدا نصب‌شده» به عنوان پارامترهاي كنترل‌شونده توسط نيرو درنظرگرفته مي‌شود. لذا كرانه‌ي پايين مقاومت آن‌ها به عنوان ظرفيت مقاومتشان درنظرگرفته مي‌شود. كرانه‌ي پايين ظرفيت مهارهاي «بعدا نصب‌شده» بايد براساس مقدار «ميانگين منهاي يك انحراف معيار» مقادير نهايي كه در گزارش‌هاي آزمايشگاهي معتبر چاپ شده باشد، تعيين شود.

7-3-6- ضوابط كلي بهسازي

در صورتي‌كه مشخص شود بعضي اعضاي بتني در يك ساختمان موجود واجد شرايط لازم جهت تامين عملكرد انتخابي براي ساختمان نمي‌باشند، اين اعضا بايد بهسازي يا تعويض شوند و يا اين‌كه ساختمان بايد به نحوي بهسازي شود كه اعضاي فوق‌الذكر

در شرايط جديد ساختمان مشكلي در جهت تامين سطح عملكرد موردنظر براي ساختمان ايجاد ننمايند. در صورتي‌كه تصميم بر تعويض عضو گرفته شود، عضو جديد بايد براساس آيين‌نامه‌ي بتن ايران طراحي شود.

اصول و ضوابط اين دستورالعمل مي‌تواند به عنوان معيار بررسي روش‌هاي بهسازي انتخابي قرار بگيرد تا از تطبيق شرايط ساختمان بهسازي‌شده با سطح عملكرد موردنظر اطمينان حاصل شود. اثرات بهسازي روي سختي، مقاومت و قابليت تغييرشكل ساختمان بايد در ساخت مدل تحليلي ساختمان بهسازي‌شده درنظرگرفته شود. با توجه به تغييرشكل‌هاي مورد انتظار در سطح عملكرد انتخابي، بايد سازگاري اعضاي موجود و جديد كنترل شود.

اتصالات موردنياز جهت وصل‌كردن اعضاي موجود و جديد ساختمان بايد واجد شرايط ضوابط بند (6-3-6) و ساير ضوابط اين دستورالعمل باشند.

6-4- سيستم‌هاي سازه‌اي

در دو بخش (6-4) و (6-5) ضوابط مربوط به مدل‌سازي و طراحي سيستم‌هاي سازه‌اي بتني و اجزاي سازه‌اي بتني ارايه مي‌شوند. سيستم‌هاي سازه‌اي كه موضوع بخش حاضر مي‌باشند به چهار دسته‌ي كلي قاب‌هاي خمشي بتني، قاب‌هاي بتني پيش‌ساخته، قاب‌هاي بتني با ميان‌قاب و قاب‌هاي بتني مهاربندي‌شده تقسيم شده‌اند كه در بندهاي (6-4-1) تا (6-4-4) ضوابط هر سيستم مشخص شده است.

6-4-1- قاب‌هاي خمشي بتني

6-4-1-1- انواع قاب‌هاي خمشي بتني

قاب‌هاي خمشي بتني به عنوان سازه‌اي كه اجزاي اصلي آن‌ها عبارتند از: اعضاي قابي افقي (تيرها، دال‌ها)، اعضاي قابي عمودي (ستون‌ها) و اتصالات مابين اجزاي قابي افقي و عمودي، تعريف مي‌شوند.

ضوابط اين بند شامل قاب‌هايي است كه به صورت يكپارچه ريخته شده باشند و نيز قاب‌هاي يكپارچه ريخته‌شده‌اي كه با اضافه-شدن اجزاي جديد ايجاد شده باشند. قاب‌هايي كه مشمول ضوابط اين بند هستند عبارتند از: قاب‌هاي خمشي بتن مسلح تير- ستوني، قاب‌هاي پيش‌تنيده (پس‌كشيده) تير- ستوني و قاب‌هاي خمشي دال- ستوني.

سيستم‌هاي قابي ديگر شامل قاب‌هاي بتني پيش‌ساخته، قاب‌هاي بتني با ميان‌قاب (پركننده) و قاب‌هاي بتني مهاربندي‌شده بايد از ضوابط بندهاي (6-4-2)، (6-4-3) و (6-4-4) تبعيت نمايند.

6-4-1-1-1- قاب‌هاي خمشي بتن مسلح تير– ستوني

قاب‌هاي خمشي بتن مسلح تير- ستوني قاب‌هايي هستند كه شرايط زير را ارضا نمايند:

1 – اجزاي قاب شامل تيرها (با يا بدون دال)، ستون‌ها و اتصالات آن‌ها مي‌باشند؛

2 – تيرها و ستون‌ها از ساخت يكپارچه برخوردارند كه امكان انتقال لنگر بين تيرها و ستون‌ها فراهم شود؛

3 – آرماتورهاي اصلي در اجزايي كه براي تحمل بار جانبي درنظرگرفته شده‌اند، پيش‌تنيده نمي‌باشند.

قاب‌هاي خمشي با شكل‌پذيري كم، قاب‌هاي خمشي با شكل‌پذيري متوسط و قاب‌هاي خمشي با شكل‌پذيري زياد، به نحوي كه در فصل بيستم آيين‌نامه‌ي بتن ايران تعريف شده‌اند شرايط فوق‌الذكر را دارند.

البته قاب‌هايي كه سه شرط فوق را دارا بوده ولي فاقد ضوابط فصل بيستم آيين‌نامه‌ي بتن ايران مي‌باشند نيز در گروه‌هاي قاب‌هاي خمشي بتن مسلح تير- ستوني قرار دارند.

6-4-1-1-2- قاب‌هاي خمشي بتني پيش‌تنيده‌ي تير- ستوني

قاب‌هاي خمشي بتني پيش‌تنيده‌ي تير- ستوني قاب‌هايي هستند كه شرايط زير را ارضا نمايند:

1 – اجزاي قاب شامل تيرها (با يا بدون دال)، ستون‌ها و اتصالات آن‌ها مي‌باشند؛

2 – قاب‌ها بايد داراي ساخت يكپارچه بوده به نحوي كه امكان انتقال لنگر بين تيرها و ستون‌ها فراهم شود؛

3 – آرماتورهاي اصلي در تيرهايي كه در تحمل بار جانبي شركت دارند بايد شامل آرماتورهاي پيش‌تنيده با يا بدون ميلگرد از جنس فولاد نرمه باشند.

6-4-1-1-3- قاب‌هاي خمشي دال- ستوني

قاب‌هاي خمشي دال- ستوني قاب‌هايي هستند كه شرايط زير را ارضا نمايند:

1 – اجزاي قاب شامل دال‌ها (با يا بدون تير در جهت عرضي)، ستون‌ها و اتصالات آن‌ها مي‌باشند؛

2 – قاب‌ها بايد داراي ساخت يكپارچه بوده به نحوي كه امكان انتقال لنگر بين دال‌ها و ستون‌ها فراهم شود؛

3 – آرماتورهاي اصلي در دال‌هايي كه در تحمل بار جانبي مشاركت دارند مي‌توانند شامل آرماتور معمولي غيرپيش‌تنيده، آرماتور پيش‌تنيده يا هر دو نوع باشند.

هم قاب‌هايي كه به عنوان جزيي از سيستم مقاوم در برابر بار جانبي درنظرگرفته شده‌اند و هم قاب‌هايي كه در طراحي اوليه به عنوان جزيي از سيستم مقاوم در برابر بار جانبي درنظرگرفته نشده‌اند، مشمول دسته‌بندي فوق‌الذكر خواهند بود.

6-4-1-2- قاب‌هاي خمشي بتن مسلح تير- ستوني

6-4-1-2-1- ملاحظات كلي

مدل تحليلي يك عضو قاب تير- ستوني بايد مشخصات مقاومت، سختي و ظرفيت تغييرشكل تيرها، ستون‌ها، اتصالات تير- ستون و ساير اجزاي قاب شامل اتصال به ساير اعضا را شامل باشد. احتمال گسيختگي در تمام مقاطع در طول هر عضو ناشي از خمش، برش يا گيرايي آرماتور بايد درنظرگرفته شود. اندركنش با ساير اعضا، شامل اعضا و اجزاي غيرسازه‌اي بايد ملحوظ شود.

عملكرد دال به عنوان ديافراگمي‌كه اعضاي عمودي را به هم متصل مي‌نمايد بايد در مدل‌سازي درنظرگرفته شود. در تخمين سختي، مقاومت و ظرفيت تغييرشكل تيرها، بايد عملكرد دال به عنوان بال تير مركب مطابق ضوابط بند (6-3-1-3) درنظرگرفته شود.

رفتار غير ارتجاعي تنها براي اعضا و پارامترهاي پاسخي كه در جداول (6-4) تا (6-6) آورده شده‌اند درنظرگرفته مي‌شود مگر اين‌كه از طريق آزمايش يا تحليل نشان داده شود كه امكان رفتار غيرارتجاعي قابل‌قبول ديگري نيز براي سطح عملكرد انتخابي موجود است. معيارهاي پذيرش بايد طبق ضوابط بند (6-4-1-2-4) باشد.

6-4-1-2-2- سختي

6-4-1-2-2-1- روش‌هاي استاتيكي و ديناميكي خطي

در مدل‌سازي تيرها سختي خمشي و سختي برشي درنظرگرفته شوند و در صورتي‌كه ساخت دال يكپارچه با تيرها بوده، تاثير دال به عنوان بال تير مطابق بند (6-3-1-3) درنظرگرفته شود. در مورد ستون‌ها بايد سختي‌هاي خمشي، برشي و محوري درنظرگرفته شود. اتصالات را مي‌توان صلب فرض نمود. محاسبه‌ي سختي‌هاي موثر طبق ضوابط بند (6-3-1-2) انجام مي‌گيرد.

6-4-1-2-2-2- روش استاتيكي غيرخطي

در صورتي‌كه تحليل سازه توسط روش استاتيكي غيرخطي انجام مي‌گيرد، روابط غيرخطي نيرو- تغييرشكل طبق ضوابط بند (6-3-1-2) مدل‌سازي مي‌شوند.

روابط يكنواي بار- تغييرشكل بايد طبق رابطه‌ي كلي بار- تغييرشكل نشان داده شده در شكل (6-1) درنظرگرفته شوند. رابطه‌ي كلي بار- تغييرشكل بايد به نحوي اختيار شود كه حداكثر مقاومت با ضوابط مقاومت طراحي در بندهاي (6-3-2) و (6-4-1-2-3) مطابقت داشته باشد. تغييرشكل كلي نشان داده شده در شكل (6-1)، براي تيرها و ستون‌ها مي‌تواند ميزان دوران عضو (chord rotation) يا ميزان دوران مفصل خميري درنظرگرفته شود.

در صورتي‌كه رفتار اتصال تير-ستون هم مدل‌سازي شود در اين صورت منظور از تغييرشكل كلي، كرنش برشي اتصال مي‌باشد. مقادير تغييرشكل‌هاي كلي متناظر با نقاط B، C و D بايد با آزمايش يا تحليل منطقي و با درنظرگرفتن اندركنش‌هاي بين خمش، نيروي محوري و برشي انتخاب شوند.

6-4-1-2-2-3- روش ديناميكي غيرخطي

در روش ديناميكي غيرخطي رفتار چرخه‌اي (هيسترتيك) كامل هر عضو بايد با توجه به مشخصاتي كه توسط آزمايش تاييدشده باشند يا با استفاده از مدل‌هاي چرخه‌اي شناخته‌شده مدل‌سازي شوند. از رابطه‌ي كلي بار- تغييرشكل ارايه‌شده در شكل (6-1) مي‌توان به عنوان پوش رفتار چرخه‌اي استفاده كرد. چرخه‌هاي باربرداري و بارگذاري بايد قادر به مدل‌سازي كاهش شديد سختي و مقاومت اعضا باشند.

6-4-1-2-3- مقاومت

مقاومت‌هاي اعضا بايد براساس ضوابط كلي بند (6-3-2) با درنظرگرفتن ضوابط ارايه‌شده در بند حاضر محاسبه شوند. مقاومت حداكثر هرعضو بايد با درنظرگرفتن احتمال گسيختگي تحت كليه‌ي تلاش‌هاي ناشي از تركيبات بارگذاري طراحي شامل بارهاي ثقلي و جانبي، مثل خمش، بارمحوري، برش، پيچش و اثرات مربوط به گيرايي درتمام نقاط عضو موردنظر تعيين شود.

6-4-1-2-1-3- ضوابط تكميلي ستون و اتصالات

در محاسبه‌ي مقاومت ستون‌ها و اتصالات موارد زير بايد در نظرگرفته شوند. در ستون‌ها، مشاركت بتن درمقاومت برشي، V_c را مي‌توان طبق ضوابط فصل دوازدهم آيين‌نامه‌ي بتن ايران (آبا) محاسبه نمود. دراين ارتباط به‌خصوص به بندهاي (12-3-1-3)، (12-3-2-2) و (12-3-2-3) آبا بايد توجه شود. مقاومت برشي ستون كه مبناي ضوابط فصل دوازدهم آبا محاسبه‌شده باشد بايد براي سطح شكل‌پذيري موردنظر اصلاح شود.

1- براي عضو با نياز شكل‌پذيري كم، ضريب اصلاح مقاومت برشي برابر يك مي‌باشد.

2- براي اعضا با شكل‌پذيري متوسط، مقدار ضريب اصلاح را مي‌توان برابر 0/85 فرض نمود.

3- براي عضو با نياز شكل‌پذيري زياد، مقدار ضريب اصلاح برابر 0/7 مي‌باشد.

براي محاسبه‌ي مقاومت برشي در ستون‌هايي كه ضوابط فصل بيستم آبا را دارا مي‌باشند، مي‌توان از ضوابط آبا بدون اعمال ضرايب اصلاحي استفاده كرد. در صورتي‌كه نيروي محوري از روش‌هاي خطي فصل 3 محاسبه‌شده باشد، حداكثر نيروي محوري كه در معادلات محاسبه‌ي مقاومت برشي در فصل دوازدهم آبا استفاده مي‌شود بايد مقدار به‌دست‌آمده از رابطه (3-1) با درنظرگرفتن بار طراحي ثقلي باشد. حداقل نيروي فشاري محوري نيز بايد از رابطه (3-18) محاسبه شود. راه ديگر براي تعيين نيروهاي محوري طراحي جهت استفاده در روش‌هاي خطي فصل سوم، استفاده از روش آناليز حدي مطابق شرايط بند (3-4-1-1) مي‌باشد. براي محاسبه‌ي مقاومت ستون مي‌توان از فرمول‌هاي ديگري كه اثرات تغييرشكل‌هاي غيرارتجاعي و چرخه‌اي را درنظر بگيرند يا براساس شواهد آزمايشگاهي به‌دست‌آمده باشند، استفاده كرد.

در مورد اتصالات تير-ستون، بايد فصل دوازدهم آبا و نيز بندهاي (20-5-4-1-3) و (20-5-5) آبا جهت محاسبه‌ي مقاومت برشي اتصال و ضوابط مربوط مورد توجه قرار گيرند. در مورد اين اتصالات، سطح مقطع اسمي A_j با درنظرگرفتن عمقي براي اتصال مساوي بعد ستون در جهت قاب موردنظر و عرضي برابر كم‌ترين مقدار: (1) عرض ستون، (2) عرض تير به علاوه‌ي عمق اتصال و (3) دو برابر كم‌ترين فاصله‌ي عمودي بين محور طولي تير و كنار ستون، محاسبه شود. نيروهاي طراحي بايد براساس فرض تشكيل مفاصل پلاستيك خمشي در اعضاي قابي مرتبط با اتصال موردنظر به‌دست آيند. اين نيروها لازم نيست از مقادير حاصل ناشي از تركيبات بارگذاري طراحي نيروهاي ثقلي و زلزله بيش‌تر باشند.

6-4-1-2-4- معيارهاي پذيرش

6-4-1-2-1-4- روش‌هاي استاتيكي و ديناميكي خطي

كليه‌ي تلاش‌ها و پارامترهاي پاسخ سازه در دو گروه «كنترل‌شونده توسط نيرو» و يا «كنترل‌شونده توسط تغيير شكل» مطابق تعاريف بند (4-2) قرار مي‌گيرند. در اعضاي اصلي پاسخ‌هاي كنترل‌شونده توسط تغييرشكل بايد به خمش در تيرها (با يا بدون دال) و ستون‌ها محدود شوند. در اجزاي غيراصلي، پاسخ‌هاي كنترل‌شونده توسط تغييرشكل بايد به خمش در تيرها (با يا بدون دال) و ستون‌ها محدود شوند. در اجزاي غيراصلي، پاسخ‌هاي كنترل‌شونده توسط تغييرشكل بايد به خمش در تيرها (با يا بدون دال) و تنها بعضي تلاش‌ها و پاسخ‌هاي مربوط به برش و گيرايي آرماتور، مطابق آنچه در جدول (6-4) تا (6-6) آمده است، شود. كليه‌ي پاسخ‌هاي ديگر بايد به عنوان كنترل‌شونده توسط نيرو درنظرگرفته شوند.

پاسخ‌ها و تلاش‌هاي طراحي در اعضا بايد مطابق ضوابط فصل 3 تعيين شوند. اگر مقدار DCR محاسبه‌شده از يك بيش‌تر باشد، پارامترهاي پاسخ زير بايد براساس اصول تحليل حدي به نحوي كه در فصل 3 بيان‌شد، معين شوند: (1) لنگرها، برش‌ها، لنگرهاي پيچشي و پاسخ‌هاي مربوط به گيرايي و وصله‌ي متناظر با رسيدن عضو به سطح مقاومت خود در تيرها و ستون‌ها؛ (2) برش‌هاي اتصال متناظر با رسيدن تيرها و ستون‌هاي متصل به اتصال موردنظر به سطح مقاومت خود؛ (3) نيروهاي محوري در ستون‌ها و اتصالات، با درنظرگرفتن عملكرد پلاستيك احتمالي براي اعضاي موجود در طبقات بالاتر از طبقه‌ي مورد بررسي.

پاسخ‌ها و تلاش‌هاي طراحي بايد مطابق ضوابط بند (3-4-1-2) با مقاومت‌هاي طراحي مقايسه شوند. ضرايب m بايد از جداول (6-4) تا (6-6) انتخاب شوند. اعضايي كه روابط (3-19) و (3-20) را اقناع نمايند، واجد شرايط معيارهاي عملكرد مورد مطالعه مي‌باشند.

در صورتي‌كه مقدار متوسط DCR براي ستون‌ها در يك تراز از مقدار متوسط DCR براي تيرها در همان تراز تجاوز كرده و نيز از مقادير 1 و نصف متوسط مقادير m براي تمام ستون‌ها بيش‌تر شود، آن تراز بايد به عنوان ترازي داراي يك سيستم باربر جانبي با ستون ضعيف درنظرگرفته شود. در اين حالت، يكي از شرايط زير بايد صادق باشد:

1- تمام اعضاي اصلي و نيز اعضاي غيراصلي در تراز مربوط مدل‌شده و مجددا مقادير متوسط DCR كنترل شوند. اگر مقدار DCR براي اجزاي عمودي از مقدار متوسط براي اجزاي افقي در آن تراز بيش‌تر باشد و مقدار آن از 2 نيز بيش‌تر باشد، ساختمان بايد يا توسط يك روش غيرخطي مجددا تحليل‌شود و يا به نحوي بهسازي شود كه نقص آن مرتفع شود؛

2- ساختمان بايد با استفاده از روش استاتيكي غيرخطي و يا روش ديناميكي غيرخطي فصل 3 مجددا تحليل شود؛

3- ساختمان بايد به نحوي بهسازي شود كه نقص طبقه‌ي ضعيف مرتفع شود.

6-4-1-2-4-2- روش‌هاي استاتيكي و ديناميكي غيرخطي

تلاش‌ها و پاسخ‌هاي محاسبه‌شده بايد شرايط بند (3-4-2) را برآورده سازند. ظرفيت‌هاي چرخش مفصل خميري تيرها و ستون‌ها در جداول (6-7) و (6-8) ارايه شده است. ظرفيت‌هاي تغييرشكل برشي اتصال تير- ستون مطابق جدول (6-9) اختيار شود.

براي ستون‌هايي كه به عنوان اعضاي اصلي اختيار شده‌اند در صورتي‌كه برش‌هاي طراحي محاسبه‌شده از مقاومت برشي طراحي بيش‌تر شوند، تغييرشكل مجاز براي سطح عملكرد جلوگيري از فروريزش نبايد از تغييرشكلي كه طبق محاسبات باعث رسيدن به مقاومت برشي مي‌شود، بيش‌تر شود و نيز تغييرشكل مجاز براي سطح عملكرد ايمني جاني نبايد بيش‌تر از سه چهارم مقدار مزبور شود.

در صورتي‌كه رفتار غيرارتجاعي براي اعضا يا پاسخ‌هايي كه در جدول نيامده‌اند به‌دست آيد، عملكرد را بايد غير قابل قبول فرض كرد. استفاده از مقادير و روش‌هاي ديگري كه توسط تحليل يا شواهد آزمايشگاهي تاييد شده باشند، مجاز است.

6-4-1-2-5- معيارهاي بهسازي

اجزاي قاب خمشي بتني تير- ستوني كه شرايط پذيرش را براي هدف بهسازي موردنظر تامين نمي‌كنند بايد بهسازي شوند. معيارها بايد براساس ضوابط بند (6-3-7) و ساير ضوابط اين دستورالعمل باشد.

6-4-1-4-3- قاب‌هاي خمشي بتني پيش‌تنيده‌ي تير– ستوني

6-4-1-4-3-1- ملاحظات كلي

مدل تحليلي براي عضو قاب خمشي بتني پيش‌تنيده‌ي تير- ستوني را مي‌توان براساس ضوابط داده‌شده در بند (6-4-1-2-1) براي قاب‌هاي خمشي بتن مسلح تير- ستوني به‌دست آورد. علاوه بر مودهاي گسيختگي احتمالي كه در بند (6-4-1-2-1) تشريح شده‌اند، مدل تحليلي بايد احتمال گسيختگي مهار تاندون را نيز در نظر بگيرد.

روش‌هاي تحليل مشروح در فصل 3 براي اعمال بر قاب‌هاي داراي تيرهاي پيش‌تنيده با شرايط زير مي‌باشند:

1- تنش متوسط پيش‌تنيدگي، f_{pc}، كه براي سطحي مساوي حاصل‌ضرب كوچك‌ترين بعد سطح مقطع و بعد سطح مقطع عمود برآن محاسبه شود از حداكثر دو مقدار $5/17\ \frac{N}{mm^2}$ يا $\frac{f_c}{12}$ در مناطق با رفتار غيرخطي، بيش‌تر نشود؛

2- تاندون‌هاي پس‌كشيدگي حداكثر يك چهارم مقاومت را در صورت اتصال، چه براي لنگرهاي مثبت و چه براي لنگرهاي منفي تامين نمايند؛

3- نشان‌داده شود كه مهار تاندون‌ها داراي عملكرد مناسبي در برابر بارهاي زلزله مطابق ضوابط آيين‌نامه‌هاي معتبر مي‌باشد. مهارها بايد خارج از مناطق مفاصل و يا اتصالات قرارداشته به‌جز در مورد اعضاي موجودي كه شواهد آزمايشگاهي و تجربي نشان دهد كه اتصال موردنظر شرايط عملكردي لازم را تحت اثر بارگذاري‌هاي طراحي دارد.

6-4-1-4-3-2- سختي

6-4-1-4-3-2-1- روش‌هاي استاتيكي و ديناميكي خطي

در مدل‌سازي تيرها، تيرها بايد سختي خمشي و برشي و نيز اثرات دال كه به صورت بال تير در ساخت يكپارچه و مركب عمل مي‌نمايد مطابق بند (6-3-1-3) مدل‌سازي شوند.

براي ستون‌ها بايد سختي‌هاي خمشي، برشي و محوري مدل‌سازي شوند. اتصالات را مي‌توان صلب مدل نمود. سختي‌هاي موثر مطابق ضوابط بند (6-3-1-2) در نظرگرفته مي‌شوند.

6-4-1-4-3-2-2- روش استاتيكي غيرخطي

روابط بار- تغييرشكل غيرخطي بايد با ضوابط بند (6-3-1-2) و نيز ضوابط قاب بتن مسلح در بند (6-4-1-2-2-2) مطابقت داشته باشد.

مقادير تغييرشكل‌هاي كلي متناظر با نقاط C، B و D در شكل (6-1) يا بايد براساس آزمايش‌ها و يا روش‌هاي تحليلي تاييدشده منطقي به‌دست‌آمده و بايد اندركنش‌هاي بين خمش، نيروي محوري و برش را شامل باشد. در صورتي‌كه چرخش در منطقه‌ي مفصل خميري خمشي موردنظر باشد و اگر سه شرط بند (6-4-1-3-1) تامين‌شده باشند، ظرفيت‌هاي چرخش مفصل خميري تير مطابق آنچه در جدول (6-7) آمده مي‌باشد. مدل‌سازي ستون‌ها و اتصالات بايد طبق آنچه در بند (6-4-1-2-2) آمده انجام شود.

6-4-1-3-2-3- روش ديناميكي غيرخطي

براي روش ديناميكي غيرخطي، رفتار كامل چرخه‌اي هر عضو بايد با استفاده از مشخصات لازم كه از طريق شواهد تجربي و آزمايشگاهي تاييد شده باشد، مدل‌سازي شود. رابطه‌ي نشان‌داده‌شده در شكل (6-1) را مي‌توان به عنوان پوش رفتار چرخه‌اي در تحليل درنظرگرفت. خصوصيات باربرداري و بارگذاري به‌كاررفته بايد قادر به مدل‌سازي كاهش شديد سختي و مقاومت تحت تاثير پيش‌تنيدگي باشد.

6-4-1-3-3- مقاومت

مقاومت‌هاي اعضا بايد براساس ضوابط كلي بند (6-3-2) و ضوابط تكميلي بند (6-4-1-2-3) محاسبه شود. اثرات پيش‌تنيدگي روي مقاومت بايد ملحوظ شود.

براي تلاش‌ها و پارامترهاي پاسخ كنترل‌شونده توسط تغييرشكل، اثر پيش‌تنيدگي بايد در تعيين حداكثر پاسخ‌هاي مربوط به رفتار غيرخطي قاب درنظرگرفته شود. در مورد تلاش‌ها و پارامترهاي پاسخ كنترل‌شونده توسط نيرو، در صورتي‌كه امكان كاهش نيروي پيش‌تنيدگي تحت اثر تركيبات بارگذاري طرح با درنظرگرفتن چرخه‌هاي تغييرشكل غيرارتجاعي موجود باشد، اثرات كاهش مقدار نيروي پيش‌تنيدگي بر مقاومت را بايد به عنوان يك وضعيت و حالت طراحي درنظرگرفت.

6-4-1-3-4- معيارهاي پذيرش

معيارهاي پذيرش براي قاب‌هاي خمشي بتني پيش‌تنيده تير- ستوني مطابق همان ضوابط قاب‌هاي خمشي بتن مسلح تير- ستوني است كه دربند (6-4-1-2-4) بيان شده‌اند.

پارامترهاي مدل‌سازي و معيارهاي پذيرش براساس جداول (6-4) تا (6-9) مي‌باشند.

6-4-1-3-5- معيارهاي بهسازي

اعضاي قاب خمشي بتني پيش‌تنيده‌ي تير- ستوني كه شرايط پذيرش را براي هدف بهسازي انتخابي تامين نمي‌كنند بايد بهسازي شوند. معيارهاي بهسازي بايد براساس ضوابط بند (6-3-7) و ساير ضوابط اين دستورالعمل باشد.

جدول (6-4): معيارهاي پذيرش براي روش‌هاي خطي – تيرهاي بتن مسلح

شرايط			ضرايب m[1]			
			سطح عملكرد			
			نوع عضو			
			اصلي		غيراصلي	
		IO	LS	CP	LS	CP
الف- تيرهايي كه با خمش كنترل مي‌شوند[2]						
$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$	آرماتور عرضي[3]	$\frac{V}{b_w d\sqrt{f_c}}=\frac{2V}{V_c}$[4]				
$\leq 0/0$	C	≤ 3	6	7	6	10
$\leq 0/0$	C	≥ 6	3	4	3	5
$\geq 0/5$	C	≤ 3	3	4	3	5
$\geq 0/5$	C	≥ 6	2	3	2	4
$\leq 0/0$	NC	≤ 3	3	4	3	5
$\leq 0/0$	NC	≥ 6	1/25	3	2	4
$\geq 0/5$	NC	≤ 3	2	3	3	4
$\geq 0/5$	NC	≥ 6	1/25	2	2	3
ب- تيرهايي كه با برش كنترل مي‌شوند[2]						
$s \leq d/2$ فاصله‌ي خاموت‌ها		1/25	1/5	1/75	3	4
$s > d/2$ فاصله‌ي خاموت‌ها		1/25	1/5	1/75	2	3
ج- تيرهايي كه توسط طول گيرايي يا وصله كنترل مي‌شوند[2]						
$s \leq d/2$ فاصله‌ي خاموت‌ها		1/25	1/5	1/75	3	4
$s > d/2$ فاصله‌ي خاموت‌ها		1/25	1/5	1/75	2	3
د- تيرهايي كه طول گيرايي در اتصال تير– ستون كنترل‌كننده است[2]						
		2	2	3	3	4

1- در صورت نياز مي‌توان از دورن‌يابي خطي بين مقادير داده‌شده در جدول استفاده كرد.

2- در صورتي‌كه براي يك عضو بيش از يك مورد از موارد (الف)، (ب)، (ج) و (د) صادق باشد، از كم‌ترين مقدار داده‌شده در اين موارد در جدول بايد استفاده كرد.

3- عبارات «C» و «NC» بيان‌گر واجد شرايط (Conforming) و فاقد شرايط (Nonconforming) بودن عضو از لحاظ آرماتور عرضي مي‌باشد. اگر در محدوده‌ي مفصل خمشي خميري در عضو فاصله‌ي تنگ‌ها از هم كم‌تر يا مساوي با $\frac{d}{3}$ باشد و علاوه‌بر اين براي اعضا با نياز شكل‌پذيري متوسط و زياد، مقاومت تامين‌شده توسط تنگ‌ها (V_s) لااقل برابر با $\frac{3}{4}$ برش طراحي باشد در اين صورت عضو واجد شرايط (C) مي‌باشد. در غير اين صورت عضو فاقد شرايط (NC) فرض مي‌شود.

4- در اين رابطه نيرو برحسب نيوتن و طول برحسب ميلي‌متر مي‌باشد.

جدول (6-5): معيارهاي پذيرش براي روش‌هاي خطي– ستون‌هاي بتن مسلح

شرايط			ضرايب[1]m			
			سطح عملكرد			
			نوع عضو			
			اصلي		غير اصلي	
		IO	LS	CP	LS	CP
الف- ستون‌هايي كه با خمش كنترل مي‌شوند[2]						
$\frac{P}{A_g f_c}$	آرماتور عرضي[3]	$\frac{V}{b_w d\sqrt{f_c}} = \frac{2V}{V_c}$[4]				
$\le 0/1$	C	≤ 3	3	4	4	5
$\le 0/1$	C	≥ 6	2/4	3/2	3/2	4
$\ge 0/4$	C	≤ 3	2	3	3	4
$\ge 0/4$	C	≥ 6	1/6	2/4	2/4	3/2
$\le 0/1$	NC	≤ 3	2	3	2	3
$\le 0/1$	NC	≥ 6	1/6	2/4	1/6	2/4
$\ge 0/4$	NC	≤ 3	1/5	2	1/5	2
$\ge 0/4$	NC	≥ 6	1/5	1/75	1	1/6
ب- ستون‌هايي كه با برش كنترل مي‌شوند[2و4]						
$\frac{P}{A_g f_g} \le 0.1$ يا فاصله‌ي تنگ‌ها $\le d/2$		----	----	----	2	3
بقيه‌ي حالات		----	----	----	1/5	2
ج- ستون‌هايي كه توسط طول گيرايي يا وصله كنترل مي‌شوند[2و4]						
فاصله‌ي تنگ‌ها $\le d/2$		1/25	1/5	1/75	3	4
فاصله‌ي تنگ‌ها $> d/2$		----	----	----	2	3
د- ستون‌هايي كه نيروي محوري آن‌ها از P_0 0/70 متجاوز است[2و4]						
در تمام طول، تنگ‌ها واجد شرايط هستند		1	1	2	2	2
بقيه‌ي حالات		----	----	----	1	1

1- در صورت نياز مي‌توان از دورن‌يابي خطي بين مقادير داده‌شده در جدول استفاده كرد.

2- در صورتي‌كه براي يك عضو بيش از يك مورد از موارد (الف)، (ب)، (ج) و (د) صادق باشد، از كم‌ترين مقدار داده‌شده در اين موارد در جدول بايد استفاده كرد.

3- عبارات «C» و «NC» بيان‌گر واجد شرايط (Conforming) و فاقد شرايط (Nonconforming) بودن عضو از لحاظ آرماتور عرضي مي‌باشد. اگر در محدوده‌ي مفصل خمشي خميري در عضو فاصله‌ي تنگ‌ها از هم كم‌تر يا مساوي با $\frac{d}{3}$ باشد و علاوه بر اين براي اعضا با نياز شكل‌پذيري متوسط و زياد، مقاومت تامين‌شده توسط تنگ‌ها (V_s) لااقل برابر با $\frac{3}{4}$ برش طراحي باشد در اين صورت عضو واجد شرايط (C) مي‌باشد. در غير اين صورت عضو فاقد شرايط (NC) فرض مي‌شود.

4- در صورتي مي‌توان از مقادير داده‌شده در جدول در اين مورد استفاده كرد كه از تنگ در ستون به عنوان آرماتور عرضي استفاده شده باشد. در غير اين صورت پارامتري پاسخ، كنترل‌شونده توسط نيرو فرض مي‌شوند.

5- در رابطه‌ي فوق نيرو برحسب نيوتن و طول برحسب ميلي‌متر مي‌باشد.

جدول (6-6): معيارهاي پذيرش براي روش‌هاي خطي– اتصالات تير– ستون بتن مسلح

شرايط			ضرايب m[1]			
			سطح عملكرد			
			نوع عضو			
			اصلي[2]		غير اصلي	
			IO	LS	CP	LS	CP
الف- اتصالات داخلي[3 و 5]							
$\frac{P}{A_g f_c}$	آرماتور عرضي[4]	$\frac{V}{V_n}$					
≤ 0/1	C	≤ 1/2	----	----	----	3	4
≤ 0/1	C	≥ 1/5	----	----	----	2	3
≥ 0/4	C	≤ 1/2	----	----	----	3	4
≥ 0/4	C	≥ 1/5	----	----	----	2	3
≤ 0/1	NC	≤ 1/2	----	----	----	2	3
≤ 0/1	NC	≥ 1/5	----	----	----	2	3
≥ 0/4	NC	≤ 1/2	----	----	----	2	3
≥ 0/4	NC	≥ 1/5	----	----	----	2	3
ب- ساير اتصالات[3 و 5]							
$\frac{P}{A_g f_c}$	آرماتور عرضي[4]	$\frac{V}{V_n}$					
≤ 0/1	C	≤ 1/2	----	----	----	3	4
≤ 0/1	C	≥ 1/5	----	----	----	2	3
≥ 0/4	C	≤ 1/2	----	----	----	3	4
≥ 0/4	C	≥ 1/5	----	----	----	2	3
≤ 0/1	NC	≤ 1/2	----	----	----	2	3
≤ 0/1	NC	≥ 1/5	----	----	----	2	3
≥ 0/4	NC	≤ 1/2	----	----	----	1/5	2
≥ 0/4	NC	≥ 1/5	----	----	----	1/5	2

1- در صورت نياز مي‌توان از دورن‌يابي خطي بين مقادير داده‌شده در جدول استفاده كرد.

2- در روش‌هاي خطي، كليه‌ي اتصالات اصلي كنترل‌شونده توسط نيرو تلقي‌شده و ضرايب **m** در موردشان به‌كار نمي‌رود.

3- **P** نيروي محوري طراحي براي ستون واقع در بالاي اتصال و A_g سطح مقطع كل اتصال مي‌باشد.

4- عبارات «C» و «NC» بيان‌گر واجد شرايط (Conforming) و فاقد شرايط (Nonconforming) بودن عضو از لحاظ آرماتور عرضي مي‌باشد. اگر در محدوده‌ي مفصل خمشي خميري در عضو فاصله‌ي تنگ‌ها از هم كم‌تر يا مساوي با $\frac{d}{3}$ باشد و علاوه‌براين براي اعضا با نياز شكل‌پذيري متوسط و زياد، مقاومت تامين‌شده توسط تنگ‌ها (V_s) لااقل برابر با $\frac{3}{4}$ برش طراحي باشد در اين‌صورت عضو واجد شرايط (C) مي‌باشد. در غير اين صورت عضو فاقد شرايط (NC) فرض مي‌شود.

5- V نيروي برشي طراحي و V_n مقاومت برشي اتصال مي‌باشند. نيروي برشي طراحي و مقاومت برشي بايد طبق ضوابط بند (6-4-1-2-3) محاسبه شوند.

جدول(6-7): پارامترهاي مدل‌سازي و معيارهاي پذيرش براي روش‌هاي غيرخطي– تيرهاي بتن مسلح

شرايط	پارامترهاي مدل‌سازي[1]			معيارهاي پذيرش[1]					
	زاويه‌ي دوران خميري، راديان		نسبت مقاومت باقيمانده	زاويه‌ي دوران خميري، راديان					
				سطح عملكرد					
				نوع عضو					
				اصلي			غير اصلي		
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP	
الف – تيرهايي كه با خمش كنترل مي‌شوند[2]									
$\frac{P}{A_g f_c}$	آرماتور عرضي[3]	$\frac{V}{b_w d\sqrt{f_c}} = \frac{2V}{V_c}$ [4]							
$\leq 0/0$	C	≤ 3	0/025	0/05	0/2	0/010	0/02	0/025	0/02	0/05
$\leq 0/0$	C	≥ 6	0/02	0/04	0/2	0/005	0/01	0/02	0/02	0/04
$\geq 0/5$	C	≤ 3	0/02	0/03	0/2	0/005	0/01	0/02	0/02	0/03
$\geq 0/5$	C	≥ 6	0/015	0/02	0/2	0/005	0/005	0/015	0/015	0/02
$\leq 0/0$	NC	≤ 3	0/02	0/03	0/2	0/005	0/01	0/02	0/02	0/03
$\leq 0/0$	NC	≥ 6	0/01	0/015	0/2	0/0015	0/005	0/01	0/01	0/015
$\geq 0/5$	NC	≤ 3	0/01	0/015	0/2	0/005	0/01	0/01	0/01	0/015
$\geq 0/5$	NC	≥ 6	0/005	0/01	0/2	0/0015	0/005	0/005	0/005	0/01
ب- تيرهايي كه با برش كنترل مي‌شوند[2]									
$d/2 \geq$ فاصله‌ي خاموت‌ها			0/0030	0/02	0/2	0/0015	0/0020	0/0030	0/01	0/02
$d/2 <$ فاصله‌ي خاموت‌ها			0/0030	0/01	0/2	0/0015	0/0020	0/0030	0/005	0/01
ج- تيرهايي كه توسط طول گيرايي يا وصله كنترل مي‌شوند[2]									
$d/2 \geq$ فاصله‌ي خاموت‌ها			0/0030	0/02	0/0	0/0015	0/0020	0/0030	0/01	0/02
$d/2 <$ فاصله‌ي خاموت‌ها			0/0030	0/01	0/0	0/0015	0/0020	0/0030	0/005	0/01
د- تيرهايي كه توسط طول گيرايي در اتصال تير– ستون كنترل مي‌شوند[2]									
			0/015	0/03	0/2	0/01	0/01	0/015	0/02	0/03

1- در صورت نياز مي‌توان از دورن‌يابي خطي بين مقادير داده‌شده در جدول استفاده كرد.

2- در صورتي‌كه براي يك عضو بيش از يك مورد از موارد (الف)، (ب)، (ج) و (د) صادق باشد، از كم‌ترين مقدار داده‌شده در اين موارد در جدول بايد استفاده كرد.

3- عبارات «C» و «NC» بيان‌گر واجد شرايط (Conforming) و فاقد شرايط (Nonconforming) بودن عضو از لحاظ آرماتور عرضي مي‌باشد. اگر در محدوده‌ي مفصل خمشي خميري در عضو فاصله‌ي تنگ‌ها از هم كم‌تر يا مساوي با $\frac{d}{3}$ باشد و علاوه بر اين براي اعضا با نياز شكل‌پذيري متوسط و زياد، مقاومت تامين‌شده توسط تنگ‌ها (V_s) لااقل برابر با $\frac{3}{4}$ برش طراحي باشد در اين صورت عضو واجد شرايط (C) مي‌باشد. در غير اين صورت عضو فاقد شرايط (NC) فرض مي‌شود.

4- در اين رابطه نيرو برحسب نيوتن و طول برحسب ميلي‌متر است.

جدول (6-8): پارامترهاي مدل‌سازي و معيارهاي پذيرش براي روش‌هاي غيرخطي– ستون‌هاي بتن مسلح

شرايط	پارامترهاي مدل‌سازي [1]			معيارهاي پذيرش [1]				
	زاويه‌ي دوران خميري، راديان		نسبت مقاومت باقيمانده	زاويه‌ي دوران خميري، راديان				
				سطح عملكرد				
				نوع عضو				
				اصلي		غير اصلي		
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
الف – ستون‌هايي كه با خمش كنترل مي‌شوند [2]								
$\frac{P}{A_g f_c}$	آرماتور عرضي [3]	$\frac{V}{b_w d\sqrt{f_c}} = \frac{2V}{V_c}$ [4]						
$\leq 0/1$	C	≤ 3	0/02	0/03	0/2	0/005	0/015	0/02	0/02	0/03
$\leq 0/1$	C	≥ 6	0/016	0/024	0/2	0/005	0/012	0/016	0/016	0/024
$\geq 0/4$	C	≤ 3	0/015	0/025	0/2	0/003	0/012	0/015	0/018	0/025
$\geq 0/4$	C	≥ 6	0/012	0/02	0/2	0/003	0/01	0/012	0/013	0/02
$\leq 0/1$	NC	≤ 3	0/006	0/015	0/2	0/500	0/005	0/006	0/01	0/015
$\leq 0/1$	NC	≥ 6	0/005	0/012	0/2	0/005	0/004	0/005	0/008	0/012
$\geq 0/4$	NC	≤ 3	0/003	0/01	0/2	0/002	0/002	0/003	0/006	0/01
$\geq 0/4$	NC	≥ 6	0/002	0/008	0/2	0/002	0/002	0/002	0/005	0/008
ب- ستون‌هايي كه با برش كنترل مي‌شوند [5,2]								
تمام حالات [4]	----	----	----	----	----	----	----	----	0/0030	0/0040
ج- ستون‌هايي كه توسط طول گيرايي يا وصله‌ي كنترل مي‌شوند [5,2]								
فاصله‌ي تنگ‌ها $\leq d/2$	0/01	0/02	0/4	0/005	0/005	0/01	0/01	0/01	0/01	0/02
فاصله‌ي تنگ‌ها $> d/2$	0/0	0/01	0/2	0/0	0/0	0/0	0/0	0/005	0/005	0/01
د- ستون‌هايي كه نيروي محوري آن‌ها از P_0 0/70 متجاوز است [5,2]								
در تمام طول ستون تنگ‌ها، واجد شرايط هستند	0/015	0/025	0/02	0/0	0/005	0/01	0/01	0/01	0/01	0/02
بقيه‌ي حالات	0/0	0/0	0/0	0/0	0/0	0/0	0/0	0/0	0/0	0/0

1- در صورت نياز مي‌توان از دورن‌يابي خطي بين مقادير داده‌شده در جدول استفاده كرد.

2- در صورتي‌كه براي يك عضو بيش از يك مورد از موارد (الف)، (ب)، (ج) و (د) صادق باشد، از كم‌ترين مقدار داده‌شده در اين موارد در جدول بايد استفاده كرد.

3- عبارات «C» و «NC» بيان‌گر واجد شرايط (Conforming) و فاقد شرايط (Nonconforming) بودن عضو از لحاظ آرماتور عرضي مي‌باشد. اگر در محدوده‌ي مفصل خمشي خميري در عضو فاصله‌ي تنگ‌ها از هم كم‌تر يا مساوي با $\frac{d}{3}$ باشد و علاوه بر اين براي اعضا با نياز شكل‌پذيري متوسط و زياد، مقاومت تامين‌شده توسط تنگ‌ها (V_s) لااقل برابر با $\frac{3}{4}$ برش طراحي باشد در اين‌صورت عضو واجد شرايط (C) مي‌باشد. در غير اين صورت عضو فاقد شرايط (NC) فرض مي‌شود.

4- در مورد ستون‌هايي كه با برش كنترل مي‌شوند، معيارهاي پذيرش مطابق ضوابط بند (6-4-1-2-4-2) مي‌باشد.

5- در صورتي مي‌توان از مقادير داده‌شده در جدول در اين مورد استفاده كرد كه از تنگ در ستون به عنوان آرماتور عرضي استفاده شده باشد. در غير اين صورت پارامتر پاسخ، كنترل‌شونده توسط نيرو فرض مي‌شود.

6- در اين رابطه نيرو برحسب نيوتن و طول برحسب ميلي‌متر است.

جدول (6-9): پارامترهاي مدل‌سازي و معيارهاي پذيرش براي روش‌هاي غيرخطي – اتصالات تير – ستون بتن مسلح

شرايط			پارامترهاي مدل‌سازي[1]			معيارهاي پذيرش[1]				
			زاويه‌ي دوران خميري، راديان		نسبت مقاومت باقيمانده	زاويه‌ي دوران خميري، راديان				
						سطح عملكرد				
						نوع عضو				
						اصلي		غير اصلي		
$\frac{P}{A_g f_c}$	آرماتور عرضي[3]	$\frac{V}{V_n}$[2]	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
الف –اتصالات داخلي[2و4]										
≤ 0/1	C	≤ 1/2	0/015	0/03	0/2	0/0	0/0	0/0	0/02	0/03
≤ 0/1	C	≥ 1/5	0/015	0/03	0/2	0/0	0/0	0/0	0/015	0/02
≥ 0/4	C	≤ 1/2	0/015	0/025	0/2	0/0	0/0	0/0	0/015	0/025
≥ 0/4	C	≥ 1/5	0/015	0/02	0/2	0/0	0/0	0/0	0/015	0/02
≤ 0/1	NC	≤ 1/2	0/015	0/02	0/2	0/0	0/0	0/0	0/015	0/02
≤ 0/1	NC	≥ 1/5	0/015	0/015	0/2	0/0	0/0	0/0	0/01	0/015
≥ 0/4	NC	≤ 1/2	0/015	0/015	0/2	0/0	0/0	0/0	0/01	0/015
≥ 0/4	NC	≥ 1/5	0/015	0/015	0/2	0/0	0/0	0/0	0/01	0/015
ب- اتصالات ديگر[2,4]										
≤ 0/1	C	≤ 1/2	0/01	0/02	0/2	0/0	0/0	0/0	0/015	0/02
≤ 0/1	C	≥ 1/5	0/01	0/015	0/2	0/0	0/0	0/0	0/01	0/015
≥ 0/4	C	≤ 1/2	0/01	0/02	0/2	0/0	0/0	0/0	0/015	0/02
≥ 0/4	C	≥ 1/5	0/01	0/015	0/2	0/0	0/0	0/0	0/01	0/015
≤ 0/1	NC	≤ 1/2	0/005	0/01	0/2	0/0	0/0	0/0	0/0075	0/01
≤ 0/1	NC	≥ 1/5	0/005	0/01	0/2	0/0	0/0	0/0	0/0075	0/01
≥ 0/4	NC	≤ 1/2	0/0	0/0	----	0/0	0/0	0/0	0/005	0/0075
≥ 0/4	NC	≥ 1/5	0/0	0/0	----	0/0	0/0	0/0	0/005	0/0075

1- در صورت نياز مي‌توان از دورن‌يابي خطي بين مقادير داده‌شده در جدول استفاده كرد.

2- V نيروي برشي طراحي و V_n مقاومت برشي اتصال مي‌باشند. نيروي برشي طراحي و مقاومت برشي بايد طبق ضوابط بند (6-4-1-2-3) محاسبه شوند.

3- عبارات «C» و «NC» بيان‌گر واجد شرايط (Conforming) و فاقد شرايط (Nonconforming) بودن عضو از لحاظ آرماتور عرضي مي‌باشد. اگر در محدوده‌ي مفصل خمشي خميري در عضو فاصله‌ي تنگ‌ها از هم كم‌تر يا مساوي با $\frac{d}{3}$ باشد و علاوه بر اين براي اعضا با نياز شكل‌پذيري متوسط و زياد، مقاومت تامين‌شده توسط تنگ‌ها (V_s) لااقل برابر با $\frac{3}{4}$ برش طراحي باشد در اين صورت عضو واجد شرايط (C) مي‌باشد. در غير اين صورت عضو فاقد شرايط (NC) فرض مي‌شود.

4- P نيروي محوري طراحي براي ستون واقع در بالاي اتصال و A_g سطح مقطع كل اتصال مي‌باشد.

6-4-1-4- قاب خمشي دال – ستوني

6-4-1-4-1- ملاحظات كلي

مدل تحليلي براي عضو قاب دال- ستوني بايد قادر به مدل‌سازي مقاومت، سختي و ظرفيت تغييرشكل دال‌ها، ستون‌ها، اتصالات دال- ستون و ساير اعضاي قاب باشد. گسيختگي احتمالي در خمش، برش، انتقال برش- لنگر و گيرايي آرماتور در هر مقطعي در طول عضو بايد درنظرگرفته شود. اندركنش با ساير اعضاء شامل اعضا و اجزاي غيرسازه‌اي نيز بايد درنظرگرفته شود.

مدل تحليلي قاب دال- ستوني را يا مي‌توان با استفاده از المان‌هاي يك‌بعدي با فرض اينكه مشخصات المان روي محور آن متمركزشده و يا با استفاده از مجموعه‌اي از المان‌هاي يك‌بعدي (جهت ستون‌ها) و المان‌هاي دوبعدي و صفحه‌اي (جهت دال‌ها) براساس هريك از روش‌هاي زير تهيه نمود:

1- مدل تير معادل، كه در اين روش از المان‌هاي يك بعدي براي ستون‌ها و دال‌ها استفاده كرده كه در محل گره دال- ستون به هم به طور صلب متصلند؛

2- مدل قاب معادل، كه در اين روش از المان‌هاي يك‌بعدي براي ستون‌ها و دال‌ها استفاده كرده كه توسط فنرهاي اتصال به‌هم متصل شده‌اند؛

3- مدل اجزاي محدود، كه در آن از المان‌هاي يك بعدي براي ستون‌ها و المان‌هاي دوبعدي و صفحه‌اي براي دال‌ها استفاده مي‌شود.

در هرگونه مدل‌سازي، اثرات تغيير در سطح مقطع مثلا به علت بازشوهاي دال بايد درنظرگرفته شود. عملكرد دال به عنوان ديافراگمي‌كه اعضاي عمودي را به‌هم وصل مي‌كند بايد در مدل‌سازي درنظرگرفته شود.

6-4-1-4-2- سختي

6-4-1-4-2-1- روش‌هاي استاتيكي و ديناميكي خطي

براي دال‌ها بايد سختي‌هاي خمشي، برشي و پيچشي (در دال در مجاورت ستون) مدل شوند. براي ستون‌ها سختي‌هاي خمشي، برشي و محوري بايد درنظرگرفته شوند. اتصالات را مي‌توان به صورت اعضاي صلب مدل نمود. سختي‌هاي موثر اعضا را مي‌توان براساس اصول كلي بند (6-3-1-2) تعيين نمود، البته مي‌توان تصحيحاتي روي مقادير براساس شواهد تجربي و آزمايشگاهي اعمال نمود.

6-4-1-4-2-2- روش استاتيكي غيرخطي

روابط غيرخطي بار- تغييرشكل بايد با ضوابط بند (6-3-1-2) مطابقت داشته باشد.

دال‌ها وستون‌ها را مي‌توان يا توسط المان‌هاي با مفصل خميري متمركز مدل نمود، يا از المان‌هاي با مفصل خميري گسترده و يا مدل‌هاي ديگري كه نشان داده شود قادر به مدل‌سازي رفتار اعضاي دال و ستون بتن مسلح تحت اثر بار جانبي هستند استفاده كرد. در حالت كلي مدل به‌كارگرفته‌شده بايد قادر به مدل‌سازي رفتار غيرارتجاعي در طول عضو باشد مگر اينكه با استفاده از تعادل نشان‌داده شود كه تنها انتهاي اعضا جاري خواهند شد. علاوه بر دال، ستون و اتصالات دال- ستون نيز بايد مدل شوند تا بتوان

گسيختگي احتمالي در انتقال برش و لنگر را در اتصال مدل نمود. در غير اين صورت بايد احتمال گسيختگي اتصال را به عنوان قسمتي از تحليل كنترل نمود. در صورتي‌كه احتمال رفتار غيرخطي در مودي به‌جز خمش وجود داشته باشد، مدل به‌كارگرفته شده بايد قادر به مدل‌سازي اين رفتار باشد.

در مدل براي اعضاي اصلي با رفتار غيرخطي، تغييرشكل‌هاي غيرارتجاعي ناشي از خمش در دال‌ها و ستون‌ها و اتصالات محدود مي‌شود. تغييرشكل‌هاي غيرارتجاعي ديگر را مي‌توان در اجزاي غيراصلي اجازه داد.

روابط يكنواي بار- تغييرشكل بايد براساس رابطه‌ي كلي شكل (6-1) و با استفاده از تعاريف بند (6-4-1-2-2-2) تعريف شود. رابطه‌ي كلي بار- تغييرشكل بايد به نحوي برقرار شود كه حداكثر مقاومت با مقاومت طرح طبق ضوابط بندهاي (6-3-2) و (6-4-1-4-3) سازگاري داشته باشد. اگر تغييرشكل كلي نشان‌داده‌شده در شكل (6-1) چرخش مفصل خميري خمشي براي ستون اختيار شود، ظرفيت‌هاي چرخشي مفصل خميري را بايد از جدول (6-8) به‌دست آورد. اگر تغييرشكل‌كلي در شكل (6-1) چرخش اتصال دال- ستون اختيار شود، ظرفيت‌هاي چرخش خميري را بايد از جدول (6-11) يافت.

6-4-1-4-2-3- روش ديناميكي غيرخطي

ضوابط بندهاي (6-3-2) و (6-4-1-2-2-3) براي قاب‌هاي خمشي بتن مسلح تير- ستوني قابل اعمال به قاب‌هاي خمشي دال - ستوني مي‌باشد.

6-4-1-4-3- مقاومت

مقاومت اعضا را مي‌توان براساس ضوابط كلي بند (6-3-2) و با درنظرگرفتن ضوابط تكميلي اين بند به‌دست آورد.

مقاومت حداكثر اعضا بايد با درنظرگرفتن احتمال گسيختگي در خمش، نيروي محوري، برش، پيچش، طول گيرايي و ساير كميات پاسخ در همه‌ي نقاط در طول عضو تحت تركيبات بار ثقلي و زلزله طراحي، تعيين شود. مقاومت اتصال دال- ستون نيز بايد تعيين و در مدل تحليلي وارد شود.

مقاومت خمشي يك دال براي تحمل لنگر ناشي از تغييرشكل‌هاي جانبي بايد از رابطه‌ي $M_{ncs} - M_{gcs}$ تعيين شود، كه در اين رابطه، M_{ncs} مقاومت خمشي طراحي نوار ستوني (مطابق تعريف فصل 15 آبا) و M_{gcs} لنگر نوار ستوني ناشي از بارهاي ثقلي است. M_{gcs} بايد طبق روش‌هاي آيين‌نامه‌ي بتن ايران براي بار ثقلي طراحي حاصل از روش‌هاي فصل 3 بدست آيد.

براي ستون‌ها مي‌توان از بند (6-4-1-2-3) جهت تخمين مقاومت برشي استفاده كرد.

مقاومت اتصال دال- ستون براي انتقال برش و لنگر را با درنظرگرفتن عملكرد توام خمش، برش و پيچش موجود در اتصال با ستون بايد محاسبه كرد. روش‌هاي مشروح در زير براي اين منظور قابل استفاده‌اند.

براي اتصالات داخلي بدون تيرهاي عرضي و براي اتصالات خارجي داراي لنگر حول محوري عمود بر لبه‌ي دال، مقاومت انتقال برش و لنگر به عنوان حداقل مقدار مقاومت‌هاي زير درنظرگرفته مي‌شود:

1- مقاومت محاسبه‌شده با درنظرگرفتن برون‌مركزيت برش در يك مقطع بحراني دال ناشي از عملكرد توام برش و لنگر طبق ضوابط آيين‌نامه‌ي بتن ايران بدست مي‌آيد. در اين رابطه به‌خصوص بخش‌هاي (12-17) و (15-4) آبا بايد مورد توجه قرار گيرند.

2- مقاومت انتقال لنگر برابر با $\frac{\sum M_n}{\gamma_f}$ كه در اين رابطه $\sum M_n$ برابر است با مجموع مقاومت‌هاي مثبت و منفي مقطعي از دال بين خطوطي كه به فواصل يك و نيم برابر ضخامت دال و يا ضخامت كتيبه‌ي سرستون خارج از بر ستون واقعند (بند 15-4-3-2 آبا) و γ_f برابر كسري از لنگر است كه طبق آيين‌نامه‌ي بتن ايران توسط خمش مقاومت مي‌شود. (بند 15-14-3 آبا).

براي لنگر حول محوري موازي لبه‌ي دال در اتصالات خارجي بدون تيرهاي عرضي، اگر برش در مقطع بحراني دال ناشي از بارهاي ثقلي از $0/75\,V_c$ بيشتر نباشد و يا برش در يك تكيه‌گاه گوشه از $0/5\,V_c$ بيشتر نباشد، مقاومت انتقال لنگر را مي‌توان مساوي مقاومت خمشي مقطعي از دال بين خطوطي به فاصله‌ي C_1 (با تعريف فصل دوازدهم آبا) خارج از وجه‌هاي مقابل ستون درنظرگرفت. V_c برابر با مقاومت برش سوراخ‌شدگي مستقيم طبق ضوابط آيين‌نامه‌ي بتن ايران مي‌باشد.

6-4-1-4-4- معيارهاي پذيرش

6-4-1-4-4-1- روش‌هاي استاتيكي و ديناميكي خطي

كليه‌ي تلاش‌ها و پارامترهاي پاسخ اعضا در دو گروه «كنترل‌شونده توسط نيرو» يا «كنترل‌شونده توسط تغييرشكل» مطابق تعاريف بند (2-4) قرار مي‌گيرند. در اعضاي اصلي تلاش‌هاي كنترل‌شونده توسط تغييرشكل بايد به خمش در دال‌ها و ستون‌ها و انتقال برش و لنگر در اتصالات دال- ستون محدود شود. در اعضاي غيراصلي، تلاش‌هاي كنترل‌شونده توسط تغييرشكل براي برش و گيرايي آرماتور مطابق آنچه در جدول (6-10) آمده است، صورت مي‌گيرد. كليه‌ي تلاش‌هاي ديگر بايد به‌عنوان كنترل‌شونده توسط نيرو درنظرگرفته شوند.

تلاش‌هاي طراحي در اعضا بايد مطابق ضوابط فصل 3 تعيين شوند. اگر مقدار DCR محاسبه‌شده از يك بيشتر باشد، تلاش‌هاي طراحي زير بايد براساس اصول آناليز حدي به‌نحوي كه در فصل 3 بيان شد، معين شوند: (1) لنگرها، برش‌ها، پيچش ها و لنگرهاي خمشي متناظر با طول گيرايي و وصله‌ي متناظر با رسيدن عضو به سطح مقاومت خود در دال‌ها و ستون‌ها؛ (2) نيروهاي محوري در ستون‌ها، با درنظرگرفتن عملكرد خميري احتمالي براي اعضاي موجود در طبقات بالاتر از تراز مورد بررسي.

تلاش‌هاي طراحي بايد مطابق ضوابط بند (3-4-1-2) و جداول (6-5) و (6-10) با مقاومت‌هاي طراحي مقايسه شوند. اعضايي كه معادلات (3-19) و (3-20) را اقناع نمايند، معيارهاي عملكرد را ارضا نموده‌اند.

اعضايي كه به مقاومت‌هاي طراحي خود برسند بايد مطابق ضوابط اين بخش مورد مطالعه‌ي بيش‌تر واقع شوند تا احتمال پذيرش عملكرد آن‌ها معين شود.

در صورتي‌كه مقدار متوسط DCRهاي ستون‌ها در يك تراز از مقدار متوسط DCR براي دال‌ها در همان تراز بيش‌تر شود و نيز از مقادير 1 و نصف مقدار متوسط m براي ستون‌هاي آن تراز بيش‌تر شود، قاب به عنوان قابي با طبقه‌ي ضعيف محسوب شده و ارزيابي آن بايد با استفاده از روش مربوط به سيستم باربر جانبي با طبقه‌ي ضعيف مطابق ضوابط بند (6-4-1-2-4-1) انجام شود.

6-4-1-4-4-2- روش‌هاي استاتيكي و ديناميكي غيرخطي

در مدل، رفتار غيرارتجاعي بايد به اجزا و تلاش‌هايي محدود شود كه در جداول (6-8) و (6-11) آورده شده‌اند، مگـر ايـن‌كـه بـا شواهد تحليلي يا آزمايشگاهي و تجربي نشان‌داده شود كه تلاش‌هاي غيرارتجاعي ديگري نيز براي سـطوح عملكـرد انتخـابي قابـل قبول هستند. تلاش‌هاي محاسبه‌شده براي اجزا بايد ضوابط فصل 3 را اقناع نمايند. حداكثر تغييرشكل‌هاي غيرارتجاعي قابل‌قبول در جداول (6-8) و (6-11) آورده شده‌اند. در صورتي‌كه رفتار غيرارتجاعي در مورد تلاش يا عضوي مشاهده شـود كـه در جـداول آورده نشده، عملكرد غير قابل قبولي تلقي مي‌شود. از روش‌ها و مقادير ديگر، در صورتي‌كه توسط تحليل يا آزمايش تاييد شوند نيز مي‌توان استفاده نمود.

6-4-1-4-5- معيارهاي بهسازي

اعضاي قاب خمشي بتني دال- ستوني كه معيارهاي پذيرش را براي هدف بهسازي موردنظر تامين نمي‌كنند بايد بهسازي شـوند. معيارهاي بهسازي بايد براساس ضوابط بند (6-3-7) و ساير ضوابط اين دستورالعمل باشد.

جدول (6-10): معيارهاي پذيرش براي روش‌هاي خطي – دال‌هاي دوطرفه و اتصالات دال – ستون

شرايط		ضرايب m [1]				
		سطح عملكرد				
		نوع عضو				
		اصلي		غير اصلي		
		IO	LS	CP	LS	CP
الف- دال‌هاي كنترل‌شونده با خمش و اتصالات دال- ستون [1]						
$\frac{V_g}{V_o}$ [2]	ميلگردهاي پيوستگي [3]					
$\leq 0/2$	بله	2	2	3	3	4
$\geq 0/4$	بله	1	1	1	2	3
$\leq 0/2$	خير	2	2	3	2	3
$\geq 0/4$	خير	1	1	1	1	1
ب- دال‌هاي كنترل‌شونده توسط طول گيرايي يا وصله [1]						
		----	----	----	3	4
ج- دال‌هاي كنترل‌شونده توسط طول گيرايي در اتصال دال- ستون [1]						
		2	2	3	3	4

1- در صورتي‌كه براي يك عضو بيش از يك مورد از موارد (الف)، (ب) و (ج) صادق باشد، از كم‌ترين مقدار داده‌شده در اين موارد در جدول بايد استفاده كرد.

2- V_g برش در مقطع بحراني دال ناشي از نيروهاي ثقلي و V_o مقاومت در برابر برش مستقيم سوراخ‌كننده مي‌باشد.

3- عبارت «بله» در مورد ميلگردهاي پيوستگي وقتي صادق است كه لااقل يكي از ميلگردهاي اصلي تحتاني در هر جهت به طور موثري در ستون ادامه يافته باشد. در مورد دال‌هاي پس‌كشيده عبارت «بله» وقتي صادق است كه لااقل يكي از تاندون‌هاي پس‌كشيدگي در هرجهت از ستون گذشته باشد. در غير اين موارد عبارت «خير» صادق است.

جدول (6-11): پارامترهاي مدل‌سازي و معيارهاي پذيرش براي روش‌هاي غيرخطي– دال‌هاي دوطرفه و اتصالات ستون به دال

شرايط	پارامترهاي مدل‌سازي [1]			معيارهاي پذيرش [1]					
	زاويه‌ي دوران خميري، راديان		نسبت مقاومت باقيمانده	زاويه‌ي دوران خميري، راديان					
				سطح عملكرد					
				نوع عضو					
				اصلي			غير اصلي		
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP	
الف –دال‌هاي كنترل‌شونده با خمش و اتصالات دال- ستون [2]									
$\frac{V_g}{V_o}$ [3]	آرماتور پيوستگي [1]								
≤ 0/2	بله	0/02	0/05	0/2	0/01	0/015	0/02	0/03	0/05
≥ 0/4	بله	0/0	0/04	0/2	0/0	0/0	0/0	0/03	0/04
≤ 0/2	خير	0/02	0/02	----	0/01	0/015	0/02	0/015	0/02
≥ 0/4	خير	0/0	0/0	----	0/0	0/0	0/0	0/0	0/0
ب- دال‌هاي كنترل‌شونده توسط طول گيرايي يا وصله [2]									
		0/0	0/02	0/0	0/0	0/0	0/0	0/01	0/02
ج- دال‌هاي كنترل‌شونده توسط طول گيرايي در اتصال دال- ستون [2]									
		0/015	0/03	0/2	0/01	0/01	0/015	0/02	0/03

1- در صورت نياز مي‌توان از درون‌يابي خطي بين مقادير داده‌شده در جدول استفاده كرد.

2- در صورتي‌كه براي يك عضو بيش از يك مورد از موارد (الف)، (ب) و (ج) صادق باشد، از كم‌ترين مقدار داده‌شده در اين موارد در جدول بايد استفاده كرد.

3- V_g برش در مقطع بحراني دال ناشي از نيروهاي ثقلي و V_o مقاومت در برابر برش مستقيم سوراخ‌كننده مي‌باشد.

4- عبارت «بله» در مورد ميلگردهاي پيوستگي وقتي صادق است كه لااقل يكي از ميلگردهاي اصلي تحتاني در هر جهت به طور موثري در ستون ادامه‌يافته باشد. در مورد دال‌هاي پس‌كشيده عبارت «بله» وقتي صادق است كه لااقل يكي از تاندون‌هاي پس‌كشيدگي در هر جهت از ستون گذشته باشد. درغير اين موارد عبارت «خير» صادق است.

6-4-2- قاب‌هاي بتني پيش‌ساخته

6-4-2-1- انواع قاب‌هاي بتني پيش‌ساخته

قاب‌هاي بتني پيش‌ساخته آن دسته از قاب‌ها هستند كه از ستون‌ها و تيرهاي مجزاي پيش‌ساخته تشكيل مي‌شوند كه پس از نصب، يك سيستم باربر ثقلي را تشكيل دهند. اين قاب‌ها هم شامل قاب‌هايي كه به عنوان سيستم باربر جانبي طراحي شده‌اند مي‌باشند و هم شامل قاب‌هايي كه غيراصلي فرض‌شده و بارجانبي را تحمل نمي‌كنند اما بايد قادر به تحمل تغييرمكان‌هاي ناشي از اثر بارهاي جانبي طراحي باشند.

انواع قاب‌هاي پيش‌ساخته عبارتند از:

1- قاب‌هاي بتني پيش‌ساخته معادل قاب‌هاي خمشي در جا: منظور از اين قاب‌ها آن دسته از قاب‌هاي پيش‌ساخته‌ي تير- ستوني مي‌باشند كه توسط آرماتور و بتن تر (Wet concrete) به‌هم متصل‌شده و سيستمي مقاوم در برابر بارهاي جانبي، مشابه قاب‌هاي خمشي اجراشده در محل ايجاد نمايند.

2- ساير قاب‌هاي خمشي بتني پيش‌ساخته شامل:

2-1- قاب‌هاي خمشي بتني پيش‌ساخته با گره‌هاي خشك: قاب‌هاي اين دسته با گره‌هاي خشك سوار مي‌شوند كه در آن اتصالات با پيچ و مهره، پيش‌تنيدگي، جوش يا ساير موارد مشابه، به نحوي ساخته مي‌شوند كه قادر به تحمل بار جانبي مي‌باشند.

2-2- قاب‌هاي بتني پيش‌ساخته‌اي كه مستقيما در برابر بارجانبي مقاوم نيستند: قاب‌هاي اين دسته به كمك گره‌هاي خشك به نحوي سوار مي‌شوند كه قاب حاصل مقاومت چنداني در برابر بارجانبي ندارند. اما بايد اين قاب پيش‌ساخته ضمن تحمل بارهاي ثقلي مربوط قادر به تحمل تغييرشكل‌هاي ساختمان باشد.

6-4-2-2- قاب‌هاي بتني پيش‌ساخته‌ي معادل قاب‌هاي خمشي درجا

6-4-2-2-1- ملاحظات كلي

مدل تحليلي براي المان‌هايي كه جهت مدل‌سازي اعضاي اين‌گونه قاب‌ها به‌كار مي‌روند بايد قادر به ارايه‌ي ظرفيت تغييرشكل، مقاومت و سختي تيرها، ستون‌ها، اتصالات تير به ستون و ساير اعضاي قاب باشد. احتمال گسيختگي خمشي، برشي و ضعف درگيرايي آرماتورها در هر مقطع در امتداد طول اعضا بايد مورد توجه قرار گيرد. اندركنش با ساير اعضا از قبيل اعضاي غير سازه‌اي بايد درنظرگرفته شود. تمام ضوابط ديگر بند (6-4-1-2-1) بايد درنظرگرفته شوند. به علاوه اثرات كاهش طول ناشي از خزش و پيش‌تنيدگي بر روي رفتار اعضا بررسي شوند.

6-4-2-2-2- سختي

سختي براي طراحي بايد مطابق با تعريف بند (6-4-1-2-2) باشد. هنگامي‌كه به كمك جدول (6-2) مقادير سختي موثر به‌دست مي‌آيد بايد اثرات پيش‌تنيدگي مورد توجه قرار داشته باشد.

6-4-2-2-3- مقاومت

مقاومت اجزا بايد مطابق با ضوابط بند (6-4-1-2-3) و موارد زير محاسبه شود:

1- تاثيرات پيش‌تنيدگي شامل مواردي از قبيل كاهش ظرفيت چرخش، تنش‌هاي ثانوي ايجادشده و مقدار نيروي پيش‌تنيدگي موثر باقيمانده؛

2- اثرات ترتيب ساخت، شامل احتمال اين‌كه اتصالات خمش گير بعد از اين‌كه قسمت‌هايي از سازه تحت بارمرده قرار گرفته‌اند ساخته شوند؛

3- اثرات گيرداري كه ممكن است ناشي از اندركنش با ديوارهاي متصل‌شده و با اجزاي مهاربندي‌شده باشند.

6-4-2-2-4- معيارهاي پذيرش

معيارهاي پذيرش قاب‌هاي بتني پيش‌ساخته معادل قاب‌هاي خمشي درجا در بند (6-4-1-2-4) بيان شده است. علاوه بر اين ضوابط بند (6-4-1-2-3) نيز بايد درنظرگرفته شوند.

6-4-2-2-5- معيارهاي بهسازي

اجزاي قاب بتني پيش‌ساخته‌اي كه معيارهاي پذيرش را براي سطح عملكرد موردنظر تامين نمي‌كنند بايد بهسازي شوند. معيارهاي بهسازي بايد براساس ضوابط بند (6-3-7) و ساير موارد اين دستورالعمل داشته باشد.

6-4-2-3- قاب‌هاي خمشي بتني پيش‌ساخته با گره‌هاي خشك

6-4-2-3-1- ملاحظات كلي

مدل تحليلي اين قاب‌ها مشابه قاب‌هاي خمشي تير- ستوني و مطابق ضوابط بند (6-4-1-2-1) است. علاوه‌برآن بايد مشخصات خاص گره‌هاي خشك به‌كاررفته در سيستم‌هاي پيش‌ساخته نيز ملحوظ شود. در صورتي‌كه تحت اثر بارهاي جانبي، اتصالات جاري شوند، مدل تحليلي بايد قادر به درنظرگرفتن اين رفتار باشد.

6-4-2-3-2- سختي

سختي جهت تحليل بايد مطابق با بند (6-4-1-2-2) باشد. انعطاف‌پذيري اتصالات بايد در مدل منظور شود.

6-4-2-3-3- مقاومت

مقاومت اعضا را مي‌توان طبق ضوابط بند (6-4-2-2-3) محاسبه نمود. علاوه براين ضوابط بند (6-4-6) بايد در مورد مقاومت اتصال درنظرگرفته شود.

6-4-2-3-4- معيارهاي پذيرش

معيارهاي پذيرش براي قاب‌هاي خمشي بتني پيش‌ساخته داراي گره‌هاي خشك بايد مطابق ضوابط بند (6-4-2-2-4) باشد. اتصالات بايد ضوابط بند (6-3-6) را نيز تامين مي‌نمايند.

6-4-2-4-5- معيارهاي بهسازي

اعضاي قاب خمشي بتني پيش‌ساخته‌ي داراي گره‌هاي خشك كه معيارهاي پـذيرش را بـراي سـطح عملكـرد مـوردنظر تـامين نمي‌كنند بايد بهسازي شوند. معيارهاي بهسازي بايد براساس ضوابط بند (6-3-7) وساير موارد اين دستورالعمل باشد.

6-4-2-4- قاب‌هاي بتني پيش‌ساخته‌اي كه مستقيما در برابر بارجانبي مقاوم نيستند.

6-4-2-4-1- ملاحظات كلي

مدل تحليلي براي قاب‌هاي بتني پيش‌ساخته‌اي كه انتظار داريم مستقيما در برابر بارجانبي مقاومـت نكننـد بايـد شـامل تـاثيرات تغييرمكان‌هايي كه تحت بار زلزله طرح اتفاق مي‌افتند باشد. ضوابط بند (6-4-2-3-1) نيز بايد مراعات شوند.

6-4-2-4-2- سختي

مدل تحليلي يا بايد سختي مناسب و واقع‌گرايانه‌اي از اين‌گونه قاب‌ها را شامل باشد تا بتوان اثر تغييرمكان‌هاي تحت بارجانبي را در آن‌ها ارزيابي نمود و يا در صورتي‌كه از سختي جانبي آن‌ها در مدل تحليلي صـرف‌نظـر مـي‌شـود بايـد بـه طـور جداگانـه اثـرات تغييرمكان‌هاي نسبي محاسبه‌شده ساختمان را براين قاب‌ها بررسي نمود. در صورتي‌كه درنظرگـرفتن سـختي اتصـالات باعـث شـود تلاش‌هاي اعضا افزايش يافته و گسيخته شوند، بايد اثرات نامطلوب سختي اتصالات در مدل تحليلي منظور شود.

6-4-2-4-3- مقاومت

مقاومت اجزا بايد طبق ضوابط بند (6-4-2-3-3) محاسبه شود. تمام اجزا بايد داراي مقاومت و شكل‌پذيري كافي جهـت انتقـال نيروهاي ايجادشده از عضوي به عضو ديگر و به سيستم درنظرگرفته‌شده براي مقاومت در برابر بار جانبي باشند.

6-4-2-4-4- معيارهاي پذيرش

معيارهاي پذيرش براي اين نوع قاب‌ها در بند (6-4-2-3-4) داده شده است. تمام لنگرها، نيروهـاي برشـي و بارهـاي محـوري ايجادشده به‌وسيله‌ي تغييرشكل سيستم مقاومت جانبي بايد با معيارهاي پذيرش متناظرشان كنترل شوند.

6-4-2-4-5- معيارهاي بهسازي

اجزاي قاب‌هاي بتني پيش‌ساخته‌اي كه مستقيما در برابر بارجانبي مقاوم نيسـتند و معيارهـاي پـذيرش را بـراي سـطح عملكـرد موردنظر تامين نمي‌كنند بايد بهسازي شوند. معيارهاي بهسازي بايد براساس ضوابط بند (6-3-7) و ساير موارد اين دستورالعمل باشد.

6-4-3- قاب‌هاي بتني با ميان‌قاب

6-4-3-1-ملاحظات كلي

قاب‌هاي بتني داراي ميان‌قاب شامل قاب‌هاي بتني باربر ثقلي كامل كه با بتن و يا مصالح بنايي به نحوي پرشده‌اند كه تحت بار ثقلي يا جانبي، قاب بتني با ميان‌قاب اندركنش خواهد داشت، مي‌باشند. در صورتي‌كه ميان‌قابي با حداقل درز انقطاعي طبق ضوابط فصل 7 از قاب جداشده باشد به نام ميان‌قاب غيرمتصل خوانده مي‌شود.

اگر تمام ميان‌قاب‌ها در يك قاب به‌صورت ميان‌قاب‌هاي غيرمتصل باشند، قاب بايد به صورت يك قاب مجزا مطابق ضوابط داده شده در قسمت‌هاي ديگر اين بخش بررسي شده و پانل‌هاي ميان‌قاب غيرمتصل بايد مطابق ضوابط فصل 7 تحليل شود.

ضوابط اين بخش براي قاب‌هاي موجود داراي ميان‌قاب، قاب‌هايي كه با كم و اضافه‌كردن اجزا بهسازي شده‌اند و قاب‌هاي بتني كه با اضافه‌كردن ميان‌قاب‌هاي جديد بهسازي شده‌اند به‌كار مي‌رود.

انواع قاب‌هاي بتني با ميان‌قاب عبارتند از:

1- ميان‌قاب‌هاي مصالح بنايي: در اين مورد قاب بتني با ميان‌قاب‌هاي بنايي مطابق فصل 7 اندركنش دارند.

2- ميان‌قاب‌هاي بتني: در اين مورد قاب بتني با ميان‌قاب‌هاي بتني اندركنش دارند، با اين شرط كه ميان‌قاب‌ها بدون تامين ضوابط خاصي براي پيوستگي از يك طبقه به طبقه ديگر، فضاي دهانه يك قاب باربر ثقلي كامل را پركرده باشند. بتن ميان‌قاب بايد به طور جداگانه از بتن قاب ارزيابي شود.

6-4-3-2- قاب‌هاي بتني داراي ميان‌قاب بنايي

6-4-3-2-1- ملاحظات كلي

مدل تحليلي اين نوع قاب‌ها بايد به طور مناسب، ظرفيت تغييرشكل، سختي و مقاومت تيرها، ستون‌ها، دال‌ها، گره‌هاي تير به ستون، ميان‌قاب‌هاي بنايي و تمام اتصالات و اجزاي عضو را مدل‌سازي كند. احتمال گسيختگي خمشي، برشي گسيختگي ناشي از طول مهاري ناكافي و يا گيرايي ناكافي آرماتور، يا خردشدگي در هر مقطع بايد درنظرگرفته شود. اندركنش با ساير اجزاي غيرسازه‌اي بايد مدنظر باشد.

رفتار يك قاب بتني داراي ميان‌قاب بنايي مقاوم در برابر بار جانبي در صفحه‌ي خودش ممكن است بر مبناي فرض رفتار ارتجاعي خطي بررسي شود به شرطي كه ديوار تحت اثر بارهاي جانبي ترك نخورد. دراين حالت، قاب و ميان‌قاب‌ها به صورت محيطي و همگن در محاسبات درنظرگرفته مي‌شوند. در صورتي‌كه ميان‌قاب تحت اثر بارهاي طراحي جانبي ترك بخورد مي‌توان در مدل‌سازي قاب را به صورت قابي مهاربندي‌شده كه در آن ستون‌ها به عنوان اعضاي قايم و تيرها به عنوان كش‌هاي افقي و ميان‌قاب به عنوان مهاربند فشاري معادل عمل مي‌نمايد، درنظر گرفت. ضوابط مدل‌سازي ميان‌قاب به صورت يك عضو فشاري معادل مطابق ضوابط فصل 7 مي‌باشد.

اعضاي قاب بايد براي نيروهايي كه به آن‌ها در اثر اندركنش قاب با ميان‌قاب مطابق ضوابط فصل 7 منتقل مي‌شود كنترل شوند.

6-4-3-2-2- سختي

6-4-3-2-2-1- روش‌هاي استاتيكي و ديناميكي خطي

در قاب‌هايي كه در بعضي دهانه‌ها ميان‌قاب دارند و در بعضي دهانه‌ها ندارند محدوديتي كه ميان‌قاب در رفتار ايجاد مي‌كند بايد طبق ضوابط بند (6-4-3-2-1) درنظرگرفته شود و در دهانه‌هايي كه ميان‌قاب وجود ندارد قاب بايد مطابق ضوابط مربوط در بندهاي (6-4-1)، (6-4-2) و (6-4-4) مدل‌سازي شود. در صورتي‌كه ميان‌قاب‌ها، ديواري ناپيوسته ايجاد نمايند، اثرات اين ناپيوستگي برعملكرد كلي ساختمان بايد درنظرگرفته شود. سختي‌هاي موثر براي محاسبات طبق ضوابط بند (6-3-1-2) درنظرگرفته شوند.

6-4-3-2-2-2- روش استاتيكي غيرخطي

روابط غيرخطي نيرو- تغييرشكل بايد طبق بند (6-3-1-2-2) درنظر گرفته و در روش استاتيكي غيرخطي به‌كارگرفته شود.

در قسمت‌هاي داراي ميان‌قاب مي‌توان تيرها و ستون‌ها را با استفاده از المان‌هاي ميله‌اي مدل نمود. تيرها و ستون‌ها در قسمت‌هاي بدون ميان‌قاب بايد طبق ضوابط مربوط در بندهاي (6-4-1)، (6-4-2) و (6-4-4) مدل‌سازي شوند. مدل به‌كاررفته بايد امكان بررسي رفتار غيرارتجاعي در طول اعضا را داشته باشد.

روابط يكنواي بار- تغييرشكل بايد مطابق رابطه‌ي كلي شكل (6-1) باشد مگر اينكه با تاييد حاصل از آزمايش‌ها بتوان از روابط ديگري استفاده كرد. مقادير عددي در شكل (6-1) بايد از طريق انجام آزمايش و يا از طريق تحليلي مطابق ضوابط فصل 2 محاسبه‌شده و بايد اثرات اندركنش بين قاب و ميان‌قاب را نيز درنظر بگيرد. روش ديگر درنظرگرفتن روابط براي قاب‌هاي بتن مسلح و يكپارچه ريخته‌شده به شرح زير مي‌باشد:

1- براي تيرها و ستون‌ها در قسمت‌هاي بدون ميان‌قاب، در صورتي‌كه چرخش در منطقه‌ي مفصل خميري خمشي به عنوان تغييرشكل كلي اختيار شده باشد، ظرفيت‌هاي چرخش مفاصل خميري از جدول (6-16) حاصل مي‌شود؛

2- براي ميان‌قاب‌هاي مصالح بنايي، تغييرشكل‌هاي كلي و نقاط كنترل مطابق ضوابط فصل 7 به‌دست مي‌آيند؛

3- براي تيرها و ستون‌هايي كه در قسمت با ميان‌قاب در قاب واقعند، اگر تغيير طول محوري اعضا به عنوان تغييرشكل كلي درنظرگرفته شود مقادير ظرفيت‌هاي كرنش‌هاي كششي و فشاري در جدول (6-13) آورده شده است.

6-4-3-2-2-3- روش ديناميكي غيرخطي

روابط غيرخطي بار- تغييرشكل براي به‌كارگيري در روش ديناميكي غيرخطي بايد رفتار چرخه‌اي كامل هر عضو مطابق آنچه از آزمايش حاصل‌شده را مدل‌سازي نمايد. مشخصات باربرداري و بارگذاري به‌كارگرفته شده بايد پديده‌هاي زوال سختي و مقاومت را در برداشته باشد.

6-4-3-2-3- مقاومت

مقاومت‌هاي اعضاي بتن مسلح بايد براساس ضوابط كلي بند (6-3-2) و با درنظر گرفتن هرگونه تغيير لازم در آن‌ها طبق ساير ضوابط اين فصل محاسبه شود. مقاومت‌هاي ميان‌قاب‌ها بايد طبق ضوابط فصل 7 محاسبه شوند. در محاسبه‌ي مقاومت‌ها توجه به نكات زير لازم است:

1- محدوديت‌هايي كه توسط تيرها، ستون‌ها و اتصالات در قسمت‌هاي بدون ميان‌قاب در قاب ايجاد مي‌شود؛
2- ظرفيت كششي و فشاري ستون‌ها اگر به صورت اعضاي مرزي براي قاب با ميان‌قاب عمل نمايند؛
3- نيروهاي موضعي واردشده از ميان‌قاب به قاب؛
4- مقاومت ميان‌قاب؛
5- اتصالات به اعضاي مجاور.

6-4-2-3-4-6- معيارهاي پذيرش

6-4-2-3-4-6-1- روش‌هاي استاتيكي و ديناميكي خطي

تمام رفتارهاي اعضا بايد به دو گروه كنترل‌شونده توسط نيرو و كنترل‌شونده توسط تغييرشكل مطابق ضوابط بند (2-4) طبقه‌بندي شوند. در اعضاي اصلي، رفتارهاي كنترل‌شونده توسط تغييرشكل بايد محدود به مودهاي خمشي و محوري در تيرها، دال‌ها و ستون‌ها و نيز تغييرشكل جانبي در پانل‌هاي ميان‌قاب‌هاي بنايي شود. دراعضاي غيراصلي رفتارهاي كنترل‌شونده توسط تغييرشكل بايد به مودهاي رفتاري مشخص‌شده براي قاب طبق ضوابط بندهاي (6-4-1)، (6-4-2) و (6-4-4) بسته به نوع قاب و براي ميان‌قاب بنايي طبق ضوابط فصل 7، محدود شود.

مقادير پاسخ‌هاي طراحي بايد مطابق ضوابط فصل 3 به دست آيند وقتي كه مقادير DCRهاي محاسبه‌شده از يك بيش‌تر باشند، مقادير پاسخ‌هاي طراحي زير بايد با اصول تحليل حدي ارايه شده در فصل 3 به‌دست آيند: (1) لنگرها، برش‌ها، پيچش‌ها و طول گيرايي و وصله‌ي لازم متناظر با رسيدن تيرها، ستون‌ها و يا ميان‌قاب‌هاي بنايي به حد مقاومت خود و (2) نيروي محوري حاصل در ستون وقتي فرض شود قاب با ميان‌قاب به صورت يك ديوار كنسول عمل مي‌كند و به حد ظرفيت خمشي خود برسد.

مقادير پاسخ‌هاي طراحي با مقاومت‌هاي طراحي طبق ضوابط بند (3-4-1-2) مقايسه شوند. مقادير ضرايب m طبق ضوابط فصل 7 براي ميان‌قاب بنايي، ضوابط بندهاي (6-4-1)، (6-4-2) و (6-4-4)، براي قاب‌هاي بتني (بسته به نوع قاب) و جدول (6-12) براي ستون‌هايي كه به صورت اعضاي فشاري يا كششي مدل‌شده باشند، حاصل مي‌شود. اجزايي كه مقادير پاسخ‌هاي طراحي آن‌ها از مقاومت‌هاي طراحي نظيرشان كم‌تر است را مي‌توان با عملكرد «قابل قبول» ارزيابي نمود.

6-4-2-3-4-6-2- روش‌هاي استاتيكي و ديناميكي غيرخطي

در مدل طراحي، امكان رفتار غيرارتجاعي بايد منحصر به اجزا و پاسخ‌هايي شود كه براي قاب در بندهاي (6-4-1)، (6-4-2) و (6-4-4) و براي ميان‌قاب بنايي در فصل 7 ذكرشده‌اند.

تلاش‌هاي محاسبه‌شده براي اجزا بايد ضوابط بند (3-4-2) را تامين نموده و نبايد از مقادير عددي داده‌شده در جدول (6-13)، جدول مربوط براي قاب در بندهاي (6-4-1)، (6-4-2) و (6-4-4) و ميان‌قاب‌هاي بنايي در فصل 7 بيشتر باشد.

پاسخ‌هايي كه در جداول (6-12) و (6-13) نيامده‌اند را بايد كنترل‌شونده توسط نيرو فرض كرد. از روش‌ها و مقادير ديگر، به شرطي كه با شواهد آزمايشگاهي و تحليل تاييد شوند، مي‌توان استفاده كرد.

6-4-3-2-5- معيارهاي بهسازي

قاب‌هاي بتني داراي ميان‌قابي كه معيارهاي پذيرش تراز عملكرد موردنظر را تـامين نمـي‌كننـد بايـد بهسـازي نمـود. معيارهـاي بهسازي بايد براساس ضوابط بند (6-3-7) و ساير موارد اين دستورالعمل باشد.

6-4-3-3- قاب‌هاي بتني با ميان‌قاب‌هاي بتني

6-4-3-3-1- ملاحظات كلي

مدل تحليلي قاب‌هاي بتني با ميان‌قاب‌هاي بتني بايد به طور مناسب ظرفيـت تغييرشـكل، سـختي و مقاومـت تيرهـا، دال‌هـاي، ستون‌ها، اتصالات تير به ستون، ميان‌قاب‌هاي بتني و تمام اتصالات و اجزاي اعضا را مدل‌سازي كنـد. احتمـال گسـيختگي خمشـي، برشي، گسيختگي ناشي از طول مهاري يا گيرايي ناكافي آرماتور، يا خردشدگي در هر مقطع بايد درنظرگرفته شوند. اندركنش با سـاير اجزاي غيرسازه‌اي نيز بايد درنظرگرفته شود.

مدل تحليلي بايد با درنظرگرفتن سختي و مقاومت نسبي قاب و ميان‌قاب و نيز سطح تغييرشكل‌ها و آسيب‌هاي نظيـر آن سـطح، ساخته شود. براي سطوح تغييرشكلي كم، در صورتي‌كه قاب نسبتا انعطاف‌پذير باشد، قاب داراي ميان‌قاب را مي‌توان به صـورت يـك ديوار برشي مدل نمود و اثر بازشوها را نيز در رفتار ديوار ملحوظ نمود.

براي حالات ديگر، سيستم قاب- ميان‌قاب را مي‌توان به صورت يك قاب با مهاربندي، مشـابه آنچـه بـراي قـاب‌هـاي بتنـي بـا ميان‌قاب بنايي در بند 6-5-3-2 گفته‌شده مدل‌سازي كرد.

6-4-3-3-2- سختي

6-4-3-3-2-1- روش‌هاي استاتيكي و ديناميكي خطي

سختي‌هاي موثر براي محاسبات طبق ضوابط بند (6-3-1-2) و روش بند (6-4-3-2-2-1) درنظرگرفته مي‌شوند.

6-4-3-3-2-2- روش استاتيكي غيرخطي

روابط غيرخطي نيرو- تغييرشكل بايد طبق ضوابط بند (6-3-1-2-2) درنظرگرفته و در روش اسـتاتيكي غيرخطـي بـه‌كارگرفتـه شوند.

روابط يكنواي بار- تغييرشكل بايد مطابق رابطه‌ي كلي شكل (6-1) باشد مگر اين‌كه با تاييد آزمايش‌ها بتوان از روابـط ديگـري استفاده كرد. مقادير عددي در شكل (6-1) را مي‌توان از دو طريق انجام آزمايش و يا تحليل محاسبه نمود و بايد اثرات اندركنش بين قاب و ميان‌قاب را نيز درنظرگرفت.

روش ديگر اشاره‌شده در بند (6-4-3-2-2-2) نيز براي تعيين پارامترهاي مدل‌سازي غيرخطي قاب‌هاي بتني با ميان‌قـاب بتنـي امكان‌پذير است.

6-4-3-3-2-3- روش ديناميكي غيرخطي

روابط غيرخطي بار- تغييرشكل براي به‌كارگيري در روش ديناميكي غيرخطي بايد رفتار چرخه‌اي كامل هر عضو مطابق آنچه از آزمايش حاصل‌شده را مدل‌سازي نمايد. مشخصات باربرداري و بارگذاري به‌كارگرفته‌شده بايد پديده‌هاي كاهش سختي و مقاومت را در برداشته باشد.

6-4-3-3-3- مقاومت

مقاومت‌هاي اعضاي بتن مسلح بايد براساس ضوابط كلي بند (6-3-2) و با درنظرگرفتن ساير ضوابط اين فصل محاسبه مي‌شوند. در محاسبه‌ي مقاومت‌ها توجه به نكات زير لازم است:

1- محدوديت‌هايي كه توسط تيرها، ستون‌ها و اتصالات در قسمت‌هاي بدون ميان‌قاب در قاب ايجاد مي‌شود؛

2- ظرفيت كششي و فشاري ستون‌ها اگر به صورت اعضاي مرزي براي قاب با ميان‌قاب عمل نمايند؛

3- نيروهاي موضعي واردشده از ميان‌قاب به قاب؛

4- مقاومت ميان‌قاب؛

5- اتصالات به اعضاي مجاور.

دربرآورد مقاومت‌هاي ميان‌قاب‌هاي موجود بايد مقاومت برشي ميان‌قاب را نيز درنظرداشت. براي محاسبه‌ي مقاومت برشي يك قسمت از ديوار مي‌توان از روش ارايه‌شده در بند (6-5-1-2-3) استفاده كرد.

اگر فرض مي‌شود كه قاب و ميان‌قاب بتني با هم به صورت يك ديوار يكپارچه عمل مي‌نمايند، مقاومت خمشي به پيوستگي آرماتورهاي عمودي در: (1) ستون‌ها كه به عنوان اجزاي مرزي عمل مي‌كنند و (2) در ديوارها شامل مهار آرماتورهاي ميان‌قاب در قاب، بستگي دارد.

6-4-3-3-4- معيارهاي پذيرش

معيارهاي پذيرش براي قاب‌هاي بتني با ميان‌قاب‌هاي بتني بايد با معيارهاي پذيرش متناظر در بندها (6-4-3-2-4)، (6-5-1) و (6-5-2) مطابقت داشته باشد.

6-4-3-3-5- معيارهاي بهسازي

قاب‌هاي بتني داراي ميان‌قاب‌هاي بتني كه معيارهاي پذيرش سطح عملكرد موردنظر را تامين نمي‌كنند بايد بهسازي نمود. معيارهاي بهسازي بايد براساس ضوابط بند (6-3-7) و ساير موارد اين دستورالعمل باشد.

جدول (6-12): معيارهاي پذيرش براي روش‌هاي خطي– قاب‌هاي بتن مسلح با ميان‌قاب

شرايط	ضرايب m [1]				
	سطح عملكرد				
	نوع عضو				
	اصلي		غير اصلي		
	IO	LS	CP	LS	CP
الف- ستون‌هايي كه به صورت ميله فشاري مدل شده باشند [3]					
ستون‌هايي كه در تمام طول محصور باشند [2]	1	3	4	4	5
بقيه‌ي موارد	1	1	1	1	1
ب- ستون‌هايي كه به‌صورت ميله‌ي كششي مدل‌شده باشند [3]					
ستون‌هايي بدون وصله يا با وصله‌هاي به طور مناسب محصورشده	3	4	5	5	6
ساير موارد	1	2	2	3	4

1- در اين مورد از دورن‌يابي خطي نبايد استفاده كرد.

2- ستوني در تمام طول محصور فرض مي‌شود كه مقدار تنگ آن در طول ارتفاع طبقه و اتصال مساوي $\frac{3}{4}$ مقداري كه طبق ضـوابط طراحـي بـراي اعضـاي مـرزي در ديوارهاي برشي بتني لازم است، باشد. حداكثر فاصله‌ي طولي مجموعه‌ي تنگ‌ها نبايد بيش‌تر از $\frac{h}{3}$ يا $8\,d_b$ باشد.

3- در صورتي‌كه به خاطر تغيير جهت بار در يك ستون هم شرط (الف) و هم (ب) صادق شود، هردوي اين شرايط بايد كنترل شوند.

جدول (6-13): پارامترهاي مدل‌سازي و معيارهاي پذيرش براي روش‌هاي غيرخطي– قاب‌هاي بتن مسلح با ميان‌قاب

شرايط	پارامترهاي مدل‌سازي [1]			معيارهاي پذيرش					
	زاويه‌ي دوران خميري، راديان		نسبت مقاومت باقيمانده	كنش كل، راديان					
				سطح عملكرد					
				نوع عضو					
				اصلي			غير اصلي		
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP	
الف – ستون‌هايي كه به صورت ميله‌ي فشاري مدل‌شده باشند [3]									
ستون‌هايي كه در تمام طول محصور باشند [2]	0/02	0/04	0/4	0/003	0/015	0/020	0/03	0/04	
بقيه‌ي موارد	0/003	0/01	0/2	0/002	0/002	0/003	0/01	0/01	
ب – ستون‌هايي كه به صورت ميله كششي مدل‌شده باشند [3]									
ستون‌هايي بدون وصله يا با وصله‌هاي به طور مناسب محصورشده	0/05	0/05	0/0	0/01	0/03	0/04	0/04	0/05	
بقيه‌ي موارد	به زيرنويس مراجعه شود [4]	0/03	0/2	به زيرنويس مراجعه شود [4]			0/02	0/03	

1- در اين مورد از دورن‌يابي خطي نبايد استفاده كرد.

2- ستوني در تمام طول محصور فرض مي‌شود كه مقدار تنگ آن در طول ارتفاع طبقه و اتصال مساوي $\frac{3}{4}$ مقداري كه طبق ضوابط طراحي براي اعضاي مرزي در ديوارهاي برشي بتني لازم است، باشد. حداكثر فاصله‌ي طولي مجموعه‌ي تنگ‌ها نبايد بيش‌تر از $\frac{h}{3}$ يا $8\,d_b$ باشد.

3- در صورتي‌كه به خاطر تغيير جهت بار در يك ستون هم شرط (الف) و هم (ب) صادق شود، هر دوي اين شرايط بايد كنترل شوند.

4- امكان شكست در وصله بايد مستقيما بررسي شود تا معيارهاي مدل‌سازي و پذيرش معين شوند. براي اين موارد به روش كلي بند (6-3-2) مراجعه شود. براي اعضاي اصلي، سطح عملكرد **CP** به عنوان تغييرشكلي كه در آن كاهش مقاومت شروع مي‌شود، تعريف مي‌شود. ميزان تغييرشكل متناظر با سطح عملكرد **LS** برابر با $\frac{3}{4}$ آن مقدار اختيار مي‌شود.

6-4-4- قاب‌هاي بتني مهاربندي‌شده

6-4-4-1- انواع قاب‌هاي بتني مهاربندي‌شده

قاب‌هاي بتن مسلح مهاربندي‌شده قاب‌هايي هستند كه از اعضاي يكپارچه و غيرپيش‌تنيده‌ي تير، ستون و مهارهاي قطري كه محورشان در محل اتصال تير- ستون متقارب است، تشكيل شده و بارهاي جانبي را عمدتا با عملكرد خرپايي تحمل مي‌كنند. اگر در قاب‌هاي بتني مهاربندي‌شده ميان‌قاب‌هاي مصالح بنايي وجود داشته باشد، ضوابط مربوط به قاب‌هاي با ميان‌قاب نيز بايد درنظرگرفته شوند.

ضوابط بند (6-4-4) قابل اعمال به قاب‌هاي بتن مسلح مهاربندي‌شده‌ي موجود و قاب‌هاي بتن مسلح موجودي كه با اضافه و كم‌كردن مصالح بهسازي‌شده‌اند، مي‌باشد.

6-4-4-2- ملاحظات كلي

مدل تحليلي براي يك قاب بتن مسلح مهاربندي‌شده بايد به‌طور مناسب ظرفيت تغييرشكل، سختي و مقاومت تيرها، ستون‌ها، مهاربندها و تمام اتصالات و اجزا را مدل‌سازي نمايد. احتمال گسيختگي كششي، فشاري (شامل ناپايداري)، خمشي، برشي و گسيختگي ناشي از طول مهاري ناكافي در هر مقطع بايد درنظرگرفته شود.

اندركنش با ساير اجراي سازه‌اي و غيرسازه‌اي نيز بايد درنظرگرفته شود. از المان‌هاي يك‌بعدي كه مشخصات آن‌ها روي محورشان متمركز فرض مي‌شود مي‌توان براي تشكيل مدل تحليلي قاب استفاده كرد. مدل تحليلي بايد با ضوابط بند (6-4-1-2-1) مطابقت داشته باشد.

در قاب‌هايي كه در بعضي دهانه‌ها داراي مهاربندي و در بعضي دهانه‌هاي ديگر فاقد مهاربندي باشند، اثر مهاربندي بايد در مدل تحليلي مدل‌سازي شود و دهانه‌هاي فاقد مهاربندي را مي‌توان به صورت قاب و با درنظرگرفتن ضوابط بخش‌هاي ديگر اين فصل مدل نمود. اگر وجود مهاربندي موجب ناپيوستگي عمودي در قاب شود، اثرات اين ناپيوستگي بر عملكرد كلي ساختمان بايد ملحوظ شود.

تغييرشكل‌هاي غيرارتجاعي در اعضاي اصلي بايد منحصر به خمش و بار محوري در ستون‌ها، تيرها و مهارها شود. تغييرشكل‌هاي غير ارتجاعي ديگر مي‌توانند در اعضاي غيراصلي رخ دهند. معيارهاي پذيرش مطابق ضوابط بند (6-4-4-5) مي‌باشد.

6-4-4-3- سختي

6-4-4-3-1- روش‌هاي استاتيكي و ديناميكي خطي

در قسمت‌هاي مهاربندي‌شده‌ي قاب مي‌توان تيرها، ستون‌ها و مهارها را تنها با درنظرگرفتن انعطاف‌پذيري متناظر با كشش و فشاري محوري مدل نمود.

قسمت‌هاي بدون مهاربندي قاب‌ها را مي‌توان مطابق ضوابط مربوط به قاب‌ها مدل‌سازي كرد. سختي‌هاي موثر بايد طبق ضوابط بند (6-3-1-2) به‌دست آيند.

6-4-4-3-2- روش استاتيكي غيرخطي

روابط غيرخطي بار- تغييرشكل بايد با ضوابط بند (6-3-1-2) مطابقت داشته باشد.

در قسمت‌هاي مهاربندي‌شده، تيرها، ستون‌ها و مهارها به‌صورت المان ميله‌ي غيرخطي يا روش‌هاي ديگري كه ثابت شده باشد قادر به ارايه‌ي مناسب رفتار اعضاي بتن مسلحي كه رفتارشان عمدتا ناشي از كشش و فشار محوري است، مدل‌سازي مي‌شوند.

در قسمت‌هاي مهاربندي نشده، مدل‌هاي به‌كار گرفته شده براي تيرها و ستون‌ها بايد با ضوابط ارايه‌شده براي قاب‌ها در بند (6-4-1-2-2-2) مطابقت داشته باشد. مدل‌هاي به‌كارگرفته شده بايد قادر به ارايه‌ي پاسخ غيرارتجاعي در طول اعضا و در اتصالات باشند.

روابط بار- تغييرشكل يكنوا مي‌تواند مطابق رابطه‌ي كلي ارايه‌شده در شكل (6-1) باشد و يا از روابط ديگري كه با آزمايش تاييدشده باشند استفاده شود. رابطه‌ي كلي نيرو- تغييرشكل بايد به نحوي درنظرگرفته شود كه مقاومت حداكثر با مشخصات و ضوابط مقاومت طراحي در بندهاي (6-3-2) و (6-4-1-2-3) مطابقت داشته باشد. مقادير عددي متغيرهاي نشان‌داده‌شده در شكل (6-1) را مي‌توان از طريق انجام آزمايشات، تحليل‌هاي منطقي و يا معيارهاي بند (6-4-3-2-2-2) و با مدل‌سازي مهارها به عنوان ستون طبق جدول (6-13) به‌دست آورد.

6-4-4-3-3- روش ديناميكي غيرخطي

روابط غيرخطي بار- تغييرشكل براي به‌كارگيري در روش ديناميكي غيرخطي بايد رفتار چرخه‌اي كامل هر عضو را مطابق آنچه از آزمايش حاصل شود مدل‌سازي نمايد. مشخصات باربرداري و بارگذاري به‌كارگرفته‌شده بايد پديده‌هاي كاهش سختي و مقاومت را دربرداشته باشد.

6-4-4-4- مقاومت

مقاومت اعضا بايد طبق ضوابط كلي بند (6-3-2) و نيز ضوابط بند (6-4-1-2-3) محاسبه شوند. اثر ناپايداري مهارها بايد درنظرگرفته شود.

6-4-4-5- معيارهاي پذيرش

6-4-4-5-1- روش‌هاي استاتيكي و ديناميكي خطي

كليه‌ي رفتارها و تلاش‌ها بايد طبق ضوابط بند (6-2-4) به دو دسته‌ي كنترل‌شونده توسط نيرو و كنترل‌شونده توسط تغييرشكل طبقه‌بندي شوند. تلاش‌ها و رفتارهاي كنترل‌شونده توسط تغييرشكل در اعضاي اصلي به تلاش خمشي و محوري در تيرها و ستون‌ها و تلاش محوري در مهاربندها محدود مي‌شود. در مورد اعضاي غيراصلي، رفتارهاي كنترل‌شونده توسط تغييرشكل به مواردي كه در اين فصل براي قاب و قاب مهاربندي‌شده تعيين‌شده، محدود مي‌شود.

تلاش‌هاي محاسبه‌شده اعضا بايد ضوابط بند (6-3-1-2) را تامين نمايد. ضرايب m براي قاب‌هاي بتني برابر همان مقاديري است كه در بخش‌هاي مربوط در اين فصل ارايه شدند. ضرايب m براي تيرها، ستون‌ها و مهاربندهايي كه به صورت اعضاي كششي وفشاري مدل‌سازي مي‌شوند بايد مطابق مقادير داده‌شده براي ستون‌ها در جدول (6-12) باشد. در صورتي‌كه احتمال كمانش عضو

موجود باشد، مي‌توان ضرايب m را به نصف مقاديري كه در جدول ارايه‌شده تقليل داد با اين توجه كه حداقل m حاصل برابر يك فرض شود. از مقادير و روش‌هاي ديگري كه با آزمايش و يا تحليل تاييد شده باشند نيز مي‌توان استفاده كرد.

6-4-4-5-2- روش‌هاي استاتيكي و ديناميكي غيرخطي

تلاش‌هاي محاسبه‌شده براي اجزا بايد ضوابط بند (3-4-1-2) را تامين نموده و از مقادير عددي داده شده در جدول (6-13) يا ساير جداول مربوط به قاب در بخش‌هاي ديگر اين فصل بيش‌تر نشود. در صورتي‌كه براي عضو يا تلاشي كه در اين جداول نيامده، رفتار غيرخطي به‌دست آيد، عملكرد غيرقابل قبول تلقي مي‌شود. از روش‌ها و مقادير عددي ديگر در صورتي‌كه با شواهد آزمايشگاهي و تحليلي تاييد شوند نيز مي‌توان استفاده كرد.

6-4-4-6- معيارهاي بهسازي

اعضاي قاب بتني مهاربندي‌شده‌اي را كه معيارهاي پذيرش سطح عملكرد موردنظر را تامين نمي‌كنند بايد بهسازي نمود. معيارهاي بهسازي بايد براساس ضوابط بند (6-3-7) و ساير موارد اين دستورالعمل باشد.

6-5- اجزاي سازه‌اي بتني

اجزا سازه‌اي بتني شامل ديوارهاي برشي، ديافراگم‌ها و پي‌ها بتني در اين قسمت بررسي مي‌شوند. در بند (6-5-1) ديوارهاي برشي بتني و در بند (6-5-2) ديوارهاي برشي پيش‌ساخته بررسي خواهند شد. ديافراگم‌ها و اجزاي پي‌ها در قسمت‌هاي بعد بررسي مي‌شود. ديافراگم‌ها در دو قسمت ديافراگم بتني و ديافراگم‌هاي بتني پيش‌ساخته به ترتيب در بندهاي (6-5-3) و (6-5-4) و نهايتا ضوابط مربوط به اجزاي پي بتني در بند (6-5-5) ارايه خواهند شد.

6-5-1- ديوارهاي برشي بتني

6-5-1-1- انواع ديوارهاي برشي بتني و اجزاي مربوط

ضوابط بند (6-5-1) قابل اعمال به همه ديوارهاي برشي در همه نوع سيستم‌هاي ساختماني كه از ديوار برشي استفاده مي‌كنند مي‌باشد. اين موارد شامل ديوارهاي برشي مستقل ديوارهاي برشي كه در سيستم سازه‌اي دوگانه (قاب- ديوار) استفاده مي‌شود، ديوارهاي برشي كوپله و ديوارهاي برشي ناپيوسته مي‌باشد.

در صورتي‌كه بازشوهاي موجود در ديوار، برمقاومت بار رفتار غيرارتجاعي ديوار تاثير قابل ملاحظه‌اي نداشته باشند مي‌توان ديوار را به صورت يكپارچه مدل نمود. ديوارهاي برشي بازشودار ديوارهايي هستند كه بازشوها در آن‌ها به صورت نسبتا منظم توزيع شده‌اند كه ديوار را به از پايه‌ها و تيرهاي عميق كه به نام « قطعات ديوار» (Wall Segments) خوانده مي‌شوند، تجزيه مي‌كنند.

تيرهاي كوپله (همبند) و ستون‌هايي كه به عنوان تكيه‌گاه ديوارهاي برشي ناپيوسته عمل مي‌كنند بايد ضوابط بند (6-5-1-2) را تامين نمايند. اين اجزاي ويژه مربوط به ديوارهاي برشي از ضوابط مربوط به تيرها و ستون‌هاي قاب‌ها به‌نحوي كه در بند (6-4-1) بيان‌شده مستثني هستند.

6-5-1-1-1- ديوارهاي برشي يكپارچه و قطعات ديوار

ديوارهاي برشي بتن مسلح يكپارچه شامل المان‌هاي قايم درجا ريخته‌شده، به صورت كوپله و غيركوپله با فرم سطح مقطع بسته يا باز مي‌باشند. اين ديوارها بايد سطح مقطع‌هاي نسبتا پيوسته داشته و برخلاف ديوارهاي ميان‌قاب تعريف‌شده در مورد دوم بند (6-4-3-1) بايد هم در مقابل بار ثقلي و هم بار جانبي مقاومت داشته باشند.

ديوارهاي برشي يا قطعات ديوار با نيروهاي محوري بزرگ‌تر از $0/35\,P_0$ (P_0: نيروي محوري حداكثر قابل تحمل توسط ديوار) در تحمل بار زلزله موثر فرض نمي‌شوند. حداكثر فاصله‌ي افقي و عمودي آرماتورها نبايد از $45\,cm$ بيش‌تر باشد. ديوارهايي كه نسبت آرماتور آن‌ها از 0/0025 كم‌تر باشد ولي فاصله‌ي آرماتورها كم‌تر از $45\,cm$ باشد، از ديد اين دستورالعمل مي‌توانند در تحمل بارجانبي سهيم باشند به شرطي كه نيروي برشي نياز از مقاومت برشي اسمي كاهش‌يافته‌ي ديوار كه طبق بند (6-5-1-2-3) محاسبه‌شده، كم‌تر باشد.

6-5-1-1-2- ستون‌هاي بتن مسلحي كه ديوارهاي برشي ناپيوسته بر آن‌ها اتكا دارند

ستون‌هاي بتن مسلحي كه ديوارهاي برشي ناپيوسته بر آن‌ها اتكا دارند بايد براساس ضوابط بند (6-5-1-2) ارزيابي و بهسازي شوند.

6-5-1-1-3- تيرهاي كوپله‌ي بتن مسلح

تيرهاي كوپله (همبند) بتن مسلح كه براي اتصال دو ديوار برشي به هم به‌كار مي‌روند بايد براساس ضوابط بند (6-5-1-2) ارزيابي و بهسازي شوند.

6-5-1-2- ديوارهاي برشي بتن مسلح، قطعات ديوار، تيرهاي كوپله و ستون‌هاي بتن مسلح كه ديوارهاي برشي ناپيوسته برآن‌ها اتكا دارند.

6-5-1-2-1- ملاحظات كلي

مدل تحليلي براي يك ديوار برشي بايد به طور مناسب ظرفيت تغييرشكل، سختي و مقاومت ديوار برشي را مدل‌سازي نمايد. احتمال گسيختگي خمشي، برشي و گسيختگي ناشي از طول مهاري ناكافي در هر مقطع ديوار برشي بايد درنظرگرفته شود. اندركنش با ساير اجزاي سازه‌اي و غيرسازه‌اي بايد درنظرگرفته شود.

ديوارهاي برشي لاغر و قطعات ديوار را مي‌توان به صورت المان‌هاي تير- ستون معادل با درنظرگرفتن تغييرشكل‌هاي خمشي و برشي مدل نمود. در محاسبه‌ي مقاومت خمشي المان‌هاي تير- ستون بايد اندركنش بين نيروي محوري و خمش درنظرگرفته شود. طول قطعه صلب بين گره تير- ستون تا المان تير- ستون معادل، برابر فاصله مركز سطح ديوار تا لبه‌ي ديوار مي‌باشد. براي ديوارها با مقاطع نامتقارن، بايد تفاوت ظرفيت خمشي در دو جهت بارگذاري مدل شوند.

از المان تيري كه در آن هم تغييرشكل‌هاي خمشي و هم تغييرشكل‌هاي برشي ملحوظ شده باشد براي مدل‌سازي تيرهاي كوپله بايد استفاده نمود.

در رفتار غير ارتجاعي المان بايد اثرات كاهش مقاومت و سختي برشي ناشي از بارگذاري چرخه‌اي با دامنه‌ي تغييرشكل‌هاي زياد، ملحوظ شود. براي تيرهاي كوپله‌اي كه داراي آرماتور قطري، مطابق ضوابط آيين‌نامه‌ي بتن ايران مي‌باشند، مي‌توان از المان تيري كه تنها اثر خمش را درنظر مي‌گيرد استفاده نمود.

براي ستون‌هايي كه ديوارهاي برشي ناپيوسته برآن‌ها اتكا دارند، مدل به‌كارگرفته‌شده بايد قادر به درنظرگرفتن تلاش‌هاي فشاري محوري، كشش محوري، خمش و برش و نيز پديده‌ي كاهش سريع مقاومت (وقتي كه امكان اين رفتار تحت بارگذاري طرح وجود داشته باشد) باشد. عملكرد ديافراگمي دال‌هاي بتني كه ديوارهاي برشي و ستون‌هاي قاب‌ها را به هم متصل مي‌كند بايد در مدل ارايه شود.

6-5-1-2-2- سختي

سختي موثر تمام اعضايي كه در بند (6-5-1) بحث شدند بايد با توجه به مشخصات مصالح آن‌ها، ابعاد عضو، ميزان آرماتور، شرايط مرزي و نيز وضعيت فعلي عضو از لحاظ سطح تنش و وضعيت ترك‌خوردگي تعيين شوند.

راه ديگر تعيين سختي‌هاي موثر استفاده از مقادير پيشنهادي جدول (6-2) مي‌باشد. براي به‌دست‌آوردن توزيع مناسب نيروهاي جانبي در ساختمان‌هاي با ديوارهاي باربر، تمام ديوارها را مي‌توان يا در وضعيت بدون ترك و يا ترك‌خورده فرض كرد. در ساختمان‌هايي كه مقاومت در برابر بار جانبي يا توسط ديوارهاي سازه‌اي به تنهايي تامين مي‌شود و يا تركيبي از ديوارها و قاب‌ها مقاومت جانبي را تامين مي‌كنند، تمام ديوارهاي برشي و يا قطعات ديوار بحث‌شده در اين بخش به صورت ترك‌خورده فرض مي‌شوند.

براي تيرهاي كوپله، از مقادير سختي موثر داده‌شده در جدول (6-2) براي تيرهاي بدون پيش‌تنيدگي استفاده مي‌شود مگر اين‌كه با استفاده از تحليلي دقيق‌تر مقدار سختي تخمين زده شود. سختي موثر ستون‌هايي كه ديوارهاي برشي ناپيوسته برآن‌ها اتكا دارند براي هر جهت بارگذاري كه مي‌تواند منجر به ايجاد كشش يا فشار در آن‌ها شود يكي از دو مقدار مربوط خواهد بود.

6-5-1-2-2-1- روش‌هاي استاتيكي و ديناميكي خطي

در مدل‌سازي ديوارهاي برشي و اجزاي مربوط بايد سختي‌هاي محوري، خمشي و برشي درنظرگرفته شوند. براي ديوارهاي با سطح مقطع بسته يا باز از قبيل جعبه، I, L,T و C از ضوابط بند (6-3-1-3) براي تعيين پهناي موثر فشاري و يا كششي استفاده مي‌شود. در مورد مقادير سختي‌هاي محاسباتي كه در تحليل‌ها مورد استفاده قرار مي‌گيرند، بايد ضوابط بند (6-3-1-2) را به‌كار برد.

اتصالات بين ديوارهاي برشي و اعضاي قاب را بنا به مورد مي‌توان به صورت اجزاي صلب مدل نمود.

6-5-1-2-2-2- روش استاتيكي غيرخطي

روابط غيرخطي نيرو- تغييرشكل بايد طبق ضوابط بند (6-3-1-2) درنظرگرفته و در روش استاتيكي غيرخطي به‌كارگرفته شوند. روابط يكنواي بار- تغييرشكل براي مدل‌هاي تحليلي ديوارهاي برشي، المان‌هاي ديوار، تيرهاي كوپله و ستون‌هايي كه ديوارهاي برشي ناپيوسته بر آن‌ها اتكا دارند، بايد مطابق رابطه‌ي كلي شكل (6-1) باشد. براي ديوارهاي برشي و قطعات ديواري كه تحت اثر

بارجانبي رفتار غيرارتجاعي خمشي دارند و نيز براي ستون‌هايي كه ديوارهاي برشي ناپيوسته بر آن‌ها اتكا دارند مي‌توان از روش زيـر استفاده كرد.

منحني بار- تغييرشكل (6-1) درنظرگرفته‌شده و در آن محور x نمايش‌گر ميزان چرخش در بالاي منطقه‌ي مفصل پلاستيك در انتهاي عضو مطابق آنچه در شكل (6-2) نشان داده شده فرض مي‌شود. ميزان چرخش مفصل در نقطه‌ي B در شكل (6-1) متناظر است با ميزان چرخش در نقطه جاري‌شدن، θ_y، كه مقدار آن را مي‌توان از رابطه‌ي (6-4) محاسبه نمود:

$$\theta_y = \frac{M_y}{E_c I} l_p \qquad (4\text{-}6)$$

كه در اين معادله:

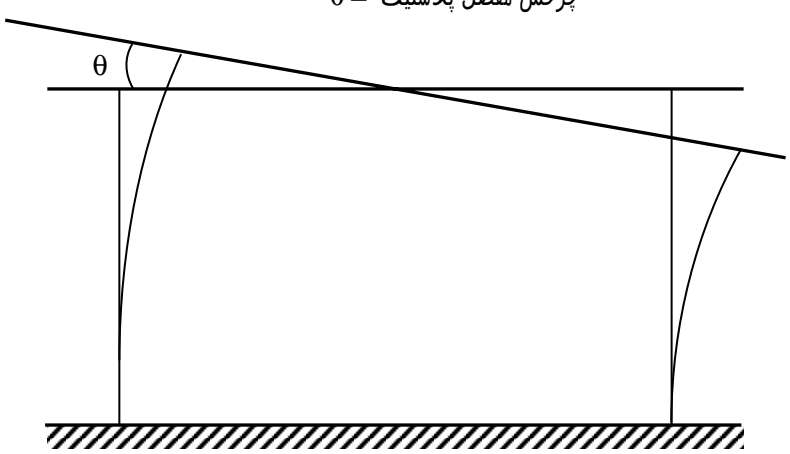
M_y: ظرفيت لنگر تسليم (جاري‌شدن) ديوار برشي يا قطعه‌ي ديوار مي‌باشد؛

E_c : ضريب ارتجاعي بتن مي‌باشد؛

I : لنگر اينرسي عضو است؛

l_p : طول فرض‌شده براي مفصل پلاستيك است.

در مدل‌هاي تحليلي ديوارهاي برشي و قطعات ديوار، مقدار l_p برابر نصف طـول ديـوار در پـلان و يـا ارتفـاع طبقـه‌ي همكـف، هركدام كه كم‌تر باشد، براي ستون‌هايي كه ديوارهاي برشي ناپيوسته را تحمل مي‌كنند، مقدار l_p برابر نصـف عمـق مـوثر خمشـي عضو فرض مي‌شود. مقادير متغيرهاي b, a و c كه بـراي تعيـين E, D, C در شـكل (6-1 الـف) موردنيازنـد در جـدول (6-16) داده شده‌اند. براي ديوارهاي برشي و قطعات ديواري كه پاسخ غيرارتجاعي آن‌ها با برش كنترل مي‌شود، مي‌توان از روش زير استفاده كرد:



شكل (6-2): چرخش مفصل خميري در ديوار برشي براي حالتي كه خمش بر رفتار غيرارتجاعي حاكم است.

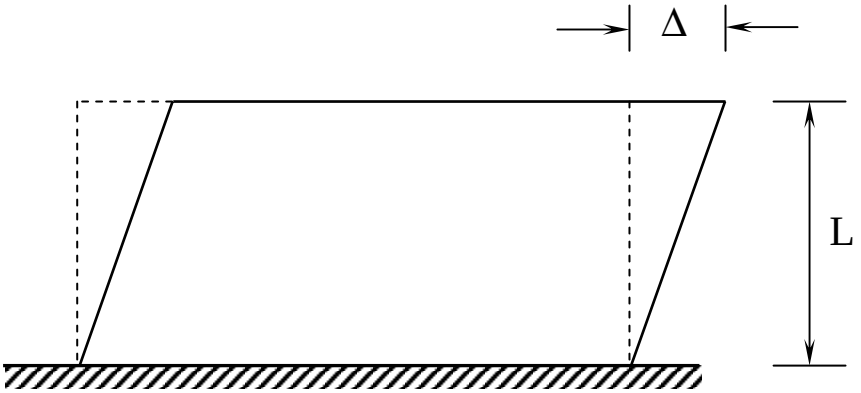
رابطه‌ي بار- تغييرشكل مطابق شكل (6-1 ب) درنظرگرفته و محور x در آن شكل بـه‌عنـوان تغييرمكـان جـانبي نسـبي فـرض مي‌شود. براي ديوارهاي برشي مقدار اين تغييرمكان نسبي به‌عنوان تغييرمكان نسبي طبقه مطابق آنچه در شكل (6-3) نشان‌داده‌شده فرض مي‌شود. براي قطعات ديوار، شكل (6-3) تعريف تغييرمكان نسبي عضو را نمايش مي‌دهد.

براي تيرهاي كوپله روش به قرار زير است:

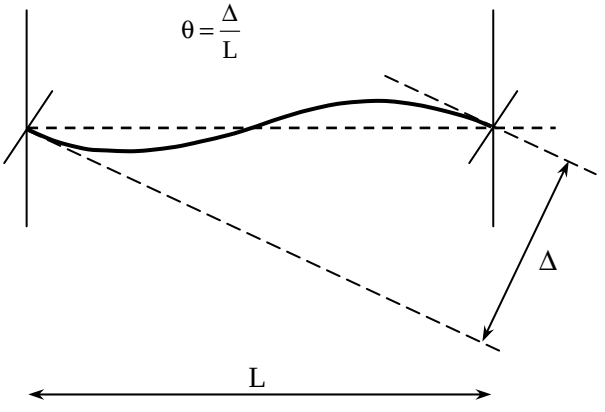
رابطه‌ي بار- تغييرشكل مطابق شكل (6-1ب) درنظرگرفته و محور x در آن شكل به‌عنوان چرخش عضو، به‌نحوي كه در شكل (6-4) نمايش‌داده‌شده، اختيار مي‌شود. مقادير متغيرهاي c، d و e كه براي تعيين محل نقاط C، D و E در شكل (6-1ب) مورد نيازند در جدول (6-17) داده شده‌اند. در صورتي‌كه شرايط عضو موردنظر بين حدود داده‌شده در جداول باشد مي‌توان از درون‌يابي‌خطي استفاده كرد.

6-5-1-2-2-3- روش ديناميكي غيرخطي

در روش ديناميكي غيرخطي بايد رفتار كامل چرخه‌اي هر جزء با كمك مشخصاتي كه از طريق آزمايش تاييد شده باشند مدل‌سازي شود. مي‌توان از رابطه‌ي كلي بار- تغييرشكل نشان‌داده‌شده در شكل (6-1) به‌عنوان رابطه‌ي پوش در تحليل استفاده كرد. مقادير سختي‌ها و مقاومت‌ها در بارگذاري و باربرداري و تغييرشكل منحني‌هاي چرخه‌اي بار- چرخش بايد متناسب با آنچه از آزمايش‌هاي انجام‌گرفته بر اعضاي ديواري مشابه ديوار مورد بررسي حاصل‌شده، اختيار شوند.



شكل (6-3): تغييرمكان نسبي در ديوار برشي براي حالتي كه برش بر رفتار غيرارتجاعي حاكم است



شكل (6-4): دوران در تيرهاي همبند

6-5-1-2-3- مقاومت

مقاومت‌هاي اعضا بايد براساس ضوابط كلي بند (6-3-2) و با درنظرگرفتن هرگونه تغيير لازم در آن‌ها طبق ساير ضوابط اين فصل محاسبه شوند. در محاسبه مقاومت‌ها بايد احتمال گسيختگي خمشي، برشي يا گسيختگي ناشي از طول گيرايي آرماتورها تحت بار ثقلي و جانبي درنظرگرفته شود.

مقدار مقاومت خمشي اسمي ديوارهاي برشي يا قطعات ديوار، M_n بايد طبق اصول ارايه‌شده در آيين‌نامه‌ي بتن ايران و با فرض ضرايب ايمني جزيي برابر يك محاسبه شود. در محاسبه مقاومت خمشي اسمي، از عرض‌هاي موثر بال‌هاي فشاري و كششي مطابق بند (20-5-3-1-4) آبا مي‌توان استفاده كرد. براي تعيين مقاومت جاري‌شدن خمشي ديوار برشي، كه با نقطه‌ي B در شكل (6-1 الف) مشخص است، تنها بايد ميلگردهاي طولي واقع در عضو مرزي درنظرگرفته شوند. در صورتي‌كه ديوار فاقد اعضاي مرزي باشد، تنها ميلگردهايي كه در 25% انتهايي مقطع ديوار قرار دارند بايد در محاسبه مقاومت تسليم دخالت داده شوند. براي محاسبه‌ي مقاومت خمشي اسمي ديوار كه با نقطه‌ي C در شكل (6-1الف) متناظر است، تمام ميلگردهاي طولي (شامل ميلگرهاي جان) بايد در محاسبه دخالت داده شوند. در كليه‌ي محاسبات مربوط به محاسبه‌ي مقاومت خمشي، مقاومت تسليم آرماتورهاي طولي بايد برابر مقاومت تسليم مورد انتظار با درنظرگرفتن اثرات اضافه مقاومت و سخت‌شدگي كرنش، فرض شود. نيروي محوري واردشده بر ديوار بايد شامل اثرات بارهاي ثقلي مطابق ضوابط فصل 3 باشد.

مقاومت برشي اسمي ديوار برشي يا قطعه‌ي ديوار، V_n ، بايد براساس ضوابط فصل بيستم آيين‌نامه‌ي بتن ايران تعيين شود. مقاومت برشي اسمي ستون‌هايي كه ديوارهاي برشي ناپيوسته را تحمل مي‌كنند نيز بايد براساس ضوابط فصل بيستم آيين‌نامه‌ي بتن ايران تعيين شود. در كليه‌ي محاسبات مربوط به محاسبه مقاومت برشي، بايد از مقاومت جاري‌شدن تعيين‌شده (Specified) بدون ضريب استفاده شود. براي اين حالت، تفاوتي بين مقاومت‌هاي برشي جاري‌شدن و اسمي‌كه متناظر با نقاط B وC در شكل (6-1) مي‌باشند، وجود ندارد.

اگر درصد ميلگرد افقي يك ديوار برشي يا قطعه‌ي ديوار، ρ_H ، كم‌تر از 0/0025 ولي بزرگ‌تر از 0/0015 باشد، در محاسبه‌ي مقاومت برشي ديوار مي‌توان مطابق فوق از آيين‌نامه‌ي بتن ايران استفاده كرد. در صورتي‌كه درصد ميلگرد جانبي كم‌تر از 0/0015 باشد مي‌توان سهم ميلگردهاي ديوار را در مقاومت برشي ثابت و برابر مقدار حاصل در حالت ρ_H = 0/0015 فرض نمود.

طول وصله براي آرماتورهاي طولي اصلي را مي‌توان براساس ضوابط بند (6-3-5) ارزيابي نمود. در صورتي‌كه سطح تنش آرماتور در مقاطعي توسط طول وصله كنترل شود، بايد مقاومت‌هاي خمشي كاهش‌يافته محاسبه شوند. نياز به آرماتور محصوركننده براي اعضاي مرزي ديوار برشي را مي‌توان با توجه به ضوابط آيين‌نامه‌ي بتن ايران ارزيابي نمود. مقاومت‌هاي برشي و خمشي اسمي تيرهاي كوپله براساس ضوابط فصل بيستم آيين‌نامه‌ي بتن ايران محاسبه مي‌شوند. دراين محاسبات از مقاومت مورد انتظار آرماتورهاي طولي و قطري استفاده مي‌شود.

مقاومت‌هاي برشي و خمشي اسمي ستون‌هايي كه ديوارهاي برشي ناپيوسته بر آن‌ها اتكا دارند، طبق ضوابط بند (6-4-1-2-3) ارزيابي مي‌شوند.

6-5-1-2-4- معيارهاي پذيرش

6-5-1-2-4-1- روش‌هاي استاتيكي و ديناميكي خطي

ديوارهاي برشي، قطعات ديوار، تيرهاي كوپله و ستون‌هايي كه ديوارهاي برشي ناپيوسته را تحمل مي‌كنند را بايد طبق ضوابط بند (2-4) به يكي از دو دسته‌ي كنترل‌شونده توسط نيرو يا كنترل‌شونده توسط تغييرشكل طبقه‌بندي كرد. براي ستون‌هايي كه ديوارهاي برشي ناپيوسته را تحمل مي‌كنند، رفتار كنترل‌شونده توسط تغييرمكان بايد به رفتار خمشي محدود شود. در ساير اعضا، رفتار كنترل‌شونده توسط تغييرمكان بايد به خمش يا برش محدود شود؛ بقيه‌ي تلاش‌ها بايد كنترل‌شونده توسط نيرو فرض شوند.

از مقاومت خمشي اسمي يك ديوار يا قطعه‌ي ديوار بايد براي تعيين حداكثر نيروي برشي در ديوار برشي، قطعات ديوار و ستون‌هايي كه ديوارهاي برشي ناپيوسته را تحمل مي‌كنند استفاده كرد. در مورد ديوارهاي برشي كنسول و نيز ستون‌هايي كه ديوارهاي برشي ناپيوسته را تحمل مي‌كنند، نيروي برشي طراحي مساوي نيروي جانبي است كه مي‌تواند پاي ديوار را به مقاومت خمشي اسمي برساند با فرض اينكه اين نيرو به صورت يكنواخت در ارتفاع ديوار توزيع شده باشد. براي قطعات ديوار، نيروي طراحي برابر برش لازم جهت رساندن دو انتهاي مقابل قطعه ديوار به مقاومت‌هاي خمشي اسمي مثبت و منفي مي‌باشد.

نيروي طراحي (خمش، برش، يا نيروي منتقل‌شده در محل وصله يا مهار) اعضا بايد مطابق ضوابط فصل 3 تعيين شوند. در تعيين مقادير مناسب براي نيروهاي طراحي، بايد به بارهاي ثقلي و نيز مقدار حداكثر نيروهايي كه با توجه به رفتار غيرخطي دراعضاي مجاور، امكان انتقال به عضو موردنظر را دارند توجه شود. نيروي طراحي بايد با مقاومت‌هاي طراحي مطابق ضوابط بند (3-4-1-2) مقايسه شوند.

جداول (6-14) و (6-15) مقادير m را جهت استفاده در رابطه‌ي (3-19) به‌دست مي‌دهند. در صورتي‌كه شواهد آزمايشگاهي موجود باشد مي‌توان از مقادير متفاوتي براي m استفاده كرد.

6-5-1-2-4-2- روش‌هاي استاتيكي و ديناميكي غيرخطي

در مدل طراحي، پاسخ غيرارتجاعي بايد محدود به نيروها و اعضايي كه در جداول (6-16) و (6-17) آمده‌اند شود مگر اين‌كه نشان داده شود كه وجود رفتارهاي غيرارتجاعي ديگر براي بعضي سطوح عملكرد قابل توجيه مي‌باشد.

براي اعضايي كه رفتار غيرارتجاعي از خود نشان مي‌دهند، مقدار ساير پاسخ‌ها (نيروها، لنگرها، يا لنگرهاي پيچشي) در عضو متناظر با مقدار پارامتر پاسخي كه باعث رفتار غيرارتجاعي مي‌شود، مي‌باشد. براي ساير پاسخ‌ها، بايد نشان داده شود كه مقدار آن‌ها كم‌تر از ظرفيت‌هاي اسمي آن‌ها مي‌باشد.

اجزايي كه پاسخ غيرارتجاعي دارند بايد ضوابط بند (3-4-2) را تامين نمايند و مقدار حداكثر چرخش‌هاي مفصل خميري، تغييرمكان نسبي يا زاويه‌ي چرخش عضو نبايد از مقاديري كه در جداول (6-16) و (6-17) براي سطح عملكرد خاص داده شده‌اند بيش‌تر شوند. اگر شرايط عضو مورد مطالعه بين حدود ارايه‌شده در جدول باشد مي‌توان با استفاده از درون‌يابي خطي مقادير را محاسبه كرد.

6-5-1-2-5- معيارهاي بهسازي

اگر ديوارهاي برشي بتن مسلح، قطعات ديوار، تيرهاي كوپله و ستون‌هايي كه ديوارهاي برشي ناپيوسته را تحمل مي‌كنند، معيارهاي پذيرش را براي سطح عملكرد موردنظر تامين نمي‌كنند بايد بهسازي شوند. معيارهاي بهسازي بايد با ضوابط بند (6-3-7) و ساير موارد اين دستورالعمل باشد.

جدول (6-14): معيارهاي پذيرش براي روش‌هاي خطي- اعضاي كنترل‌شونده با خمش

شرايط			ضرايب m			
			سطح عملكرد			
			نوع عضو			
			اصلي		غير اصلي	
			IO	LS	CP	LS	CP
الف- ديوارهاي برشي يا قطعات ديوار							
$\frac{[A_s - A'_s]f_y + P}{t_w l_w f_c}$	$\frac{\text{shear}}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$ [5]	محصورشدگي مرزي [1]					
$\leq 0/1$	≤ 3	بله	2	4	6	6	8
$\leq 0/1$	≥ 6	بله	2	3	4	4	6
$\geq 0/25$	≤ 3	بله	1/5	3	4	4	6
$\geq 0/25$	≥ 6	بله	1/25	2	2/5	2/5	4
$\leq 0/1$	≤ 3	خير	2	2/5	4	4	6
$\leq 0/1$	≥ 6	خير	1/5	2	2/5	2/5	4
$\geq 0/25$	≤ 3	خير	1/25	1/5	2	2	3
$\geq 0/25$	≥ 6	خير	1/25	1/5	1/75	1/75	2
ب- ستونهايي كه ديوارهاي برشي ناپيوسته به آن‌ها اتكا دارند							
آرماتور عرضي [2]							
واجد شرايط			1	1/5	2	----	----
فاقد شرايط			1	1	1	----	----
ج- تيرهاي كوپله‌كننده ديوارهاي برشي [3]							
آرماتور طولي و عرضي [4]	$\frac{\text{shear}}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$ [5]						
آرماتور طولي و آرماتور عرضي واجد شرايط	≤ 3		2	4	6	6	9
	≥ 6		1/5	3	4	4	7
آرماتور طولي و آرماتور عرضي فاقد شرايط	≤ 3		1/5	3/5	5	5	8
	≥ 6		1/2	1/8	2/5	2/5	4
آرماتور قطري	----		2	5	7	7	10

1- ضوابط محصورشدگي مرزي همان ضوابط ارايه‌شده در آيين‌نامه‌ي طراحي سازه‌هاي بتن مسلح مي‌باشد.

2- ضوابط براي «واجد شرايط» بودن آرماتور عرضي در ستون عبارتند از: (الف) فاصله‌ي تنگ‌ها در كل ارتفاع ستون كم‌تر يا مساوي $\frac{d}{3}$ باشد، (ب) مقاومت تامين‌شده V_s توسط تنگ‌ها از مقاومت برشي موردنياز ستون بيش‌تر يا با آن مساوي باشد.

3- در مورد تيرهاي كوپله اعضاي غيراصلي با دهانه‌هاي كم‌تر از 2/5 متر در صورتي‌كه آرماتورهاي تحتاني آن‌ها به‌طور ممتد در ديوارهاي دو طرف قرار داشته باشند مي‌توان مقادير جـدول را دو برابر نمود.

4- منظور از آرماتور طولي، آرماتورهاي واقع در بالا و پايين تيرهاي كوپله‌كننده موازي محور طولي آن مي‌باشد. شرايط آرماتورهاي عرضي «واجد شرايط» عبارتند از: (الف) در تمام طول تير كوپله‌كننده خاموت‌هاي بسته در فاصله‌ي كم‌تر يا مساوي $\frac{d}{3}$ از هم قرار داشته باشند، (ب) مقاومت تامين‌شده Vs توسط خاموت‌هاي بسته حداقل برابر با $\frac{3}{4}$ مقاومت برشي مورد نياز تير كوپله‌كننده باشد.

5- در رابطه‌ي فوق نيرو برحسب نيوتن و طول برحسب ميلي‌متر است و برش طراحي بايد برحسب آناليز حالات حدي محاسبه شود.

جدول (6-15): معيارهاي پذيرش براي روش‌هاي خطي– اعضاي كنترل‌شونده با برش

شرايط		ضرايب m				
		سطح عملكرد				
		نوع عضو				
		اصلي		غير اصلي		
		IO	LS	CP	LS	CP
الف- ديوارهاي برشي و قطعات ديوار.						
كليه‌ي ديوارهاي برشي و قطعات ديوار [1]		2	2	3	2	3
ب- تيرهاي كوپله‌كننده‌ي ديوارهاي برشي [2]						
آرماتور طولي و عرضي [3]	$\frac{shear}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$ [4]					
آرماتور طولي و آرماتور عرضي واجد شرايط	≤ 3	1/5	3	4	4	6
	≥ 6	1/2	2	2/5	2/5	3/5
آرماتور طولي و آرماتور عرضي فاقد شرايط	≤ 3	1/5	2/5	3	3	4
	≥ 6	1/25	1/2	1/5	1/5	2/5

1- براي ديوارهاي برشي و قطعات ديواري كه رفتار غيرارتجاعي آن‌ها توسط برشي كنترل مي‌شود، نيروي محوري عضو بايد كم‌تر يا مساوي $0/15 A_g f_c$ باشد، آرماتورهاي طولي بايد متقارن باشند و نيز حداكثر تنش برشي بايد كم‌تر يا مساوي $5\sqrt{f_c}$ باشد. در غير اين صورت خمش به عنوان پارامتر پاسخ كنترل‌شونده توسط نيرو فرض شود.

2- در مورد تيرهاي كوپله اعضاي غيراصلي با دهانه‌هاي كم‌تر از 2/5 متر در صورتي‌كه آرماتورهاي تحتاني آن‌ها به طور ممتد در ديوارهاي دو طرف قرار داشته باشند مي‌توان مقادير جدول را دو برابر نمود.

3- منظور از آرماتور طولي، آرماتورهاي واقع در بالا و پايين تيرهاي كوپله‌كننده موازي محور طولي آن مي‌باشد. شرايط آرماتورهاي عرضي «واجد شرايط» عبارتند از: (الف) در تمام طول تير كوپله‌كننده‌ي خاموت‌هاي بسته در فاصله‌ي كم‌تر يا مساوي $\frac{d}{3}$ از هم قرار داشته باشند، (ب) مقاومت تامين‌شده Vs توسط خاموت‌هاي بسته حداقل برابر با $\frac{3}{4}$ مقاومت برشي موردنياز تير كوپله‌كننده باشد.

4- در رابطه‌ي فوق نيرو برحسب نيوتن و طول برحسب ميلي‌متر است.

جدول (6-16): پارامترهاي مدل‌سازي و معيارهاي پذيرش براي روش‌هاي غيرخطي– اعضاي كنترل‌شونده با خمش

شرايط	پارامترهاي مدل‌سازي [1]			معيارهاي پذيرش					
	زاويه‌ي دوران خميري، راديان		نسبت مقاومت باقيمانده	زاويه‌ي دوران خميري، راديان					
				سطح عملكرد					
				نوع عضو					
				اصلي			غير اصلي [2]		
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP	
الف – ديوارهاي برشي									
$\frac{[A_s - A'_s]f_y + P}{t_w l_w f_c}$	$\frac{\text{shear}}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$ [5]	محصور شدگي مرزي [2]							
$\le 0/1$	≤ 3	بله	0/015	0/020	0/75	0/005	0/010	0/015	0/015	0/020
$\le 0/1$	≥ 6	بله	0/010	0/015	0/40	0/004	0/008	0/010	0/010	0/015
$\ge 0/25$	≤ 3	بله	0/009	0/012	0/60	0/003	0/006	0/009	0/009	0/012
$\ge 0/25$	≥ 6	بله	0/005	0/010	0/30	0/0015	0/003	0/005	0/005	0/010
$\le 0/1$	≤ 3	خير	0/008	0/015	0/60	0/002	0/004	0/008	0/008	0/015
$\le 0/1$	≥ 6	خير	0/006	0/010	0/30	0/002	0/004	0/006	0/006	0/010
$\ge 0/25$	≤ 3	خير	0/003	0/005	0/25	0/001	0/002	0/003	0/003	0/005
$\ge 0/25$	≥ 6	خير	0/002	0/004	0/20	0/001	0/001	0/002	0/002	0/004
ب- ستون‌ها									
آرماتور عرضي [3]									
واجد شرايط			0/010	0/015	0/20	0/003	0/007	0/010	----	----
فاقد شرايط			0/0	0/0	0/0	0/0	0/0	0/0	----	----
ج – تيرهاي كوپله‌كننده‌ي ديوارهاي برشي									
آرماتورهاي طولي و عرضي [4]	$\frac{\text{shear}}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$ [5]								
آرماتور طولي و آرماتور عرضي واجد شرايط	≤ 3		0/025	0/050	0/75	0/010	0/02	0/025	0/025	0/050
	≥ 6		0/02	0/040	0/50	0/005	0/010	0/020	0/020	0/040
آرماتور طولي و آرماتور عرضي فاقد شرايط	≤ 3		0/020	0/035	0/50	0/006	0/012	0/020	0/020	0/035
	≥ 6		0/010	0/025	0/25	0/005	0/008	0/010	0/010	0/025
آرماتور قطري	----		0/030	0/050	0/80	0/006	0/018	0/030	0/030	0/050

1- ضوابط محصورشدگي مرزي همان ضوابط ارايه‌شده در آيين‌نامه‌ي طراحي سازه‌هاي بتن مسلح مي‌باشد.

2- در مورد تيرهاي كوپله اعضاي غيراصلي با دهانه‌هاي كم‌تر از 2/5 متر در صورتي‌كه آرماتورهاي تحتاني آن‌ها به طور ممتد در ديوارهاي دو طرف قرار داشته باشند مي‌توان مقادير جدول را دو برابر نمود.

3- ضوابط براي «واجد شرايط» بودن آرماتور عرضي در ستون عبارتند از: (الف) فاصله‌ي تنگ‌ها در كل ارتفاع ستون كم‌تر يا مساوي $\frac{d}{2}$ باشد، (ب) مقاومت تامين‌شده V_s توسط تنگ‌ها از مقاومت برشي موردنياز ستون بيش‌تر يا با آن مساوي باشد.

4- منظور از آرماتور طولي، آرماتورهاي واقع در بالا و پايين تيرهاي كوپله‌كننده‌ي موازي محور طولي آن مي‌باشد. شرايط آرماتورهاي عرضي «واجد شرايط» عبارتند از: (الف) در تمام طول تير كوپله‌كننده خاموت‌هاي بسته در فاصله‌ي كم‌تر يا مساوي $\frac{d}{3}$ از هم قرار داشته باشند، (ب) مقاومت تامين‌شده V_s توسط خاموت‌هاي بسته حداقل برابر با $\frac{3}{4}$ مقاومت برشي موردنياز تير كوپله‌كننده باشد.

5- در اين رابطه نيرو برحسب نيوتن و طول برحسب ميلي‌متر است.

جدول (6-17): پارامترها مدل‌سازي و معيارهاي پذيرش براي روش‌هاي غيرخطي– اعضاي كنترل‌شونده با برش

شرايط	پارامترهاي مدل-سازي [1]			معيارهاي پذيرش					
	زاويه‌ي دوران خميري، راديان		نسبت مقاومت باقيمانده	زاويه‌ي دوران خميري، راديان					
				سطح عملكرد					
				نوع عضو					
				اصلي			غير اصلي [2]		
	a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP	
الف – ديوارهاي برشي يا قطعات ديوار									
همه‌ي ديوارهاي برشي يا قطعات ديوار [2]	0/75	2/0	0/40	0/40	0/60	0/75	0/75	0/75	1/5
ج – تيرهاي كوپله‌كننده‌ي ديوارهاي برشي [3]									
آرماتورهاي طولي و عرضي [4]								$\frac{shear}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$ [5]	
آرماتور طولي و آرماتور عرضي واجد شرايط	0/002	0/020	0/60	0/006	0/015	0/020	0/020	≤ 3	0/030
	0/016	0/024	0/30	0/005	0/012	0/016	0/016	≥ 6	0/024
آرماتور طولي و آرماتور عرضي فاقد شرايط	0/012	0/025	0/40	0/006	0/008	0/010	0/010	≤ 3	0/020
	0/008	0/014	0/20	0/004	0/006	0/007	0/007	≥ 6	0/012

1- در مورد ديوارهاي برشي و قطعات ديوار از تغييرمكان نسبي و در مورد تيرهاي كوپله‌كننده از دوران عضو استفاده شود. به شكل‌هاي 6-3 و 6-4 مراجعه شود.

2- براي ديوارهاي برشي و قطعات ديواري كه رفتار غيرارتجاعي آن‌ها توسط برشي كنترل مي‌شود، نيروي محوري عضو بايد كم‌تر يا مساوي $0/15 A_g f_c$ باشد، آرماتورهاي طولي بايد متقارن باشند و نيز حداكثر تنش برشي بايد كم‌تر يا مساوي $5\sqrt{f_c}$ باشد. در غير اين صورت برش به عنوان پارامتر پاسخ كنترل‌شونده توسط نيرو فرض شود.

3- در مورد تيرهاي كوپله اعضاي غيراصلي با دهانه‌هاي كم‌تر از 2/5 متر در صورتي‌كه آرماتورهاي تحتاني آن‌ها به طور ممتد در ديوارهاي دو طرف قرار داشته باشند مي‌توان مقادير جدول را دو برابر نمود.

4- منظور از آرماتور طولي، آرماتورهاي واقع در بالا و پايين تيرهاي كوپله‌كننده‌ي موازي محور طولي آن مي‌باشد. شرايط آرماتورهاي عرضي «واجد شرايط» عبارتند از: (الف) در تمام طول تير كوپله‌كننده خاموت‌هاي بسته در فاصله‌ي كم‌تر يا مساوي $\frac{d}{3}$ از هم قرار داشته باشند، (ب) مقاومت تامين‌شده Vs توسط خاموت‌هاي بسته حداقل برابر با $\frac{3}{4}$ مقاومت برشي موردنياز تير كوپله‌كننده باشد.

5- در رابطه‌ي فوق نيرو برحسب نيوتن و طول برحسب ميلي‌متر است.

6-5-2- ديوارهاي برشي بتني پيش‌ساخته

6-5-2-1- انواع ديوارهاي برشي بتني پيش‌ساخته

ديوارهاي برشي بتني پيش‌ساخته به طور معمول شامل قطعات ديواري پيش‌ساخته‌اي هستند كه به طور پيوسته در ارتفاع چند طبقه ادامه يافته‌اند. پيوستگي اين ديوارها بين دو طبقه از طريق اتصالات مكانيكي و جوشكاري يا استفاده از آرماتور انتظار و بتن ريزي درجا در محل اتصال تامين مي‌شود. اتصال بين قطعات ديوارها مي‌تواند افقي يا قايم باشد. اين ديوارها و اتصالاتشان بايد باندازه كافي مقاوم و شكل‌پذير باشند. طراحي انواع ذيل از ديوارهاي برشي پيش‌ساخته بايد ضوابط بند (6-5-2) را تامين نمايد:

1- ديوارهاي برشي شبه درجا: ديوارهايي هستند كه در آن‌ها اتصالات بين قطعات طوري طراحي مي‌شوند كه قوي‌تر از خود پانل‌هاي متصل‌شونده باشند، به‌طوري‌كه رفتار سيستم ديوار پيش‌ساخته در برابر بارهاي جانبي قابل مقايسه با ديوارهاي برشي درجا باشد. اينگونه ديوارها توسط معيارهاي بيان‌شده در بند 6-5-1 مورد ارزيابي قرار مي‌گيرند.

2- ديوارهاي برشي اتصالي: به ديوارهاي برشي گفته مي‌شود كه در آن‌ها اجازه داده مي‌شود رفتار غيرارتجاعي ديوار در زلزله‌هاي شديد كاملا در اتصالات بين قطعات ديوار متمركز شود. اين ديوارها توسط معيارهاي بيان‌شده در بند 6-5-2-2 ارزيابي مي‌شوند.

3- ديوار برشي برپاشونده (tilt–up): در اين مورد اتصالات قايمي بين پانل‌هاي مجاور و اتصالات افقي در تراز پي و نيز هر جا كه پانل‌هاي برپاشونده در تماس جانبي با سقف‌ها قرار مي‌گيرند وجود خواهد داشت. اين ديوارها طبق معيارهاي داده‌شده در بند 6-5-2-2 مورد ارزيابي قرار مي‌گيرند.

6-5-2-2- عناصر سازه‌اي ديوارهاي برشي بتني پيش‌ساخته

6-5-2-2-1- ملاحظات كلي

مدل تحليلي ديوار برشي بتني پيش‌ساخته بايد نمايانگر سختي، مقاومت و ظرفيت تغييرشكل كلي عضو و نيز اتصالات بين تمام اجزايي از پانل پيش‌ساخته باشد كه ديوار را تشكيل مي‌دهند. گسيختگي بالقوه در خمش، برش و گيرايي آرماتور در هر نقطه‌اي از پانل‌هاي ديوار برشي يا اتصالات آن‌ها بايد موردنظر قرار گيرد. اثر متقابل با ساير عناصر سازه‌اي و غيرسازه‌اي نيز بايد به‌حساب آيد.

ديوارهاي برشي بتني پيش‌ساخته و قطعات آن‌ها را مي‌توان در تحليل به عنوان تير- ستون‌هاي معادلي مدل نمود كه داراي تغييرشكل‌هاي خمشي و برشي هستند. اتصال تيرهاي سقف‌ها به اين تير- ستون‌هاي معادل را مي‌توان صلب درنظرگرفت. در مورد ديوارهاي پيش‌ساخته با مقطع غيرمتقارن بايد ظرفيت خمشي متفاوتي را براي بارگذاري در دو جهت متعامد منظور نمود.

درحالتي‌كه تغييرشكل‌هاي برشي اثر مهم‌تري در رفتار ديوار برشي پيش‌ساخته و قطعات آن داشته باشد، بايستي از يك مدل شامل چندين فنر استفاده شود.

عمل ديافراگمي دال بتني متصل‌شونده به ديوارهاي برشي پيش‌ساخته و ستون‌هاي قاب را نيز بايد به نحو مناسبي درنظرگرفت.

6-5-2-2-2- سختي

فرضيات مدل‌سازي تشريح‌شده در بند (6-5-1-2-2) در مورد ديوارهاي برشي بتني درجا و اجزاي آن‌ها بايد در مورد ديوارهـاي بتني پيش‌ساخته نيز به‌كار رود. به علاوه، در مدل تحليلي بايد به طرز مناسبي سختي اتصالات بين اجزاي پيش‌ساخته‌اي كه ديـوار را تشكيل مي‌دهند نيز درنظرگرفت. اين امر را مي‌توان با جايگزيني ديوار با ديواري با سختي معادل به انجام رساند طوري‌كه انعطـاف-پذيري اتصالات ملحوظ شود. روش ديگر آن است كه فنرهايي به مدل اضافه شود كه تغييرشكل‌هـاي محـوري، برشـي و چرخشـي اتصالات بين پانل‌ها را دربرگيرد.

الف- روش‌هاي خطي استاتيكي و ديناميكي

روش‌هاي مدل‌سازي داده‌شده در بند (6-5-1-2-2-1) در تركيب با روشي كه تغييرشكل‌هاي اتصال را به نحو گفته‌شده در بالا مدل نمايد، بايد به‌كارگرفته شود.

ب- روش غيرخطي استاتيكي

روابط غيرخطي نيرو- تغييرشكل مورد استفاده بايد سازگار با دستورالعمل‌هاي داده شده در بند (6-3-1-2-2) باشند. روابط يـك جهته نيرو- تغييرشكل مورد استفاده براي مدل‌هاي تحليلي نمايشگر ديوارهاي برشي پـيش‌سـاخته و اجـزاي آن‌هـا بايـد سـازگار بـا رابطه‌ي كلي شكل (6-1) باشند، البته استفاده از روش‌هاي جايگزين مبتني بر آزمايش‌ها نيز جايز است. اگر از روابط سازگار با شـكل (6-1) استفاده شود، رويكرد ذيل مجاز خواهد بود.

مقدار چرخش مفصل خميري يا تغييرمكان نسبي در نقاط C, B و E در دو شكل كلي فوق در ادامه تعريف شده‌اند. تراز مقاومـت در نقاط B و C بايد مطابق با مقاومت جاري‌شدن و مقاومت اسمي باشد آن‌گونه كه در بند (6-5-1-2-3) تعريف‌شده است. نحـوه‌ي تعريف مقاومت پس‌ماند روي پاره خط D-E در ادامه آمده است.

در مورد ديوارهاي برشي پيش‌ساخته و اجزاي آن‌ها هنگامي‌كه خمش بر رفتار غيرخطـي تحـت بارگـذاري جـانبي حـاكم اسـت. رابطه‌ي كلي بار- تغييرمكان در شكل 6-1 (الف) مبنا قرار مي‌گيرد. براي چنين اعضايي، اعداد محـور X شـكل 6-1 (الـف) را بايـد مقدار چرخش ناحيه‌ي مفصل خميري در انتهاي عضو درنظرگرفت (رجوع شود به شكل 6-2). اگر ضوابط طراحي شـبه درجـا مـورد عمل است، مقدار چرخش مفصل در نقطه‌ي B مساوي چرخش جاري‌شدن θ_y بوده و برابر است با آنچه در رابطه‌ي (6-5) داده‌شـده است. از همان عبارت بايد در مورد قطعات ديوار پيش‌ساخته‌اي نيز استفاده شود كه خمش بر رفتار غيرارتجاعي آن حاكم است.

اگر ديوار پيش‌ساخته از نوع ساخت و ساز اتصالي بوده وخمش بر واكنش غيرارتجاعي آن حـاكم باشـد، آنگـاه مقـدار θ_y را بايـد افزايش داد به‌نحوي كه چرخش اتصال بين پانل‌ها يا بين پانل و پي درنظرگرفته شود.

در مورد ديوارهاي برشي پيش‌ساخته و اجزاي آن‌ها هنگامي‌كه برش بر رفتار غير ارتجاعي تحت بارگذاري جـانبي حـاكم اسـت، رابطه‌ي كلي نيرو- تغييرشكل داده‌شده در شكل6-1 (ب) مـورد عمـل قـرار مـي‌گيـرد. در مـورد چنـين اعضـايي، اعـداد محـور X شكل6-1 (ب) را بايد به عنوان تغييرمكان نسبي طبقه براي ديوارهاي برشي و به عنوان تغييرمكان نسبي عضو بـراي اجـزاي ديـوار درنظرگرفت (شكل 6-2).

در مورد ساخت و سازي كه در رده‌ي شبه‌درجا قرار مي‌گيرد، مقادير متغيرهاي a , b و c كه براي تعريف موقعيت نقاط C، D و E در شكل 6-1 (الف) موردنيازند، در جدول (6-16) داده شده‌اند. هنگامي‌كه ساخت و ساز از نوع اتصالي باشد، مقادير a، b و c داده-

شده در جدول (6-16) بايد به ميزان 50% كاهش داده شوند، مگر اينكه شواهد تجربي در دست باشد كه كاربرد مقادير بزرگ‌تري را توجيه نمايد. به هر حال در هيچ حالتي نبايد از مقاديري بزرگ‌تر از آنچه در جدول (6-16) داده‌شده است استفاده نمود.

براي ساخت و ساز از رده‌ي شبه‌درجا مقادير متغيرهاي e,d و c كه براي يافتن نقاط D,C و E در شكل 6-1(ب) لازمند، در جدول (6-17) براي شرايط مربوط داده شده‌اند. در مورد ساخت و ساز اتصالي مقادير e,d و c از جدول (6-17) بايد به ميزان 50% كاهش داده شوند مگر اين‌كه شواهد تجربي كاربرد مقادير بزرگ‌تري را اجازه دهند. در هر صورت در هيچ حالتي نبايد مقاديري بزرگ‌تر از آنچه در جدول (6-17) آمده است را به‌كار برد.

در جداول (6-16) و (6-17)، مي‌توان از درون‌يابي خطي بين مقادير جدولي براي حالتي كه شرايط عضو مورد تحليل بين حدود داده‌شده در جداول باشد استفاده نمود.

پ – روش ديناميكي غيرخطي

روابط غيرخطي نيرو- تغييرمكان براي استفاده در روش ديناميكي غيرخطي، بايد رفتار چرخه‌اي كامل هر جزء را با استفاده از خواصي كه توسط مشاهدات تجربي تاييد شده‌اند دربرگيرد. رابطه‌ي كلي شكل (6-1) را مي‌توان به عنوان پوش مقادير مورد استفاده در تحليل دانست. سختي و مقاومت در باربرداري و بارگذاري مجدد و باريك‌شدگي (Pinching) حلقه‌هاي چرخه‌اي نيرو- چرخش بايد بازتابي از رفتار مشاهده شده در آزمايش روي عناصر ديواري مشابه با مورد تحت بررسي باشد.

6-5-2-2-3- مقاومت

مقاومت ديوارهاي برشي بتني پيش‌ساخته و اجزاي پانل ها بايد مطابق با ضوابط كلي بند (6-3-2) محاسبه شوند، به جز آنچه در اينجا تذكر داده شده است.

براي ساخت و ساز از نوع شبه درجا، روش محاسبه مقاومت‌ها در بند (6-5-1-2-3) بايد مورد استفاده قرار گيرد. براي ساخت و ساز اتصالي، محاسبه‌ي مقاومت محوري، برشي و خمشي اتصالات بين پانل ها بايد براساس مشخصات اندازه‌گيري شده مصالح و روش‌هاي شناخته شده‌ي محاسباتي باشد. براي محاسبه‌ي مقاومت محوري و خمشي ناحيه‌ي اتصال بايد از مقاومت تسليم مورد انتظار فولاد اتصال استفاده شود. براي محاسبه‌ي مقاومت برشي ناحيه‌ي اتصال بايد از مقاومت جاري‌شدن مشخصه‌ي فولاد مسلح- كننده و عناصر فولادي اتصال استفاده شود.

در همه‌ي ديوارهاي برشي بتني پيش‌ساخته از نوع اتصالي، مقاومت‌هاي تسليم محاسباتي و اسمي در خمش و برش با هم برابر گرفته مي‌شود ($\phi = 1.0$). مقادير مقاومت‌هاي كه توسط نقاط B و C در شكل (6-1) بيان مي‌شوند بايد با پيروي از روش‌هاي داده‌شده در بند (6-5-1-2-3) محاسبه شوند.

6-5-2-2-4- طراحي اتصالات

اتصالات افقي بين قطعات ديواري با قطعات پايين و بالاي آن‌ها بايد براي برش افقي ناشي از بار جانبي و تنش قايم ناشي از لنگر واژگوني روي ديوار طراحي شوند. اتصالات قايم بين پانل‌هاي مجاور نيز بايد براي مولفه‌ي قايم برش وارد بر ديوار ناشي از نيروي جانبي طرح شوند.

به طور كلي استفاده از دو نوع مقاومت اتصال مجاز است. اتصال تَر با استفاده از آرماتور انتظار و بتن‌ريزي درجا در محل اتصال و اتصال خشك با تعبيه‌ي ورق يا نبشي يا رزوه‌كاري و پيچ‌كردن و جوشكاري قطعات به يكديگر. در هنگام استفاده از اتصال خشك طراحي اتصال بايد به طوري‌كه هم مقاومت و هم شكل‌پذيري كافي را دارا باشد صورت پذيرد. در هر حال اين طراحي بايد براساس مشخصاتي باشد كه از آزمايش چرخه‌اي اتصال به‌دست آمده است.

6-5-2-2-5- معيارهاي پذيرش

الف- روش‌هاي خطي استاتيكي و ديناميكي

براي ساخت و ساز ديوار برشي پيش‌ساخته به روش شبه درجا و براي قطعات ديواري داخلي يك پانل پيش‌ساخته، از معيارهاي پذيرش تعريف‌شده در بند (6-5-1-2-4) بايد پيروي شود. در مورد ساخت و ساز ديوار برشي پيش‌ساخته به‌صورت اتصالي نيز معيارهاي پذيرش مشروح در بند (6-5-1-2-4) بايد به‌كاررود با اين تفاوت كه مقادير داده‌شده براي m در جداول (6-14) و (6-15) بايد به ميزان 50% كاهش داده شوند، مگر اين‌كه شواهد تجربي نشان دهد از مقادير بزرگ‌تري مي‌توان استفاده نمود. در هيچ حالتي نبايد m كوچك‌تر از 1 گرفته شود.

ب- روش‌هاي غيرخطي استاتيكي و ديناميكي

واكنش غيرارتجاعي بايد محدود شود به انواع ديوار برشي (وقطعات آن) و رفتارهايي كه در جداول (6-16) و (6-17) فهرست شده‌اند، به جز حالتي كه توسط آزمايش و تحليل نشان داده شود عملكرد غيرارتجاعي ديگري نيز براي ديوار با توجه به سطوح عملكردي انتخاب شده قابل قبول مي‌باشد. براي اعضايي كه تحت رفتار غيرارتجاعي قرار دارند، بزرگي ساير عوامل (نيروها، لنگر يا پيچش) در عضو مطابق است با بزرگي عاملي كه ايجاد رفتار غيرارتجاعي مي‌نمايد. بايد نشان داد كه بزرگي اين ديگر عوامل كمتر از ظرفيت‌هاي اسمي آن‌ها مي‌باشد.

در مورد ديوارهاي برشي پيش‌ساخته از نوع شبه‌درجا و اجزاي آن‌ها، حداكثر زاويه‌ي چرخش مفصل پلاستيك يا تغييرمكان‌هاي نسبي حين واكنش غيرارتجاعي نبايد از مقادير داده‌شده در جداول (6-16) و (6-17) تجاوز نمايد. در مورد ديوارهاي برشي اتصالي، حداكثر زاويه‌ي چرخش مفصل پلاستيك يا تغييرمكان‌هاي نسبي حين واكنش غيرارتجاعي نبايد از يك دوم مقادير داده‌شده در جداول (6-16) و (6-17) تجاوز نمايد، مگر اين‌كه شواهد تجربي در دسترس باشد كه مقادير بزرگ‌تري را مجاز شمارد. به‌هرحال، در هيچ حالتي نبايد مقادير تغييرشكلي بزرگ‌تر از آنچه در اين جداول داده‌شده براي ساخت و ساز اتصالي به‌كارگرفته شود.

اگر حداكثر مقدار تغييرشكل از مقدار جدولي متناظر آن بيشتر شود، جزء مربوط بايد ناكافي محسوب‌شده و لازم است كه اين جزء يا كل سازه بهسازي شود.

از رويكردها يا مقادير ديگري كه توسط آزمايش يا تحليل تاييدشده باشند نيز مي‌توان استفاده نمود.

6-5-2-2-6- معيارهاي بهسازي

ديوارهاي برشي بتني پيش‌ساخته‌اي كه معيارهاي پذيرش مربوط به تراز عملكرد انتخابي را برآورده نمي‌سازند بايد بهسازي شوند. معيارهاي بهسازي بايد براساس ضوابط بند (6-3-7) و ساير ضوابط اين دستورالعمل باشد.

6-5-3- ديافراگم‌هاي بتني درجا

6-5-3-1- اجزاي تشكيل‌دهنده‌ي ديافراگم‌هاي بتني

ديافراگم‌هاي بتني درجا نيروهاي اينرسي و برش منتقل‌شده از اجزا قايم منقطع را از سازه به اجزاي قايم مقاوم در برابر نيروهاي جانبي منتقل مي‌سازند.

ديافراگم‌هاي بتني متشكلند از دال‌ها، اجزاي جمع‌كننده و اجزاي لبه كه تعاريف آن‌ها در بندهاي بعدي آمده است.

عملكرد ديافراگمي‌مي‌تواند توسط يك سازه‌ي خرپايي در صفحه‌ي افقي نيز تامين شود. ديافراگم‌هاي متشكل از رويه‌ي بتني سازه‌اي روي عرشه‌ي فولادي بايد سازگار با ضوابط بند (5-9-2) باشند.

6-5-3-1-1- دال‌ها

هر دال جزيي از يك سيستم پوشش (كف يا سقف) است، كه علاوه‌بر تحمل بارهاي ثقلي بايد نيروهاي اينرسي ايجادشده در سازه را از يك دستگاه قايم مقاوم جانبي به دستگاه ديگر منتقل‌كرده و نيز به عنوان مهاربندي در جهت خارج از صفحه براي ساير قسمت‌هاي ساختمان نيز عمل نمايد.

6-5-3-1-2- مهارها و اجزاي جمع‌كننده

اجزاي جمع‌كننده‌ها عبارتند از اعضايي كه نيروهاي اينرسي را از داخل ديافراگم به اعضاي سيستم مقاوم جانبي انتقال مي‌دهند. مهارها عبارتند از اجزايي از يك ديافراگم سازه‌اي كه براي فراهم نمودن پيوستگي در اطراف بازشوهاي ديافراگم تعبيه مي‌شوند. مهارها و جمع‌كننده‌ها بايد با دال يكپارچه بوده و مي‌توانند در داخل ضخامت آن قرار گيرند يا از دال ضخامت بيش‌تري داشته باشند.

6-5-3-1-3- اجزاي لبه

اجزاي لبه‌ي ديافراگم در لبه‌هاي ديافراگم‌هاي افقي با تعبيه‌ي آرماتور اضافي طولي و عرضي واقع‌شده و براي مقاومت در برابر نيروهاي كششي و فشاري ايجادشده توسط خمش ديافراگم قرارداده مي‌شود. ديوارهاي خارجي سازه‌اي را نيز مي‌توان براي تامين همين عملكرد به‌كار برد به‌شرط اينكه ظرفيت برشي افقي كافي بين دال و ديوار موجود باشد.

6-5-3-2- مدل‌سازي، تحليل و معيارهاي پذيرش

6-5-3-2-1- ملاحظات كلي

مدل تحليلي يك ديافراگم بايد نماينده‌اي از مقاومت، سختي و ظرفيت تغييرشكلي هر جزء و نيز خود ديافراگم در كل باشد. گسيختگي بالقوه در خمش، برش، كمانش و طول مهاري آرماتورها در هر نقطه از ديافراگم بايد مورد توجه قرار گيرد.

مدل تحليلي يك ديافراگم را عموماً مي‌توان به‌صورت يك تير افقي پيوسته يا ساده كه بر اجزاي سختي متفاوت تكيه كرده است درنظرگرفت. اين تير مي‌تواند صلب يا انعطاف‌پذير باشد كه با توجه به تغييرشكل‌هاي سيستم و طبق پيوست 6 استاندارد 2800 تعيين مي‌شود.

6-5-3-2-2- سختي

سختي ديافراگم بايد بر طبق بند (6-5-3-2-1) مدل شود و بايستي با استفاده از يك مدل خطي ارتجاعي با به‌كاربردن مشخصات مقطع ترك‌نخورده با ضريب ارتجاعي بتن كه در آيين‌نامه‌ي آبا تعريف شده، محاسبه شود. در مواردي كه براساس ضوابط پيوست 6 استاندارد 2800 بتوان نشان داد كه ديافراگم به‌صورت صلب عمل نمايد، مي‌توان اين فرض را در محاسبات به‌كار گرفت و از مدل‌كردن ديافراگم صرف‌نظر كرد.

6-5-3-2-3- مقاومت

مقاومت اجزا بايد مطابق با ضوابط كلي بند (6-3-2) ولي به ترتيبي كه اينجا ذكر مي‌شود باشد. مقاومت حداكثر جزء بايد با درنظرگرفتن گسيختگي بالقوه تحت خمش، نيروي محوري، برش، پيچش، طول مهاري آرماتورها و ساير عملكردها در كليه‌ي نقاط جزء محاسبه شود. اين آثار نيرويي بايد تحت تركيبات بارگذاري طراحي جانبي و ثقلي محاسبه شوند. مقاومت اعضا بايد به صورت ذكرشده در فصل بيستم آيين‌نامه‌ي بتن ايران (آبا) تعيين شود. مقاومت مهارها، اجزاي جمع‌كننده و اجزاي لبه بايد مطابق با بند (6-5-1-2-3) براي اعضاي قاب‌ها مشخص شود.

6-5-3-2-4- معيارهاي پذيرش

برش و خمش ديافراگم كنترل‌شونده توسط تغييرشكل درنظرگرفته شوند. معيارهاي پذيرش براي نيروهاي داخلي اجزاي دال طبق بند (6-5-1-2-4) براي ديوارهاي برشي مي‌باشد كه در آن مقادير m بر طبق اجزاي مشابه در جداول (6-14) و (6-15) براي استفاده در معادله (3-19) تعيين مي‌شود. معيارهاي پذيرش مهارها، اجزاي لبه و اجزاي جمع‌كننده طبق بند (6-4-1-2-4) براي اعضاي قاب‌ها مي‌باشند. اتصالات بايد كنترل‌شونده توسط نيرو فرض شوند.

6-5-3-3- معيارهاي بهسازي

ديافراگم‌هاي بتني كه معيارهاي پذيرش مربوط به هدف بهسازي موردنظر را تامين نمي‌كنند بايد بهسازي شوند. معيارهاي بهسازي بايد براساس ضوابط بند (6-3-7) و ساير ضوابط اين دستورالعمل باشد.

6-5-4- ديافراگم‌هاي بتني پيش‌ساخته

6-5-4-1- اجزاي ديافراگم‌هاي بتني پيش‌ساخته

ديافراگم‌هاي بتني پيش‌ساخته عبارتند از سيستم‌هايي كه از اجزاي پيش ساخته با يا بدون رويه‌ي بتني ساخته شده‌اند و نيروهاي برشي را از داخل سازه به اجزاي قايم مقاوم جانبي انتقال مي‌دهند.

ديافراگم‌هاي بتني پيش‌ساخته را مي‌توان به رويه‌دار يا غيررويه‌دار طبقه‌بندي نمود. ديافراگم رويه‌دار ديافراگمي است كه داراي يك رويه دال بتني بوده كه روي كل سيستم افقي پيش‌ساخته ريخته شده است. ديافراگم غير رويه‌دار عبارت است از ديافراگمي‌كه از اجزاي پيش‌ساخته بدون يك رويه‌ي دال بتني ساخته شده است. ديافراگم‌هاي غير رويه‌دار را بايد توسط اتصال جوشي يا مكانيكي به همديگر متصل كرد.

6-5-4-2- مدل‌سازي، تحليل و معيارهاي پذيرش

تحليل و مدل‌سازي ديافراگم‌هاي بتني پيش‌ساخته بايد منطبق بر بند (6-5-3-2-2) باشد، با اضافه‌كردن اين ضابطه كه توجه خاصي بايد به درنظرگرفتن طبيعت قطعه‌اي اجزاي جداگانه نمود.

مقاومت هر جزء بايد طبق بند (6-5-3-2-3) محاسبه شود. مقاومت اتصال جوشي بايد با استفاده از يك روش منطقي با اين فرض كه اين اتصالات شكل‌پذيري كمي دارند محاسبه شود مگر اين‌كه اطلاعات آزمايشگاهي در دسترس باشد كه دلالت بر شكل‌پذيري بيش‌تر نمايد. ديافراگم‌هاي بتني پيش‌ساخته رويه‌دار را بايد كنترل‌شونده توسط تغييرشكل در برش و خمش دانست. ضرايب m را بايد به ترتيب مساوي 1، 1/25 و 1/5 براي سطوح عملكرد IO، LS، CP فرض نمود. ديافراگم‌هاي بتني پيش‌ساخته غير رويه‌دار را بايد كنترل‌شونده توسط نيرو فرض كرد.

6-5-4-3- معيارهاي بهسازي

ديافراگم‌هاي بتني پيش‌ساخته‌اي كه معيارهاي پذيرش مربوط به هدف بهسازي موردنظر را برآورده نمي‌كنند بايد بهسازي نمود. معيارهاي بهسازي بايد براساس ضوابط بند (6-3-7) و ساير ضوابط اين دستورالعمل باشد.

6-5-5- پي‌هاي بتني

6-5-5-1- انواع پي‌هاي بتني

پي‌ها انتقال نيروها از قطعات باربر ساختمان (ديوارها، ستون‌ها) به سنگ يا خاك بستر را انجام مي‌دهند. پي‌هاي بتني در ساختمان‌ها طبق فصل 4 به دو دسته كم عمق و عميق تقسيم بندي مي‌شوند.

ضوابط بند (6-5-5) قابل اعمال به پي‌هاي كم‌عمق شامل:

شالوده‌هاي تك يا منفرد؛

شالوده‌هاي نواري يا خطي؛

شالوده‌هاي مركب؛

شالوده‌هاي گسترده‌ي بتني مي‌باشند.

اين ضوابط همچنين قابل اعمال به پي‌هاي عميق شامل شمع‌ها و پايه‌هاي (شمع‌هاي بزرگ) ريخته‌شده‌ي درجا هستند.

تيرهاي بتني متكي بر خاك ممكن است در هر دو سيستم پي‌هاي كم‌عمق و عميق وجود داشته باشند كه در اين‌صورت بايد سازگار با ضوابط بند (6-5-5) باشند.

ضوابط بند (6-5-5) براي اجزاي پي موجود و مواد يا اجزاي جديدي كه براي بهسازي يك ساختمان موجود به‌كارمي‌روند قابل كاربرد مي‌باشند.

6-5-5-1-1- پي‌هاي كم‌عمق

شالوده‌هاي منفرد، نواري و مركب موجود ممكن است مسلح يا غير مسلح باشند. بارهاي قايم با تماس مستقيم بر خاك و بارهاي جانبي با تركيبي از اصطكاك بين كف و شالوده، و فشار غيرفعال خاك به سطح جانبي پي منتقل مي‌شوند.

شالوده‌هاي گسترده بتني بايستي براي مقاومت در برابر تلاش‌هاي خمشي و برش ناشي از بارهاي متمركز و خطي ناشي از سازه، و توزيع فشار عكس‌العمل خاك در زير شالوده مسلح شوند. بارهاي جانبي بايد توسط اصطكاك بين خاك و كف شالوده و فشار غيرفعال به وجود آمده در برابر ديوارهاي پي كه بخشي از سيستم مي‌باشند، تحمل شود.

6-5-5-1-2- پي‌هاي عميق

1- شمع‌هاي كوبيدني

در اين حالت شمع‌هاي بتني بايد مركب از يك سرشمع بتن مسلح روي شمع‌هاي كوبيدني باشند. شمع‌ها ممكن است بتني (با يا بدون پيش‌تنيدگي)، فولادي، يا مركب (بتني در پوسته‌ي فولادي) باشند. بارهاي قايم از طريق سرشمع به شمع‌ها منتقل شده، و توسط اتكاي مستقيم نوك شمع و يا اصطكاك يا چسبندگي خاك روي پيرامون شمع تحمل مي‌شود. بارهاي جانبي به وسيله‌ي ايجاد فشار غيرفعال روي بدنه‌ي جانبي سرشمع در تركيب با اندركنش خمشي شمع‌ها و فشار غيرفعال روي بدنه‌ي شمع تحمل مي‌شود.

2- شمع‌هاي ريخته شده درجا

شمع‌هاي ريخته‌شده درجا شامل بتن مسلح ريخته شده در يك منطقه‌ي استوانه‌اي كنده و يا سوراخ‌شده در خاك مي‌باشند. شمع‌ها يا پايه‌هاي ريخته‌شده‌ي درجا در برابر بارهاي قايم و جانبي همانند شمع‌هاي كوبيدني كه در بند بالا ذكر شد عمل مي‌نمايند.

6-5-5-2- تحليل پي‌هاي موجود

در مواردي كه ستون‌ها يا ديوارها با شالوده به صورت يكپارچه اجرا مي‌شوند، اتصال اين اجزا به شالوده را در تحليل سازه مي‌توان گيردار فرض كرد به شرطي كه خاك پي توانايي مقاومت در برابر لنگرهاي خمشي را طبق بند (4-4-2-1-2) داشته باشد.

هنگامي‌كه ستون‌ها با پي يكپارچه نيستند و يا براي تحمل لنگر خمشي طراحي نشده‌اند، آن‌ها را با انتهاي مفصلي بايد مدل كرد. دراين موارد پاي ستون بايد علاوه بر برآيند نيروهاي محوري و برشي براي دربرگرفتن چرخش لازم انتهاي ستون نيز محاسبه شود. اثرات گيرداري پاي ستون‌ها بايستي بازاي حداكثر تغييرمكان سازه فوقاني درنظرگرفته شود.

اگر از روش تحليلي پيچيده‌تري استفاده شود، در اين حالت، همان طوري‌كه در بند (4-4-2) تشريح گرديد بايد فنرهاي معادل خاك را در جهات عمودي، جانبي و چرخشي در مدل تحليل اعمال شود. مشخصات فنرها طبق فصل 4 تعيين مي‌شود. تحليل دقيق سازه‌هاي با پي عميق در خاك نرم بايد با مطالعه‌ي اندركنش خاك- شمع براي تعيين نقطه‌ي محتمل گيرداري پي و توزيع نيروها و تغييرمكان‌هاي حاصل در سازه فوقاني انجام شود. دراين تحليل، مدل‌سازي مناسب اتصال سرشمع به شمع لازم است. شمع‌هاي پي كه طول گيرداري آن‌ها در سرشمع كم‌تر از 15 سانتي‌متر است و از آرماتور دوخت در اتصال آن‌ها به سر شمع استفاده شده را بايد با اتصال مفصلي به سر شمع درنظرگرفت. در صورتي‌كه جزييات اتصال شمع به سرشمع معلوم نباشد، اين اتصال را بايد مفصلي به حساب آورد.

هنگامي‌كه پي‌ها در مدل تحليلي ساختمان ملحوظ مي‌شوند واكنش اجزاي پي را بايد بررسي نمود. عكس‌العمل‌هاي اجزاي سازه‌اي متصله به پي شامل نيروهاي محوري و برشي و لنگرهاي خمشي آن‌ها را بايد براي ارزيابي هر جزء از سيستم پي به‌كار برد.

6-5-5-3- ارزيابي شرايط موجود

ظرفيت‌هاي مجاز خاك (مدول عكس‌العمل خاك، مقاومت فشاري، فشار مقاوم) و تغييرمكان‌هاي پي براي سطح عملكرد انتخابي بايد به روش‌هاي ذكرشده در فصل4 محاسبه‌شده و يا از مطالعات خاص براي پروژه به‌دست آيد.كليه اجزاي پي موجود و تمامي‌مصالح، اجزا يا قطعات لازم براي بهسازي پي بايد كنترل‌شونده توسط نيرو درنظرگرفته شده و ويژگي‌هاي آن‌ها طبق بخش (6-3) به‌دست آيد. اگرچه، ظرفيت اجزاي پي لازم نيست از 1/25 برابر ظرفيت اجزاي سازه‌اي قايم متكي بر آن‌ها (ستون يا ديوار) بيش‌تر باشد.

6-5-5-4- معيارهاي بهسازي

پي‌هاي موجود كه معيارهاي پذيرش مربوط به هدف بهسازي موردنظر را تامين نمي‌كنند بايد بهسازي شوند. معيارهاي بهسازي بايد براساس ضوابط بند (6-3-7) و يا ساير ضوابط اين دستورالعمل باشد.

فصل 7

بهسازي ساختمان‌هاي مصالح بنايي

و

ميان‌قاب‌هاي مصالح بنايي

7-1- كليات

ساختمان‌هاي مصالح بنايي در ايران نسبتا كوتاه مي‌باشند و تعداد طبقات به ندرت از سه طبقه تجاوز مي‌كند. براي بهسازي اين نوع ساختمان‌ها از روش ساده‌ي بهسازي كه براي ساختمان‌هاي كوتاه و منظم مناسب مي‌باشد استفاده مي‌شود. هدف اصلي در اين روش حفظ ايستايي ساختمان و تامين ايمني جاني در برابر زلزله مي‌باشد. در اين روش ابتدا ساختمان به لحاظ آسيب‌پذيري در برابر زلزله مورد ارزيابي قرار گرفته و نواقص آن مشخص مي‌شود. سپس اين نواقص با راه‌كارهاي ساده‌ي بهسازي برطرف مي‌شوند.

7-2- انواع ساختمان‌هاي مصالح بنايي

ساختمان‌هاي مصالح بنايي مشمول اين دستورالعمل، براساس توانايي و سيستم مقاوم لرزه‌اي به دو دسته به شرح زير تقسيم مي‌شوند. ساختمان‌هاي مصالح بنايي مسلح مشمول اين دستورالعمل نمي‌باشند.

7-2-1- ساختمان‌هاي مصالح بنايي سنتي

ساختمان‌هاي مصالح بنايي سنتي ساختمان‌هايي هستند كه بدون انجام محاسبات مهندسي و به صورت سنتي ساخته مي‌شوند. سقف اين ساختمان‌ها آجري قوسي، طاق ضربي، چوبي و غيره مي‌باشد كه عملكرد آن مي‌تواند صلب يا انعطاف‌پذير باشد. اين ساختمان‌ها عناصر مقاوم لرزه‌اي خاصي نداشته و عموما به واسطه‌ي شكل نامناسب سازه‌اي، ضعف مصالح و نحوه‌ي نامناسب اجرا، در برابر زلزله ضعيف عمل مي‌كنند.

7-2-2- ساختمان‌هاي مصالح بنايي كلاف‌دار

ساختمان‌هاي مصالح بنايي كلاف‌دار ساختمان‌هايي هستند كه بدون انجام محاسبات مهندسي ساخته مي‌شوند، ولي در اجراي آن‌ها برخي اصول طراحي مقاوم لرزه‌اي از جمله استفاده از عناصر مقاوم يا حداقل كلاف افقي رعايت شده است. در نتيجه رفتار آن‌ها در برابر زلزله از ساختمان‌هاي مصالح بنايي سنتي بهتر مي‌باشد. مبناي اجراي اين ساختمان‌ها، ضوابط آيين‌نامه‌ي طراحي ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد 2800 ايران مي‌باشد. سقف اين ساختمان‌ها آجري، تيرچه بلوك، چوبي و غيره مي‌باشد كه عملكرد آن مي‌تواند صلب يا انعطاف‌پذير باشد.

7-3- محدوده‌ي كاربرد

ضوابط اين فصل براي بهسازي ساختمان‌هاي مصالح بنايي سنتي و ساختمان‌هاي مصالح بنايي كلاف‌دار، كه در آن‌ها تمام يا قسمت عمده‌ي بارهاي قايم توسط ديوارهاي باربر آجري، بلوك سيماني و ... تحمل مي‌شود، كاربرد دارد. بناهاي سنگي و خشتي و بناهاي خاص از جمله بناهاي تاريخي مشمول ضوابط اين دستورالعمل نمي‌شوند و لازم است بهسازي اين ساختمان‌ها براساس مطالعات ويژه انجام شود.

حداكثر تعداد طبقات ساختمان‌هاي مصالح بنايي جهت استفاده از اين دستورالعمل سه طبقه مي‌باشد.

7-4- مراحل روش ساده‌ي بهسازي

در روش ساده‌ي بهسازي ابتدا ارزيابي آسيب‌پذيري ساختمان انجام مي‌شود و نواقص ساختمان مشخص مي‌شود. سپس با استفاده از روش‌هاي ساده‌ي بهسازي اين نواقص برطرف مي‌شوند. البته لازم است با درنظرگرفتن طرح‌هاي پيش‌بيني‌شده براي بهسازي، ساختمان مجددا جهت تاييد نهايي ارزيابي شود. اين مراحل به شرح زير مي‌باشد:

7-4-1- مشخص‌نمودن نوع ساختمان

نوع ساختمان مصالح بنايي براساس تعاريف مندرج در بخش (7-2) تعيين مي‌شود.

7-4-2- مشخص‌نمودن نواقص ساختمان

نواقص متداول ساختمان‌هاي مصالح بنايي سنتي در بند (7-5-1) و ساختمان‌هاي مصالح بنايي كلاف‌دار در بند (7-5-2) تشريح گرديده‌اند. لازم است در ارزيابي آسيب‌پذيري ساختمان هركدام از موارد مندرج در بندهاي (7-6-1) و (7-6-2) به طور جداگانه مورد بررسي قرار گيرد.

7-4-3- تهيه‌ي جزييات طرح بهسازي براي رفع نواقص ساختمان

جزييات طرح بهسازي براساس نواقص موجود در ساختمان و با توجه به راه‌كارهاي بهسازي مربوط، مندرج در بخش (7-7) تهيه مي‌شود.

7-4-4- ارزيابي مجدد ساختمان با درنظرگرفتن طرح‌هاي پيش‌بيني‌شده براي بهسازي

اين مرحله جهت اطمينان از اين است كه بهسازي هر يك از اجزاي ساختمان باعث آسيب‌پذيري قسمت‌هاي ديگر ساختمان نشود.

7-4-5- طراحي جزييات بهسازي براي اجزاي غيرسازه‌اي

جزييات بهسازي براي اجزاي غيرسازه‌اي براساس ضوابط مندرج در بند (7-7-6) تهيه مي‌شود.

7-5- نواقص متداول در ساختمان‌هاي مصالح بنايي

7-5-1- ساختمان‌هاي مصالح بنايي سنتي

نواقص متداول ساختمان‌هاي مصالح بنايي سنتي به شرح زير مي‌باشد:

7-5-1-1- مصالح

الف – پايين‌بودن كيفيت و مقاومت واحدهاي بنايي آجر و بلوك سيماني؛

ب – پايين‌بودن مقاومت و قدرت چسبندگي ملات.

7-5-1-2- سيستم سازه‌اي ساختمان

نواقص متداول سيستم سازه‌اي در ساختمان‌هاي مصالح بنايي سنتي به قرار زير مي‌باشد.

الف – كامل‌نبودن مسير بار؛

ب – كافي‌نبودن مقاومت برشي ساختمان؛

پ – ناتواني ساختمان در حفظ انسجام هنگام ارتعاش؛

ت – عدم وجود سيستم ثانويه‌ي كمكي مانند كلاف؛

ث – نامنظمي در پلان؛

ج – نامنظمي در ارتفاع؛

چ – عدم وجود پي مناسب؛

ح – عدم وجود فاصله‌ي كافي از ساختمان مجاور.

7-5-1-3- ديوارهاي باربر

نواقص متداول در ديوارهاي باربر ساختمان‌هاي مصالح بنايي سنتي به قرار زير است:

الف – نادرست چيدن واحدهاي بنايي؛

ب – خالي‌بودن درزهاي قايم بين واحدهاي بنايي از ملات؛

پ – زيادبودن نسبت ارتفاع به ضخامت ديوار؛

ت – ارتفاع زياد ديوار؛

ث – طول زياد ديوار مهارنشده؛

ج – تراكم كم ديوار به واسطه‌ي وجود بازشوهاي بزرگ؛

چ – نزديكي بازشوها به انتهاي ديوار؛

ح – استفاده از روش هشت‌گير در اجراي ديوارها؛

خ – قرارداشتن تيرهاي دال به صورت مستقيم بر روي ديوار؛

د – مهار نامناسب سقف‌هاي قوسي در برابر نيروي رانش؛

ذ – عبور لوله و دودكش از درون ديوار.

7-5-1-4- دال‌ها

نواقص متداول دال‌ها (سقف‌ها) در ساختمان‌هاي مصالح بنايي سنتي به قرار زير مي‌باشد:

الف - زيادبودن وزن دال؛

ب - عدم انسجام و يكنواختي دال؛

پ – كافي‌نبودن طول تكيه‌گاهي تيرهاي سقف؛

ت - وجود بازشو در دال؛

پيوستها

پيوست (1): جدول راهنماي تعيين اهداف بهسازي براي ساختمان‌هاي عمومي و دولتي مهم

پيوست (2): اصلاحات پيشنهادي در برنامه‌ي آزمايش‌ها و سـوندژ مربـوط بـه مطالعـات بهسازي لرزه‌اي ساختمان‌هاي موجود

پيوست 1- جدول راهنماي تعيين اهداف بهسازي براي ساختمان‌هاي عمومي و دولتي مهم

ردیف	نوع ساختمان	شرح	هدف بهسازي	سطوح عملكردي تحت زلزله[1]*		
				سطح خطر1	سطح خطر2	با دوره بازگشت 72 ساله
1	استراتژيك	ساختمان‌هاي اصلي از هريك از مجموعه‌هاي نهاد رهبري، نهاد رياست جمهوري، هيات دولت، ستاد فرماندهي كل نيروهاي مسلح و انتظامي، وزارت كشور	ويژه	A-1	A-2	___
2	سياسي- فرماندهي	ساختمان‌هاي اصلي هريك از مجموعه‌هاي مجلس، قوه‌ي قضاييه، استانداري‌ها و فرمانداري‌ها، بانك مركزي- خزانه	ويژه	B-1	C-3	___
3	امدادي	الف- ساختمان‌هاي بيمارستاني شامل قسمت‌هاي اورژانس، جراحي و خدمات حياتي وابسته به آن‌ها، مراكز اورژانس پزشكي و مراكز مخابراتي اصلي	ويژه	B-1	C-2	A-1
		ب- مراكز امداد و نجات، آتش‌نشاني، مراكز هلال- احمر، مراكز اصلي نيروهاي انتظامي (پليس)، تاسيسات ناوبري فرودگاهي و مراكز مخابراتي	ويژه	B-1	C-3	___
4	ستادي	بخشداري‌ها، مراكز فرماندهي نيروهاي مسلح و انتظامي در استان‌ها	ويژه	B-2	C-4	___
5	مهم	الف- دانشگاه‌ها، حوزه‌هاي علميه، مدارس، ساختمان‌هاي اصلي وزارتخانه‌ها، سازمان‌هاي مهم و موسسات تحقيقاتي[2]	مطلوب	C-3	E-5	___
		ب- ادارات كل وزارتخانه‌ها، ادارات مركزي سازمان‌هاي مهم در استان‌ها	مطلوب	B-2	E-5	___
6	عمومي	مساجد و مصلي‌ها، ساختمان‌هاي تجمعي فرهنگي شهرداري‌ها، استاديوم‌هاي ورزشي، كتابخانه‌ها، پايانه‌هاي مسافربري، سالن‌هاي فرودگاه‌ها و مراكز تجمعي بيش از 300 نفر	مطلوب	C-3	E-5	___
7	ساختمان‌هاي تراز اول ميراث فرهنگي	موزه‌ها، بناهاي تاريخي، كتابخانه‌هاي نفيس نظير ملي، مجلس، و مراكز اسناد ملي	ويژه	B-2	C-3	___

* سطوح عملكردي پيشنهادي صرفا جهت راهنماي كارفرمايان مي‌باشد كه مي‌تواند براساس نظر كارفرما و با توجه به شرايط ساختمان تغيير يابد.

1- تعريف هريك از سطوح عملكردي مطابق بند1-5 دستورالعمل بهسازي لرزه‌اي ساختمان‌هاي موجود مي‌باشد.

2- موسسات داراي بخش‌هاي خطرناك و بسيار حساس از لحاظ آلودگي محيط‌زيست در اين طبقه‌بندي قرار نمي‌گيرند.

پيوست 2- اصلاحات پيشنهادي در برنامه‌ي آزمايش‌ها و سونداژ مربوط به مطالعات بهسازي لرزه‌اي ساختمان‌هاي موجود

نوع ساختمان براساس کیفیت ساخت و اجرا	آزمايش‌ها جهت تعيين مشخصات مصالح[3]		ارزيابي وضعيت موجود اعضا و اتصالات سازه‌اي
	وضعيت اطلاعات مصالح	اصلاحات پيشنهادي	اصلاحات پيشنهادي
ساختمان‌هاي با کیفیت و روال ساخت عالي[4]	اطلاعات مدون	در مواردي که کيفيت بتن با مصالح به مرور زمان تغييرنکرده باشد مي‌توان آزمايش مخرب را انجام نداد ولي حداقل به ميزان محدود $\frac{1}{2}$ تعداد آزمايش‌هاي ذکرشده در دستورالعمل بايد به صورت غيرمخرب انجام شود. اگر کيفيت مصالح به مرور زمان مضمحل‌شده باشد مطابق دستورالعمل در مورد آن مصالح عمل شود.	تعداد و درصد مقادير ذکر شده سونداژ و بازرسي در دستورالعمل مي‌تواند تا 1/2 کاهش يابد.
	اطلاعات ضمني	روال کار آزمايش‌ها مطابق دستورالعمل باشد ليکن تعداد آزمايش‌ها در دستورالعمل براي اين حالت مي‌تواند تا $\frac{1}{3}$ تقليل يابد و باقيمانده‌ي آن‌ها با روش پيشنهادي دستورالعمل به آزمايش غيرمخرب تبديل شود.	
	بدون اطلاعات	روال کار آزمايش‌ها مطابق دستورالعمل باشد ليکن تعداد آزمايش‌هاي مخرب در دستورالعمل براي اين حالت مي‌تواند تا $\frac{1}{2}$ کاهش يابد و باقيمانده‌ي آن‌ها با روش پيشنهادي دستورالعمل به آزمايش غيرمخرب تبديل شود.	مطابق دستورالعمل اقدام شود.
ساختمان‌هاي پروژه‌هاي عمراني دولتي	اطلاعات مدون	روال کار آزمايش‌ها مطابق دستورالعمل باشد ليکن تمام آزمايش‌هاي مخرب مي‌تواند به آزمايش غيرمخرب تبديل شود.	مطابق دستورالعمل اقدام شود.
	اطلاعات ضمني	روال کار آزمايش‌ها مطابق دستورالعمل باشد ليکن تعداد آزمايش‌هاي مخرب مي‌تواند تا $\frac{2}{3}$ تعداد ذکرشده براي اين حالت در دستورالعمل تقليل يابد و باقيمانده‌ي آن‌ها با روش پيشنهادي دستورالعمل به آزمايش غيرمخرب تبديل شود.	
	بدون اطلاعات	تمام آزمايش‌ها و روال آن‌ها مطابق دستورالعمل انجام شود.	
ساختمان‌هاي ساخته‌شده‌ي خارج از سيستم نظارت عمراني دولتي يا قابل اعتماد	ــــ	در اين مورد تمام آزمايش‌ها و روال آن‌ها مطابق دستورالعمل انجام مي‌شود.	مطابق دستورالعمل اقدام شود.

1- لازم است جهت تهيه‌ي برنامه‌ي آزمايش‌ها براي تعيين خواص مصالح در همه‌ي حالات آزمايش‌هاي متعارف و جامع مطابق ستون مربوط در اين جدول با رعايت روال و ساير شرايط ذکرشده در دستورالعمل بهسازي لرزه‌اي عمل کرد. منظور ساختمان‌هايي است که طراحي و ساخت آنها با کيفيت بالا بوده و توسط شرکت‌هاي بين‌المللي تحت نظارت مناسب اجراشده است. (مانند سازه‌هاي اصلي نيروگاه‌ها)

2- تمام کاهش‌هاي انجام‌شده در جدول اعداد کسري به عدد صحيح بزرگ‌تر گرد شود.

تبصره- هرگونه معادل‌سازي بين آزمايش‌هاي مخرب يا غيرمخرب با ضريب 5 اعمال شود.

خواننده گرامی

دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، با گذشت بیش از سی سال فعالیت تحقیقاتی و مطالعاتی خود، افزون بر پانصد عنوان نشریه تخصصی - فنی، در قالب آیین‌نامه، ضابطه، معیار، دستورالعمل، مشخصات فنی عمومی و مقاله، به‌صورت تألیف و ترجمه، تهیه و ابلاغ کرده است. نشریه پیوست 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. به این لحاظ برای آشنایی بیشتر، فهرست عناوین نشریاتی که طی سالهای اخیر به چاپ رسیده است به اطلاع استفاده‌کنندگان و دانش‌پژوهان محترم رسانده می‌شود.

لطفاً برای اطلاعات بیشتر به سایت اینترنتی **http://tec.mporg.ir** مراجعه نمایید.

دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله

سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور

معاونت امور فنی

فهرست نشریات منتشر شده در سالهای اخیر

دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله

سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور

عنوان نشريه	شماره نشريه	تاريخ انتشار چاپ		نوع دستورالعمل	ملاحظات
		اول	آخر		
مشخصات فني عمومي t‌ارهاي ساختماني	۵۵	۱۳۸۳		۱	تجديدنظر دوم
مشخصات فني عمومي و اجرايي تـ‌سيسات برقي كارهاي ساختماني جلد دوم – تـ‌سيسات برق جريان ضعيف	۱۱۰-۲	۱۳۸۵		۳	
مشخصات فني عمومي تـ‌سيسات مكانيكي ساختمان جلد ششم – نقشه‌هاي جزئيات	۱۲۸-۶	۱۳۸۵		۱	
ضوابط و معيارهاي طرح و اجراي سيلوهاي بتني جلد اول – مشخصات فني عمومي و اجرايي سازه و معماري سيلو (۲۳۵-۱) جلد دوم – مشخصات فني عمومي و اجرايي تـ‌سيسات برق سيلو (۲۳۵-۲) جلد سوم – مشخصات فني عمومي و اجرايي تـ‌سيسات مـ‌كانيـ‌كي سيلو (۲۳۵-۳) جلد Šهارم – معيارهاي فني و تحويل موقت سيلو	۲۳۵	۱۳۸۲ ۱۳۸۱ ۱۳۸۳ ۱۳۸۴		۳	
راهنماي برگزاري مسابقات معماري و شهرسازي در ايران	۲۴۰	۱۳۸۲		۳	
فهرست جزئيات خدمات مهندسي مطالعات مرحله دوم تسطيح و قطعه‌بندي اراضي كشاورزي	۲۴۴-۱	۱۳۸۵		۳	
ضوابط طراحي سينما	۲۴۵	۱۳۸۲		۳	
ضوابط و مقررات شهرسازي و معماري براي افراد معلول جسمي حرt‌تي	۲۴۶	۱۳۸۲		۱	
دستورالعمل حفاظت و ايمني در t‌ارگاههاي سدسازي	۲۴۷	۱۳۸۲		۳	
فرسايش و رسوبگذاري در محدوده آبشـ‌ـنها	۲۴۸	۱۳۸۲		۳	
فهرست خدمات مرحله توجيهي مطالعات ايزوتوپي و رديابي مصنوعي منابع آب زيرزميني	۲۴۹	۱۳۸۲		۲	
آيين نامه طرح و محاسبه قطعات بتن پيش تنيده	۲۵۰	۱۳۸۲		۱	
فهرست خدمات مطالعات بهسازي لرزه اي ساختمانهاي موجود	۲۵۱	۱۳۸۲		۳	
رفتارسنجي فضاهاي زيرزميني درحين اجرا	۲۵۲	۱۳۸۲		۳	
آيين نامه نظارت و t‌نترل برعمليات و خدمات نقشه برداري	۲۵۳	۱۳۸۲		۱	
دستورالعمل ارزيابي پيامدهاي زيست محيطي پروژه هاي عمراني: جلد اول – دستورالعمل عمومي ارزيابي پيامدهاي زيست محيطي پروژه هاي عمراني(۲۵۴-۱) جلد دوم – شرح خدمات بررسي اوليه و مطالعات تفصيلي ارزيابي آثارزيست محيطي طرح عمراني (۲۵۴-۲) جلد سوم – دستورالعمل هاي اختصاصي پروژه هاي آب .....(۲۵۴-۳)	۲۵۴	۱۳۸۲		۳ ۱ ۳	
دستورالعمل آزمايشهاي آبشويي خاt‌هاي شور وسديمي در ايران	۲۵۵	۱۳۸۲		۳	
استانداردهاي نقشه t‌شي ساختماني	۲۵۶	۱۳۸۲		۳	
دستورالعمل تهيه طرح مديريت مناطÃ تحت حفاظت	۲۵۷	۱۳۸۲		۳	
دستورالعمل بررسيهاي اقتصادي منابع آب	۲۵۸	۱۳۸۲		۳	
دستورالعمل آزمون ميـ‌كروبيولوژي آب	۲۵۹	۱۳۸۲		۳	
راهنماي تعيين عمÃ فرسايش و روشهاي مقابله باآن درمحدوده پايه هاي پل	۲۶۰	۱۳۸۲		۳	
ضوابط و معيارهاي فني روشهاي آبياري تحت فشار مشخصات فني عمومي آبياري تحت فشار	۲۶۱	۱۳۸۲		۱	
فهرست جزئيات خدمات مطالعات تاسيسات آبگيري (مرحله هاي شناسائي ، اول و دوم ايستگاههاي پمÅاژ)	۲۶۲	۱۳۸۲		۲	

عنوان نشريه	شماره نشريه	تاريخ انتشار چاپ		نوع دستورالعمل	ملاحظات
		اول	آخر		
فهرست جزئيات خدمات مهندسي مطالعات تاسيسات آبگيري (سردخانه سازي)	۲۶۳	۱۳۸۲		۲	
آيين نامه اتصالات سازه هاي فولادي ايران	۲۶۴	۱۳۸۲		۱	
برپايي آزمايشگاه آب	۲۶۵	۱۳۸۲		۳	
۱- دستورالعمل تعيين اسيديته و قليائيت آب ۲- دستورالعمل تعيين نيتروژن آب	۲۶۶	۱۳۸۲		۳	
آيين‌نامه ايمني راه‌هاي كشور ايمني راه و حريم (جلد اول) ۱-۲۶۷ ايمني ابنيه فني (جلد دوم) ۲-۲۶۷ ايمني علائم (جلد سوم) ۳-۲۶۷ تجهيزات ايمني راه (جلد چهارم) ۴-۲۶۷ تأسيسات ايمني راه (جلد پنجم) ۵-۲۶۷ ايمني بهره‌برداري (جلد ششم) ۶-۲۶۷ ايمني در عمليات اجرايي (جلد هفتم) ۷-۲۶۷	۲۶۷	۱۳۸۴		۱	
دستورالعمل تهيه لايه‌هاي خاكريز و روسازي راه‌ها	۲۶۸	۱۳۸۲		۳	
راهنماي آزمايش‌هاي دانه‌بندي رسوب	۲۶۹	۱۳۸۲		۳	
معيارهاي برنامه‌ريزي و طراحي كتابخانه‌هاي عمومي كشور	۲۷۰	۱۳۸۳		۳	
شرايط طراحي (DESIGN CONDITIONS) براي محاسبات تأسيسات گرمايي، تعويض هوا و تهويه مطبوع مخصوص تعدادي از شهرهاي كشور	۲۷۱	۱۳۸۲		۳	
راهنماي مطالعات بهره‌برداري از مخازن سدها	۲۷۲	۱۳۸۳		۳	
راهنماي تعيين بار كل رسوب رودخانه‌ها به روش انيشتين و كليبي	۲۷۳	۱۳۸۳		۳	
دستورالعمل نمونه‌برداري آب	۲۷۴	۱۳۸۳		۳	
ضوابط بهداشتي و ايمني پرسنل تصفيه‌خانه‌هاي فاضلاب	۲۷۵	۱۳۸۳		۱	
شرح خدمات مطالعات تعيين حد بستر و حريم رودخانه يا مسيل	۲۷۶				
راهنماي بررسي پيشروي آب‌هاي شور در آبخوان‌هاي ساحلي و روش‌هاي كنترل آن	۲۷۷	۱۳۸۳		۳	
راهنماي انتخاب ظرفيت واحدهاي مختلف تصفيه‌خانه‌هاي فاضلاب شهري	۲۷۸	۱۳۸۳		۳	
مشخصات فني عمومي زيرسازي راه‌آهن	۲۷۹	۱۳۸۳		۱	
مشخصات فني عمومي راهداري	۲۸۰	۱۳۸۳		۱	
ضوابط عمومي طراحي شبكه‌هاي آبياري و زهكشي	۲۸۱	۱۳۸۳		۳	
ضوابط هيدروليكي طراحي ساختمان‌هاي تنظيم سطح آب و آبگيرها در كانال‌هاي رو باز	۲۸۲	۱۳۸۳		۳	
فهرست خدمات مهندسي مرحله ساخت طرح‌هاي آبياري و زهكشي	۲۸۳				
راهنماي بهره‌برداري و نگهداري از تصفيه‌خانه‌هاي فاضلاب شهري بخش دوم - تصفيه ثانويه	۲۸۴	۱۳۸۳		۳	
راهنماي تعيين و انتخاب وسايل و لوازم آزمايشگاه تصفيه‌خانه‌هاي فاضلاب	۲۸۵	۱۳۸۳		۳	
ضوابط طراحي سيستم‌هاي آبياري تحت فشار	۲۸۶	۱۳۸۳		۳	
طراحي بناهاي درماني (۱) بخش بستري داخلي- جراحي ۲۸۷-۱	۲۸۷-۱	۱۳۸۳		۳	
جلد يكم:راهنماي برنامه‌ريزي‌وطراحي‌معماري					
جلد دوم : راهنماي طراحي تأسيسات مكانيكي					
جلد سوم :راهنماي طراحي‌تأسيسات برقي					
جلد چهارم : راهنماي گروه‌بندي و مشخصات فني تجهيزات					
طراحي بناهاي درماني (۲)					
جلد يكم:راهنماي برنامه‌ريزي‌وطراحي‌معماري					

عنوان نشريه		شماره نشريه	تاريخ انتشار چاپ		نوع دستورالعمل	ملاحظات
			اول	آخر		
بخش مراقبت‌هاي ويژه I.C.U ۲۸۷-۲	**جلـــد دوم** : راهنمـــاي طراحـــي تـــأسيســـات مكانيكي	۲۸۷-۲	۱۳۸۴		۳	
	جلد سوم :راهنماي طراحي‌تأسيسات برقي					
	جلـــد چهـــارم : راهنمـــاي گـــروه‌بنـــدي و مشخصات فني تجهيزات بيمارستاني					
طراحي بناهاي درماني (۳) بخش اعمال زايمان ۲۸۷-۳	**جلد يكم**:راهنماي برنامه‌ريزي‌وطراحي‌معماري	۲۸۷-۳	۱۳۸۴		۳	
	جلـــد دوم : راهنمـــاي طراحـــي تـــأسيســـات مكانيكي					
	جلد سوم :راهنماي طراحي‌تأسيسات برقي					
	جلـــد چهـــارم : راهنمـــاي گـــروه‌بنـــدي و مشخصات فني تجهيزات بيمارستاني					
طراحي بناهاي درماني (۴) بخش بستري زايمان ۲۸۷-۴	**جلد يكم**:راهنماي برنامه‌ريزي‌وطراحي‌معماري	۲۸۷-۴	۱۳۸۴		۳	
	جلـــد دوم : راهنمـــاي طراحـــي تـــأسيســـات مكانيكي					
طراحي بناهاي درماني (۵) بخش نوزادان NICU ۲۸۷-۵	**جلد يكم**:راهنماي برنامه‌ريزي‌وطراحي‌معماري	۲۸۷-۵	۱۳۸۵		۳	
	جلـــد دوم : راهنمـــاي طراحـــي تـــأسيســـات مكانيكي					
	جلد سوم :راهنماي طراحي‌تأسيسات برقي					
طراحي بناهاي درماني (۶) بخش خدمات زايمان ۲۸۷-۶	**جلد يكم**:راهنماي برنامه‌ريزي‌وطراحي‌معماري	۲۸۷-۶	۱۳۸۵		۳	
	جلـــد دوم : راهنمـــاي طراحـــي تـــأسيســـات مكانيكي					
	جلد سوم :راهنماي طراحي‌تأسيسات برقي					
طراحي بناهاي درماني (۷) بخش خدمات زايمان ۲۸۷-۷	**جلد يكم**:راهنماي برنامه‌ريزي‌وطراحي‌معماري	۲۸۷-۷	۱۳۸۵		۳	
	جلـــد دوم : راهنمـــاي طراحـــي تـــأسيســـات مكانيكي					
	جلد سوم :راهنماي طراحي‌تأسيسات برقي					
آيين‌نامه طرح هندسي راه‌آهن		۲۸۸	۱۳۸۳		۱	
راهنماي روش محاسبه تعديل آحاد بهاي پيمان‌ها		۲۸۹	۱۳۸۳			
دستورالعمل تهيه، ارائه و بررسي پيشنهادهاي تغيير، با نگاه مهندسي ارزش دستورالعمل تهيه و ارسال گزارش سالانه پيشنهادهاي تغيير، با نگاه مهندسي ارزش		۲۹۰				
جزئيات تيÑ tارهاي آب و فاضلاب		۲۹۱	۱۳۸۴		۳	
مجموعه نقشه‌هاي همسان پل‌هاي راه دهانه ۲ تا ۱۰ متر		۲۹۲				
مجموعه نقشه‌هاي همسان پل‌هاي راه‌آهن دهانه ۲ تا ۱۰ متر		۲۹۳				
مجموعه نقشه‌هاي همسان پل‌هاي راه دهانه ۱۰ تا ۲۵ متر		۲۹۴				
مجموعه نقشه‌هاي همسان پل‌هاي راه‌آهن دهانه ۱۰ تا ۲۵ متر		۲۹۵				
راهنماي بهسازي رويه‌هاي شني و آسفالتي		۲۹۶	۱۳۸۴		۳	
فرهنÜ واژگان نظام فني و اجرايي كشور		۲۹۷	۱۳۸۴			
مجموعه مقالات كارگاه مشترك ايران و ژاپن (۵-۷ مهرماه ۱۳۸۳)		۲۹۸	۱۳۸۴			
فهرست جزئيات خدمات ساماندهي و تجهيز و نوسازي اراضي تحت پوشش تعاوني توليد روستايي		۲۹۹	۱۳۸۵		۲	

عنوان نشريه	شماره نشريه	تاريخ انتشار چاپ		نوع دستورالعمل	ملاحظات
		اول	آخر		
آيين‌نامه طراحي بنادر و سازه‌هاي دريايي ايران (۱۱ جلد) ۱- ملاحظات محيطي و بارگذاري ۲- مصالح ۳- مكانيG خاك و پي ۴- اصول و مباني مطالعات و طراحي بنادر ۵- موSشكنها و سازه‌هاي حفاظتي ۶- سازه و تجهيزات پهلوگيري ۷- آبراهه و حوضچه ۸- تسهيلات و تجهيزات بهره‌برداري و پشتيباني بنادر ۹- سكوهاي دريايي ۱۰- ملاحظات زيست‌محيطي بنادر ۱۱- سازه و تجهيزات تعمير شناور	۳۰۰	۱۳۸۵		۳	
مشخصات فني عمومي روسازي راه‌آهن	۳۰۱	۱۳۸۴		۱	
دستورالعمل مطالعات هيدروليكي و آبشستگي پل	۳۰۲	۱۳۸۴		۳	
مشخصات فني عمومي كارهاي خطوNi لوله‌هاي آب و فاضلاب شهري	۳۰۳	۱۳۸۵		۱	
راهنماي طراحي نماي ساختمان‌هاي عمومي	۳۰۴	۱۳۸۵			
شرح خدمات مطالعات برنامه‌ريزي و تهيه طرح‌هاي تفصيلي – اجرايي جنگلداري جنگل‌هاي شمال كشور	۳۰۵	۱۳۸۵			
آماده‌سازي و تميزكاري سطوح فلزي جهت اجراي پوشش	۳۰۶	۱۳۸۴		۳	
راهنماي پهنه‌بندي سيل و تعيين حد بستر و حريم رودخانه	۳۰۷	۱۳۸۴		۳	
راهنماي طراحي ديوارهاي حائل	۳۰۸	۱۳۸۴		۳	
راهنماي طراحي سازه‌اي تونل‌هاي آب‌بر	۳۰۹	۱۳۸۴		۳	
دستورالعمل و ضوابط تقسيم‌بندي و كدگذاري حوضه‌هاي آبريز و محدوده‌هاي مطالعاتي در سطح كشور	۳۱۰	۱۳۸۴			
راهنماي حفاظت كاتدي خطوNi لوله و سازه‌هاي فولادي	۳۱۱	۱۳۸۴		۳	
ضوابط عمومي طراحي سازه‌هاي آبي بتني	۳۱۲	۱۳۸۴		۳	
فهرست خدمات مهندسي مطالعات بهره‌برداري و نگهداري از سامانه‌هاي آبياري و زهكشي در حال بهره‌برداري	۳۱۳	۱۳۸۴		۳	
ارزيابي ظرفيت وام‌گيري كشاورزان در طرح‌هاي آبياري و زهكشي	۳۱۴	۱۳۸۴			
راهنماي نگهداري سامانه‌هاي زهكشي	۳۱۵	۱۳۸۴			
راهنماي تعيين دوره بازگشت سيلاب طراحي براي كارهاي مهندسي رودخانه	۳۱۶	۱۳۸۴		۳	
ضوابط طراحي هيدروليكي ايستگاه‌هاي پمSاژ شبكه‌هاي آبياري و زهكشي»	۳۱۷	۱۳۸۴		۳	
دستورالعمل كنترل كيفيت در تصفيه‌خانه‌هاي آب	۳۱۸	۱۳۸۴		۳	
ضوابط طراحي تعيين فاصله و زهكش‌هاي زيرزميني	۳۱۹	۱۳۸۴		۳	
فهرست خدمات ارزيابي عملكرد سامانه‌هاي زهكشي زيرزميني	۳۲۰	۱۳۸۴		۳	
ضوابط طراحي هيدروليكي سيفون‌ها و آبگذر زير جاده	۳۲۱	۱۳۸۴		۳	
دستورالعمل تعيين هدايت هيدروليG خاك	۳۲۲	۱۳۸۴			
دستورالعمل ارزيابي اثرات زيست‌محيطي طرح‌هاي آب و فاضلاب در مرحله اجمالي	۳۲۳	۱۳۸۴			
ضوابط طراحي ساختمان‌هاي با اتصال خرجيني	۳۲۴	۱۳۸۵		۱	

عنوان نشریه	شماره نشریه	تاریخ انتشار چاپ		نوع دستورالعمل	ملاحظات
		اول	آخر		
ضوابط طراحي و محاسبه ساختمان‌هاي صنعتي فولادي	۳۲۵	۱۳۸۵		۱	
دستورالعمل ساخت و اجراي بتن در كارگاه	۳۲۷	۱۳۸۵		۳	
واژه‌هاي و اصلاحات اكتشافات معدني	۳۲۸	۱۳۸۵			
فهرست خدمات مطالعات برداشت مصالح رودخانه‌اي	۳۲۹	۱۳۸۴		۳	
دستورالعمل آماربرداري از منابع آب	۳۳۰	۱۳۸۴			
راهنماي تشخيص اثرهاي اقتصادي، اجتماعي، ارزش‌گذاري و توجيه اقتصادي طرح‌هاي توسعه منابع آب	۳۳۱	۱۳۸۴			
راهنماي طراحي، ساخت و نگهداري پوشش‌ها در كارهاي مهندسي رودخانه	۳۳۲	۱۳۸۴			
شرح خدمات توجيه فني و اقتصادي- اجتماعي سامانه‌هاي آبياري تحت فشار (در سه سطح الف- ب- ج)	۳۳۳	۱۳۸۵		۳	
روش‌نامه مطالعات توجيه فني، اقتصادي- اجتماعي و زيست‌محيطي سامانه‌هاي آبياري تحت فشار	۳۳۴	۱۳۸۵		۳	
راهنماي بهره‌برداري هيدروليكي از مخزن سدهاي بزرگ	۳۳۵	۱۳۸۴		۳	
راهنماي برداشت مصالح رودخانه‌اي	۳۳۶	۱۳۸۵		۳	
ضوابط طراحي هيدروليكي ساختمان‌هاي حفاظتي و تقاطعي، تبديل و ايمني و ساختمان‌هاي حفاظت در مقابل فرسايش سامانه‌هاي آبياري	۳۳۷	۱۳۸۵		۳	
دستورالعمل ارزيابي اثرات زيست‌محيطي طرح‌هاي آب و فاضلاب در مرحله تفصيلي	۳۳۸	۱۳۸۵		۳	
مشخصات فني اجرايي بازيافت سرد آسفالت	۳۳۹	۱۳۸۵		۱	
تعاريف و مفاهيم در فعاليت‌هاي معدني، واژه‌ها و اصطلاحات پايه استخراج معدن	۳۴۰	۱۳۸۵		۳	
مشخصات فني اجرايي بازيافت گرم آسفالت	۳۴۱	۱۳۸۵		۱	
راهكار كاهش نوفه ترافيكي براي ساختمانهاي حاشيه بزرگراه‌هاي شهري	۳۴۲	۱۳۸۵		۳	
راهنماي طراحي آكوستيكي فضاهاي آموزشي	۳۴۳	۱۳۸۵		۳	
آيين‌نامه سازه‌هاي بتني حجيم	۳۴۴	۱۳۸۵			
راهنماي طراحي و ضوابط اجرايي تقويت ساختمانهاي بتني موجود با استفاده از الياف تقويتي FRP	۳۴۵	۱۳۸۵		۳	
ضوابط و مباني طراحي، تجهيز، نوسازي و يكپارچه‌سازي اراضي خشكه‌زاري (پنج جلد)	۳۴۶	۱۳۸۵		۳	
شرح خدمات مرحله دوم آبياري تحت فشار	۳۴۷	۱۳۸۵		۱	
ضوابط انتخاب و طراحي مزرعه آزمايشي زهكشي زيرزميني	۳۴۸	۱۳۸۵		۳	
شرح خدمات مرحله دوم آبياري تحت فشار	۳۴۹	۱۳۸۵		۱	
مقررات تهويه در معادن	۳۵۰				
مراحل مختلف اكتشاف ذغال سنگ	۳۵۱				
معيارهاي فني طراحي پايانه‌هاي مسافري جاده‌اي	۳۵۲				
راهنماي طراحي روسازي فرودگاه	۳۵۳				
راهنماي طراحي و اجراي بتن غلتكي در روسازي راه‌هاي كشور	۳۵۴				
دستورالعمل نظارت بر اجراي روسازي راه‌آهن	۳۵۵				
ضوابط و دستورالعمل پردازش رقومي تصاوير ماهواره‌اي ETM در استخراج نقشه كاربري و پوشش اراضي مطالعات ساماندهي دشت	۳۵۶				

عنوان نشريه	شماره نشريه	تاريخ انتشار چاپ		نوع دستورالعمل	ملاحظات
		اول	آخر		
ضوابط عمومي و دستورالعمل ايجاد پايگاه اطلاعات جغرافيايي (GIS) براي كاربردهاي مطالعاتي بخش كشاورزي و منابع طبيعي	۳۵۷				
ضوابط طراحي سازه‌هاي اتصال و تخليه زهكشهاي روباز	۳۵۸				
راهنماي كاربرد مدلهاي تجربي و نظري آبشويي نمكهاي خاكهاي شور	۳۵۹				
دستورالعمل بهسازي لرزه‌اي ساختمانهاي موجود	۳۶۰				
تفسير دستورالعمل بهسازي لرزه‌اي ساختمانهاي موجود	۳۶۱				
جزئيات اجرايي بهسازي لرزه‌اي ساختمانهاي موجود	۳۶۲				
راهنماي كار براي دستورالعمل بهسازي لرزه‌اي ساختمانهاي موجود	۳۶۳				
دستورالعمل ارزيابي سريع لرزه‌اي ساختمانهاي موجود	۳۶۴				
شرح خدمات بهسازي لرزه‌اي سامانه‌هاي آبرساني	۳۶۵				
شرح خدمات بهسازي لرزه‌اي تأسيسات صنعت برق	۳۶۶				
شناسنامه فني پلها	۳۶۷				
راهنماي طراحي و انتخاب مواد و مصالح براي زهكشهاي زيرزميني	۳۶۸				
ضوابط احداث و بهره‌برداري از تونل مشترك تأسيسات شهري	۳۶۹				
راهنماي نگهداري علائم و تجهيزات ايمني راه	۳۷۰				
مجموعه مقالات همايش تكنولوژيهاي نوين بهسازي لرزه‌اي (۲۷-۲۶ دي ماه ۱۳۸۵)	۳۷۱				

Islamic Republic of Iran
Management and Planning Organization

Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings

No. 360

Management and Planning Organization
Office of Deputy for Technical Affairs
Technical Criteria Codification & Earthquake Risk
Reduction Affairs Bureau
http://tec.mporg.ir

2007

اين نشريه :

بـــا عنـــوان «دســـتورالعمل بهســـازي لـــرزه‌اي ساختمان‌هاي موجود» شامل نه فصل است.

مقدمات بهسازي لـرزه‌اي، مبـاني و ملزومـات، روش‌هاي تحليل، بهسازي در تراز پي سـاختمان، بهسازي سازه‌هاي فولادي، بهسازي سـازه‌هـاي بتني، ساختمان‌هاي مصالح بنايي و ميان‌قاب‌هـاي مصالح بنايي، سيسـتم‌هـاي جداسـاز لـرزه‌اي و سيستم‌هاي غيرفعـال اتـلاف انـرژي و بهسـازي اجزاي غيرسازه‌اي بخش‌هاي مختلف اين نشريه را تشكيل مي‌دهند.

اين نشريه به منظور مطالعات بهسازي لـرزه‌اي ساختمان‌هاي موجود تهيه و ابلاغ گرديده است.

معاونت امور اداري، مالي و منابع انساني

مركز مدارك علمي، موزه و انتشارات