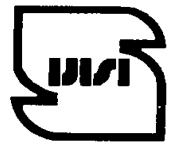




جمهوری اسلامی ایران  
Islamic Republic of Iran  
سازمان ملی استاندارد ایران

Iranian National Standardization Organization



استاندارد ملی ایران

۱۶۰۲۳

چاپ اول

فروردین ۱۳۹۲

INSO

16023

1st.Edition

Apr.2013

بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود -  
آیین کار

**Seismic Rehabilitation of Existing  
Buildings –Code of Practice**

**ICS: 91.100**

## به نام خدا

### آشنایی با سازمان ملی استاندارد ایران

مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران به موجب بند یک ماده ۳ قانون اصلاح قوانین و مقررات مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران، مصوب بهمن ماه ۱۳۷۱ تنها مرجع رسمی کشور است که وظیفه تعیین، تدوین و نشر استانداردهای ملی (رسمی) ایران را به عهده دارد.

نام موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران به موجب یکصد و پنجاه و دومین جلسه شورای عالی اداری مورخ ۹۰/۶/۲۹ به سازمان ملی استاندارد ایران تغییر و طی نامه شماره ۲۰۶/۳۵۸۳۸ مورخ ۹۰/۷/۲۴ جهت اجرا ابلاغ شده است.

تدوین استاندارد در حوزه های مختلف در کمیسیون های فنی مرکب از کارشناسان سازمان، صاحب نظران مراکز و مؤسسات علمی، پژوهشی، تولیدی و اقتصادی آگاه و مرتبط انجام می شود و کوششی همگام با مصالح ملی و با توجه به شرایط تولیدی، فناوری و تجاری است که از مشارکت آگاهانه و منصفانه صاحبان حق و نفع، شامل تولیدکنندگان، مصرف کنندگان، صادرکنندگان و وارد کنندگان، مراکز علمی و تخصصی، نهادها، سازمان های دولتی و غیر دولتی حاصل می شود. پیش نویس استانداردهای ملی ایران برای نظرخواهی به مراجع ذی نفع و اعضای کمیسیون های فنی مربوط ارسال می شود و پس از دریافت نظرها و پیشنهادات در کمیته ملی مرتبط با آن رشته طرح و در صورت تصویب به عنوان استاندارد ملی (رسمی) ایران چاپ و منتشر می شود.

پیش نویس استانداردهایی که مؤسسات و سازمان های علاقه مند و ذی صلاح نیز با رعایت ضوابط تعیین شده تهیه می کنند در کمیته ملی طرح و بررسی و در صورت تصویب، به عنوان استاندارد ملی ایران چاپ و منتشر می شود. بدین ترتیب، استانداردهایی ملی تلقی می شوند که بر اساس مفاد نوشته شده در استاندارد ملی ایران شماره ۵ تدوین و در کمیته ملی استاندارد مربوط که سازمان ملی استاندارد ایران تشکیل می دهد به تصویب رسیده باشد.

سازمان ملی استاندارد ایران از اعضای اصلی سازمان بین المللی استاندارد (ISO)<sup>۱</sup>، کمیسیون بین المللی الکتروتکنیک (IEC)<sup>۲</sup> و سازمان بین المللی اندازه شناسی قانونی (OIML)<sup>۳</sup> است و به عنوان تنها رابط<sup>۴</sup> کمیسیون کدکس غذایی (CAC)<sup>۵</sup> در کشور فعالیت می کند. در تدوین استانداردهای ملی ایران ضمن توجه به شرایط کلی و نیازمندی های خاص کشور، از آخرین پیشرفت های علمی، فنی و صنعتی جهان و استانداردهای بین المللی بهره گیری می شود.

سازمان ملی استاندارد ایران می تواند با رعایت موازین پیش بینی شده در قانون، برای حمایت از مصرف کنندگان، حفظ سلامت و ایمنی فردی و عمومی، حصول اطمینان از کیفیت محصولات و ملاحظات زیست محیطی و اقتصادی، اجرای بعضی از استانداردهای ملی ایران را برای محصولات تولیدی داخل کشور و/یا اقلام وارداتی، با تصویب شورای عالی استاندارد، اجباری نماید. سازمان می تواند به منظور حفظ بازارهای بین المللی برای محصولات کشور، اجرای استانداردهای کالاهای صادراتی و درجه بندی آن را اجباری نماید. همچنین برای اطمینان بخشیدن به استفاده کنندگان از خدمات سازمان ها و مؤسسات فعال در زمینه مشاوره، آموزش، بازرسی، ممیزی و صدور گواهی سیستم های مدیریت کیفیت و مدیریت زیست محیطی، آزمایشگاه ها و مراکز کالیبراسیون (واسنجی) و وسایل سنجش، سازمان ملی استاندارد ایران این گونه سازمان ها و مؤسسات را بر اساس ضوابط نظام تأیید صلاحیت ایران ارزیابی می کند و در صورت احراز شرایط لازم، گواهینامه تأیید صلاحیت به آن ها اعطا و بر عملکرد آن ها نظارت می کند. ترویج دستگاه بین المللی یکاها، کالیبراسیون (واسنجی) و وسایل سنجش، تعیین عبارات فلزات گرانبها و انجام تحقیقات کاربردی برای ارتقای سطح استانداردهای ملی ایران از دیگر وظایف این سازمان است.

1- International Organization for Standardization

2 - International Electrotechnical Commission

3- International Organization of Legal Metrology (Organisation Internationale de Metrologie Legale)

4 - Contact point

5 - Codex Alimentarius Commission

## کمیسیون فنی تدوین استاندارد

### « بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود - آیین کار »

#### سمت و / یا نمایندگی

عضو هیات علمی دانشگاه شهید بهشتی

#### رئیس:

شرقی، عبدالعلی

(دکتر مهندسی عمران)

#### دبیر:

عباسی رزگله، محمد حسین

(کارشناس مهندسی مواد - سرامیک)

کارشناس اداره کل نظارت بر اجرای  
استاندارد

#### اعضاء: (اسامی به ترتیب حروف الفبا)

حاج جعفری، بهرام

(کارشناس مهندسی عمران)

مدیرعامل شرکت مهندسی مشاور تژه

خاکی، علی

(دکتر مهندسی عمران)

عضو هیئت علمی دانشگاه شهید رجایی

رحمتی، علیرضا

(کارشناس ارشد مهندسی سازه)

شرکت پاکدشت بتن

سامانیان، حمید

(کارشناس ارشد مهندسی مواد - سرامیک)

سرپرست گروه پژوهشی ساختمانی و معدنی

عباسی، محمدرضا

(کارشناس ارشد مهندسی عمران)

مدرس مرکز آموزش عالی انقلاب اسلامی

گلبخش، محمد حسین

(کارشناس مهندسی عمران)

کارشناس اداره کل استاندارد استان یزد و  
عضو سازمان نظام مهندسی استان

مجتبیوی، سیدعلیرضا

(کارشناس مهندسی مواد - سرامیک)

کارشناس سازمان ملی استاندارد ایران

مردوخی، شاهر

(کارشناس مهندسی عمران)

کارشناس اداره کل استاندارد استان  
کردستان و عضو سازمان نظام مهندسی  
استان

## فهرست مندرجات

صفحه	عنوان
ب	آشنایی با سازمان ملی استاندارد ایران
ج	کمیسیون فنی تدوین استاندارد
ز	پیش‌گفتار
ح	مقدمه
۱	هدف و دامنه کاربرد
۱	مراجع الزامی
۱	نمادها، اختصارات و یکاها
۱۷	مراحل بهسازی
۱۷	بررسی ویژگی‌های ساختمان
۱۸	انتخاب هدف بهسازی
۱۸	جمع‌آوری اطلاعات وضعیت موجود ساختمان
۱۸	نیاز یا عدم نیاز به بهسازی
۱۸	ارایه‌ی طرح بهسازی و ارزیابی آن
۱۸	۵ هدف بهسازی
۱۸	۶ سطوح عملکرد ساختمان
۲۱	۷ تحلیل خطر زلزله و طیف طراحی
۲۱	۷-۱ کلیات
۲۱	۷-۲ طیف طرح ارتجاعی استاندارد
۲۲	۷-۳ طیف طرح ارتجاعی ویژه‌ی ساختگاه
۲۴	۸ مبانی و ملزومات بهسازی لرزه‌ای
۲۴	۸-۱ محدوده‌ی کاربرد
۲۴	۸-۲ اطلاعات وضعیت موجود ساختمان
۲۷	۸-۳ روش‌های تحلیل سازه
۲۹	۸-۴ رفتار اجزای سازه
۳۲	۸-۵ معیارهای پذیرش
۳۲	۸-۶ راه‌کارهای بهسازی
۳۳	۸-۷ ضوابط کلی طراحی
۳۸	۸-۸ روش‌های آزمایش برای ارزیابی و مطالعات بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها
۴۰	۹ روش‌های تحلیل
۴۰	۹-۱ محدوده‌ی کاربرد
۴۰	۹-۲ ضوابط کلی تحلیل
۴۶	۹-۳ روش‌های تحلیل سازه
۵۵	۹-۴ معیارهای پذیرش
۵۷	۱۰ بهسازی در تراز پی ساختمان

۵۷	۱-۱۰ محدوددهی کاربرد
۵۸	۲-۱۰ ویژگی‌های ساختگاهی
۶۲	۳-۱۰ کاهش مخاطرات ساختگاهی
۶۲	۴-۱۰ مقاومت و سختی پی
۷۳	۵-۱۰ فشار لرزه‌ای جانبی خاک
۷۳	۶-۱۰ بهسازی پی
۷۴	۱۱ بهسازی سازه‌های فولادی
۷۴	۱-۱۱ محدوددهی کاربرد
۷۴	۲-۱۱ مشخصات مصالح و بازرسی وضعیت موجود ساختمان
۷۸	۳-۱۱ ملزومات و فرضیات طراحی
۸۳	۴-۱۱ قاب‌های خمشی فولادی
۱۰۲	۵-۱۱ قاب‌های فولادی مهاربندی شده
۱۱۹	۶-۱۱ دیوارهای برشی فولادی
۱۲۱	۷-۱۱ قاب‌های با اتصالات خورجینی
۱۲۲	۸-۱۱ قاب‌های فولادی با میان قاب
۱۲۲	۹-۱۱ دیافراگم‌ها
۱۳۰	۱۰-۱۱ پی‌های متشکل از شمع‌های فولادی
۱۳۱	۱۲ بهسازی سازه‌های بتنی
۱۳۱	۱-۱۲ محدوددهی کاربرد
۱۳۱	۲-۱۲ مشخصات مصالح و بازرسی وضعیت موجود ساختمان
۱۳۹	۳-۱۲ ملزومات و فرضیات طراحی
۱۴۷	۴-۱۲ سیستم‌های سازه‌ای
۱۷۹	۵-۱۲ اجزای سازه‌ای بتنی
۱۹۹	۱۳ ساختمان‌های مصالح بنایی و میان‌قاب‌های مصالح
۱۹۹	۱-۱۳ کلیات
۱۹۹	۲-۱۳ انواع ساختمان‌های مصالح بنایی
۲۰۰	۳-۱۳ محدوددهی کاربرد
۲۰۰	۴-۱۳ مراحل روش ساده‌ی بهسازی
۲۰۱	۵-۱۳ نواقص متداول در ساختمان‌های مصالح بنایی
۲۰۲	۶-۱۳ ارزیابی آسیب‌پذیری ساختمان‌های مصالح بنایی
۲۱۱	۷-۱۳ راه‌کارهای پیشنهادی برای بهسازی ساختمان‌های مصالح بنایی
۲۱۹	۸-۱۳ میان‌قاب‌های مصالح بنایی
۲۲۶	۱۴ سامانه جداساز لرزه‌ای و سامانه‌های غیرفعال اتلاف انرژی
۲۲۶	۱-۱۴ محدوددهی کاربرد
۲۲۷	۲-۱۴ سیستم‌های جداساز لرزه‌ای

۲۴۴	۳-۱۴ سامانه‌های غیرفعال ائتلاف انرژی
۲۶۰	۴-۱۴ سایر سیستم‌های کنترل پاسخ
۲۶۰	۱۵ بهسازی اجزای غیرسازه‌ای
۲۶۰	۱-۱۵ محدوده‌ی کاربرد
۲۶۰	۲-۱۵ روش کار
۲۶۶	۳-۱۵ ملاحظات تاریخچه‌ای و ارزیابی اجزا
۲۶۶	۴-۱۵ اهداف بهسازی
۲۶۶	۵-۱۵ اندرکنش سازه و اجزای غیر سازه‌ای
۲۶۷	۶-۱۵ رده‌بندی رفتاری اجزا
۲۶۷	۷-۱۵ روش‌های ارزیابی
۲۷۰	۸-۱۵ روش‌های بهسازی
۲۷۰	۹-۱۵ اجزای معماری: تعریف، رفتار و معیارهای پذیرش
۲۷۹	۱۰-۱۵ اجزای مکانیکی، برقی و تجهیزات داخل: تعریف رفتار و معیارهای پذیرش
۲۸۹	پیوست الف- جدول راهنمای تعیین اهداف بهسازی برای ساختمان‌های عمومی و دولتی مهم
۲۹۰	پیوست ب- اصلاحات پیشنهادی در برنامه‌ی آزمون‌ها و سونداژ مربوط به مطالعات بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود

## پیش‌گفتار

استاندارد « بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود- آیین کار » که پیش‌نویس آن در کمیسیون‌های مربوط توسط سازمان ملی استاندارد ایران تهیه و تدوین شده و در سیصد و هشتاد و نهمین اجلاس کمیته ملی استاندارد مهندسی ساختمان، مصالح و فرآورده‌های ساختمانی مورخ ۱۳۹۱/۸/۲۷ مورد تصویب قرار گرفته است، اینک به استناد بند یک ماده ۳ قانون اصلاح قوانین و مقررات مؤسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران، مصوب بهمن ماه ۱۳۷۱، به عنوان استاندارد ملی ایران منتشر می‌شود .

برای حفظ همگامی و هماهنگی با تحولات و پیشرفت‌های ملی و جهانی در زمینه صنایع، علوم و خدمات، استانداردهای ملی ایران در مواقع لزوم تجدید نظر خواهد شد و هر پیشنهادی که برای اصلاح و تکمیل این استانداردها ارائه شود، هنگام تجدید نظر در کمیسیون فنی مربوط مورد توجه قرار خواهد گرفت . بنابراین، باید همواره از آخرین تجدیدنظر استانداردهای ملی استفاده کرد.

منبع و مأخذی که برای تدوین این استاندارد مورد استفاده قرار گرفته به شرح زیر است:

نشریه شماره ۳۶۰ سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور: سال ۱۳۸۵، دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود

## مقدمه

دفتر نظام فنی اجرایی معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، با استفاده از نظر کارشناسان برجسته مبادرت به تهیه نشریه شماره ۳۶۰ تحت عنوان دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، کرده و آن را برای استفاده به جامعه مهندسی کشور عرضه نموده است. نشریه مذکور توسط پژوهشگاه بین-المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله در سال ۱۳۷۹ تهیه و ویرایش اول آن در سال ۱۳۸۱ تصویب گردید و در سال‌های ۱۳۸۴ و ۱۳۸۵ مورد بازنگری قرار گرفت.

اسامی کمیته‌ی اصلی و همکاران تهیه‌کننده‌ی نشریه ۳۶۰ از اولین ویرایش (به ترتیب حروف الفبا):

الف- کارگروه اصلی تهیه‌کننده‌ی ویرایش اول دستورالعمل (سال ۱۳۸۱):

فرهاد بهنام فر، بهرخ حسینی هاشمی (مجری پروژه)، عبدالرضا سروقد مقدم، علی اصغر طاهری بهبهانی، محسن غفوری آشتیانی (مدیر پروژه)

ب- کارگروه همکار در تهیه‌ی ویرایش اول دستورالعمل (سال ۱۳۸۱):

فرهاد بهنام فر، محسن تهرانی‌زاده، محمد کاظم جعفری ممقانی، نقدعلی حسین‌زاده، محمود حسینی، بهرخ حسینی هاشمی، مهدی زارع، کارن زند، عبدالرضا سروقد مقدم، کیوان صابری، منصور ضیایی فر، فرامرز عالمی، فرجا... عسکری، محمودرضا ماهری، مهردادش معتمدی، کیان میرزا، سید مجدالدین میرمحمد میرحسینی، اکبر واثقی، محمد قاسم وتر

پ- کارگروه به روز رسانی دستورالعمل (سال ۱۳۸۴-۱۳۸۵):

محمدتقی احمدی، رضا اسفندیاری صدق، فرهاد بهنام فر، علی تبار، محسن تهران یزاده، بهرخ حسینی هاشمی، عبدالرضا سروقد مقدم، محسن حائری، فرجا... عسکری، سیدجواد قانع‌فر، محسن کمالیان، بهروز گتمیری

ت- کمیته‌ی تصویب دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای (سال ۱۳۸۵):

محمدتقی احمدی، رضا اسفندیاری صدق، مهرداد اشتري، علیرضا آقابابایی مبارکه، علی اکبر آقاچوچک، فرهاد بهنام فر، اسماعیل پورشاهید، علی تبار، عباسعلی تسنیمی، محسن تهران یزاده، محسن حائری، سیدمحمود حسینی، بهرخ حسینی هاشمی، مرتضی زاهدی، عبدالرضا سروقد مقدم، حمزه شکیب، شاپور طاحونی، فرجا... عسکری، محسن غفوری آشتیانی، محسن کمالیان، بهروز گتمیری، شاهرخ مالک، محمودرضا ماهری، رسول میرقادری، تیمور هنربخش

همکاران دیگر :

آقایان گودرز احمدی، محسن اعتمادی، حسن حاج کاظمی، حمیدرضا خاشعی، عیسی سلاجقه، ساسان عشقی، مهدی قالیبافیان، ارسلان قهرمانی، بهناز پورسید، علی رضا باقری و شهرزاد روشن خواه. با توجه به تغییرات ساختاری بوجود آمده در موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران و ارتقای جایگاه موسسه به سازمان ملی استاندارد ایران، حوزه استانداردسازی گسترش یافته است، در همین راستا و به منظور فراگیر نمودن حوزه کاربری نشریات و دستورالعمل‌هایی که توسط سایر سازمان‌ها انتشار یافته‌اند پذیرش آن‌ها به عنوان استاندارد ملی در دستور کار سازمان ملی استاندارد ایران قرار گرفته است. نظر به



این که استانداردهایی ملی تلقی می‌شوند که براساس مفاد مندرج در استاندارد ملی شماره ۵ تدوین و در کمیته ملی مربوط که توسط موسسه (سازمان ملی استاندارد ایران) تشکیل می‌گردد به تصویب رسیده باشد و با همین رویکرد، این استاندارد براساس نشریه شماره ۳۶۰ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور تهیه شده است.

## بهبودی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود - آیین کار

### ۱ هدف و دامنه کاربرد

هدف از تدوین این استاندارد ارایه آیین کار برای ارزیابی باربری ساختمان‌های موجود و راه‌کارهای بهبود لرزه‌ای برای بهبود عملکرد آن‌ها در هنگام زلزله تا رسیدن به سطح عملکرد موردنظر است. این استاندارد برای نحوه‌ی مرمت یا بازسازی ساختمان‌های آسیب‌دیده پس از زلزله، کاربرد ندارد.

### ۲ مراجع الزامی

مدارک الزامی زیر حاوی مقرراتی است که در متن این استاندارد ملی ایران به آن‌ها ارجاع داده شده است. بدین ترتیب آن مقررات جزئی از این استاندارد ملی ایران محسوب می‌شود. در صورتی که به مدرکی با ذکر تاریخ انتشار ارجاع داده شده باشد اصلاحیه‌ها و تجدیدنظرهای بعدی آن موردنظر این استاندارد ملی ایران نیست. در مورد مدارکی که بدون ذکر تاریخ انتشار به آن‌ها ارجاع داده شده است، همواره آخرین تجدیدنظر و اصلاحیه‌های بعدی آن‌ها موردنظر است. استفاده از مراجع الزامی زیر برای این استاندارد الزامی است:

۱-۲ استاندارد ملی ایران شماره ۲۸۰۰: ساختمان‌ها در برابر زلزله - آیین‌نامه طراحی

۲-۲ استاندارد ملی ایران شماره ۵۱۹: ساختمان‌ها و ابنیه فنی - حداقل بار وارده

۳-۲ آیین‌نامه بتن ایران (آبا)، نشریه شماره ۱۲۰ معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی ریاست جمهوری

۴-۲ مقررات ملی ساختمان مبحث ۱۰، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی

### ۳ نمادها، اختصارات و یکاها

در این استاندارد نمادها، اختصارات و یکاهای زیر به کار می‌رود:

A شتاب مبنای طرح، بند (۷-۶-۳-۱)، روابط (۱۳-۲) و (۱۳-۶)؛

سطح مقطع شمع، رابطه (۱۰-۱۲)؛

سطح مقطع ستون، روابط (۱۱-۹)، (۱۱-۱۰)، (۱۱-۱۴) و (۱۱-۱۶)؛

A<sub>b</sub> سطح مقطع پیچ یا پرچ، روابط (۱۱-۲۱)، (۱۱-۲۵)، (۱۱-۲۸)،

سطح مقطع ستون، رابطه (۱۱-۳۹)؛

مجموع دو سطح آجر در درزهای افقی بالا و پایین، در بلوک‌های سیمانی و آجری مجوف سطح

مقطع خالص محسوب می‌شود، رابطه (۱۳-۱)؛

A<sub>c</sub> سطح مقطع تیر، رابطه (۱۱-۳۹)؛

A<sub>e</sub> سطح مقطع خالص موثر بال افقی نبشی، رابطه (۱۱-۲۴)؛

A<sub>f</sub> سطح مقطع بال تیر، بند (۱۱-۴-۲-۴-۲)؛

A<sub>g</sub> سطح مقطع بال افقی نبشی، رابطه (۱۱-۲۳)؛

- سطح مقطع ستون و دیوار بتنی، جدول (۲-۱۲)؛
- سطح مقطع ستون بتنی، جدول های (۵-۱۲)، (۶-۱۲)، (۸-۱۲)، (۹-۱۲)؛
- $A_i$  مجموع سطح مقطع افقی دیوارهای موجود در طبقه، رابطه (۴-۱۳)؛
- $A_{ni}$  سطح مقطع افقی خالص ملات بین دو رج مجاور پانل میان قاب، رابطه (۸-۱۳)؛
- $A_s$  سطح مقطع فولاد کششی، جدول های (۶-۱۲)، (۱۴-۱۲) و (۱۶-۱۲)؛
- $A_s'$  سطح مقطع فولاد فشاری، جدول های (۱۴-۱۲) و (۱۶-۱۲)؛
- $A_w$  سطح مقطع اسمی جان تیر، رابطه (۸-۱۱)؛
- سطح مقطع جان تیر پیوند، رابطه (۳۳-۱۱) و (۳۶-۱۱)؛
- سطح مقطع جان،  $b_w d$ ، بند ۱۲؛
- $B$  طیف ضریب بازتاب ساختمان، بند ۷؛
- عرض شالوده، روابط (۵-۱۰)، (۱۷-۱۰) و (۱۱-۱۰)؛
- $B_1$  نسبت پارامتر شتاب طیفی با میرایی ۵ درصد به پارامتر شتاب طیفی با میرایی موردنظر برای زمان تناوب یک ثانیه، جدول (۱-۱۴)، روابط (۲-۱۴) و (۴-۱۴)
- $B_s$  نسبت پارامتر شتاب طیفی با میرایی ۵ درصد به پارامتر شتاب طیفی با میرایی موردنظر برای زمان تناوب کوتاه، جدول (۱-۱۴)؛
- $C_j$  یا  $C$  ضریب میرایی، روابط (۲۲-۱۴)، (۲۴-۱۴)، (۲۹-۱۴)، (۳۰-۱۴)، (۳۵-۱۴) و (۳۷-۱۴)
- $C_0$  ضریب اصلاح برای ارتباط تغییرمکان طیفی سامانه یک درجه آزادی به تغییرمکان بام سامانه چند درجه آزادی، رابطه (۱۴-۹)
- ضریب میرایی وسیله ی لزج (ویسکوز) مایع، رابطه (۲۵-۱۴)
- $C_1$  ضریب تصحیح برای اعمال تغییرمکان های غیرارتجاعی سامانه، روابط (۳-۹)، (۴-۹)، (۶-۹)، (۷-۹)، (۹-۹)، (۱۴-۹)، (۱۵-۹)، (۱۸-۹)
- $C_2$  ضریب اصلاح برای اعمال اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه ای بر پاسخ تغییرمکان های حداکثر به دلیل رفتار چرخشی آنها، روابط (۳-۹)، (۴-۹)، (۶-۹)، (۹-۹)، (۱۴-۹)، (۱۸-۹)؛
- $C_3$  ضریب اصلاح برای اعمال اثرات  $P - \Delta$  با رفتار غیرارتجاعی مصالح، روابط (۳-۹)، (۴-۹)، (۶-۹)، (۸-۹)، (۹-۹)، (۱۴-۹)، (۱۸-۹)؛
- $C_b$  ضریب برای اعمال اثر غیریکنواخت لنگر که با توجه به بند ۲-۴ محاسبه می شود، رابطه (۱۱-۱۱)؛
- $CF_1$  یا  $CF_2$  ضرایب وزنی برای محاسبه ی تلاش های طراحی اجزاء ساختمان بهسازی شده در مرحله ی حداکثر تغییرمکان نسبی و در مرحله ی حداکثر سرعت، برای سامانه های غیرفعال اتلاف انرژی وابسته به سرعت، روابط (۳۱-۱۴)، (۳۲-۱۴)؛
- $C_m$  ضریب اصلاح برای اعمال اثر مودهای بالاتر مطابق جدول (۱-۹) روابط (۶-۹) و (۱۶-۹)؛
- $C_{my}$  یا  $C_{mx}$  ضریب یکنواخت کننده ی لنگر که با توجه به بند ۲-۴ محاسبه می شود، روابط (۱۱-۱۳) و

(۱۱-۱۵)؛

D	تغییر شکل تعمیم یافته، بدون بعد، رابطه (۱-۱۴)؛
$D^-$	جابجایی نسبی دو انتهای وسیله‌ی غیرفعال اتلاف انرژی، روابط (۲۰-۱۴) و (۲۲-۱۴)؛
$D^+$	حداکثر جابجایی منفی وسیله‌ی غیرفعال اتلاف انرژی، روابط (۲۱-۱۴) و (۲۳-۱۴)؛
$D^0$	حداکثر جابجایی مثبت وسیله‌ی غیرفعال اتلاف انرژی، روابط (۲۱-۱۴) و (۲۳-۱۴)؛
$D_{ave}$	سرعت نسبی دو انتهای وسیله‌ی غیرفعال اتلاف انرژی، روابط (۲۲-۱۴) و (۲۵-۱۴)؛
DCR	میانگین حداکثر جابجایی مثبت و منفی سامانه غیرفعال اتلاف انرژی (۲۴-۱۴)؛ نسبت نیرو به ظرفیت، بند ۸؛
$\overline{DCR}$	میانگین نسبت نیرو به ظرفیت در طبقه، بند ۸؛
$D_D$	تغییر مکان طراحی مرکز سختی سامانه جداساز در جهت مورد بررسی، روابط (۲-۱۴)، (۶-۱۴)، (۸-۱۴)، (۱۰-۱۴)، (۱۴-۱۴)، (۱۵-۱۴)، (۱۸-۱۴)؛
$D'_D$	تغییر مکان هدف در اثر زلزله طرح در مرکز جرم اولین کف واقع در روی سامانه جداساز در جهت مورد بررسی، رابطه (۱۰-۱۴)؛
$D_M$	حداکثر تغییر مکان مرکز سختی سامانه جداساز در جهت مورد بررسی، روابط (۴-۱۴)، (۷-۱۴)، (۱۱-۱۴)، (۱۶-۱۴)، (۱۷-۱۴)، (۱۹-۱۴)؛
$D'_M$	تغییر مکان هدف زلزله‌ی سطح خطر-۲ در مرکز جرم اولین کف واقع در روی سامانه جداساز در جهت مورد بررسی، رابطه (۱۱-۱۴)؛
$D_P$	تغییر مکان جانبی نسبی جزء غیرسازه‌ای، رابطه (۸-۱۵)؛
$D_T$	نسبت تغییر مکان نسبی جزء غیرسازه‌ای، رابطه (۷-۱۵)؛
$D_{TD}$	کل تغییر مکان طراحی در اجزای سامانه جداساز، شامل تغییر مکان مرکز جرم و تغییر مکان های اضافی ناشی از پیچش واقعی و اتفاقی در جهت مورد بررسی، رابطه (۶-۱۴)؛
$D_{TM}$	کل تغییر مکان حداکثر در اجزای سامانه جداساز، شامل تغییر مکان مرکز جرم و تغییر مکان های اضافی ناشی از پیچش واقعی و اتفاقی در جهت مورد بررسی، رابطه (۷-۱۴)؛
E	ضریب ارتجاعی، روابط (۱۰-۱۲)، (۱-۱۱)، (۲-۱۱)، (۲۰-۱۱)، (۳۴-۱۱)؛
$E_c$	ضریب ارتجاعی بتن، رابطه (۴-۱۲)؛
$E_{fe}$	ضریب ارتجاعی مورد انتظار مصالح قاب، رابطه (۷-۱۳)؛
$E_{loop}$	انرژی تلف شده در هر چرخه‌ی کامل در سامانه جداساز، که براساس سطح محصور منحنی نیرو - تغییر مکان در یک چرخه‌ی کامل محاسبه می‌شود، رابطه (۱۳-۱۴)؛
$E_{me}$	ضریب ارتجاعی مورد انتظار مصالح میان قاب، رابطه (۷-۱۳)؛
$E_S$	ضریب ارتجاعی میلگرد، فصل ۱۲؛
F	نیرو در سامانه جداساز لرزه‌ای یا سامانه غیرفعال اتلاف انرژی، روابط (۱-۱۴)، (۲۰-۱۴)، (۲۲-۱۴)، (۲۵-۱۴)؛

- $F^-$  نیرو در سامانه جداساز لرزه‌ای یا سامانه غیرفعال اتلاف انرژی در تغییر مکان نظیر  $\Delta^-$  یا  $D^-$  روابط (۱۲-۱۴)، (۲۱-۱۴)، (۲۳-۱۴)، (۳۸-۱۴)؛
- $F^+$  نیرو در سامانه جداساز لرزه‌ای یا سامانه غیرفعال اتلاف انرژی در تغییر مکان نظیر  $\Delta^+$  یا  $D^+$  روابط (۱۲-۱۴)، (۲۱-۱۴)، (۲۳-۱۴)، (۳۸-۱۴)؛
- $F_a$  تنش مجاز محوری فشاری که با قراردادن  $F_{yLB}$  به جای  $F_y$  مطابق بند ۲-۴ محاسبه می‌شود، رابطه (۹-۱۱)؛
- $F_b$  تنش مجاز خمشی که با قراردادن  $F_{ye}$  به جای  $F_y$  مطابق بند ۲-۴ محاسبه می‌شود، رابطه (۷-۱۱)؛
- $F_j$  یا  $F_i$  نیروی اینرسی در تراز کف  $i$ ام، بند (۱-۳-۳-۱۴)، رابطه (۹-۱۴)؛
- نیروی جانبی وارد بر تراز کف  $i$ ام یا  $j$ -ام، روابط (۱۰-۹)، (۱۲-۹) و (۳-۱۳)؛
- $F_p$  نیروی افقی برای طراحی اجزای سازه‌ای یا غیرسازه‌ای و اتصال آن‌ها به سازه، روابط (۱-۸)، (۲-۸) و (۳-۸)، (۴-۸) و (۵-۸)؛
- نیروی اینرسی عمود بر دیوار، رابطه (۶-۱۳)،
- نیروی طراحی لرزه‌ای که به صورت افقی در مرکز جرم جز موردنظر اعمال یا براساس توزیع جرم جز توزیع می‌شود، روابط (۱-۱۵)، (۲-۱۵)، (۳-۱۵)، (۴-۱۵)؛
- $F_{Pi}$  نیروی اینرسی وارد بر دیافراگم طبقه  $i$ ام، رابطه (۱۲-۹)؛
- $F_{PV}$  نیروی طراحی لرزه‌ای که در راستای قائم در مرکز جرم جز موردنظر اعمال یا براساس توزیع جرم جز توزیع می‌شود، روابط (۲-۱۵)، (۵-۱۵)، (۶-۱۵)،
- $F_t$  تنش مجاز کششی بر روی سطح مقطع کل یا سطح مقطع خالص موثر که براساس بند ۲-۴ و با استفاده از مقادیر  $F_{ye}$  و  $F_{ue}$  به جای  $F_y$  و  $F_u$  محاسبه می‌شود، روابط (۲۳-۱۱)، (۲۴-۱۱)
- تنش مجاز کششی مورد انتظار برای پیچ یا پرچ با اتصال برشی (اتکایی)، جدول (۴-۱۱)
- تنش مجاز کششی مورد انتظار پیچ یا پرچ که براساس بند ۲-۴ و با استفاده از مقادیر  $F_{ye}$  و  $F_{ue}$  به جای  $F_y$  و  $F_u$  محاسبه می‌شود، روابط (۲۵-۱۱)، (۲۸-۱۱)
- $F_v$  تنش مجاز برشی که براساس بند ۲-۴ بسته به نسبت  $h/t_w$  و با استفاده از مقادیر  $F_{ye}$  به جای  $F_y$  محاسبه می‌شود، رابطه (۸-۱۱)؛
- تنش مجاز برشی پیچ یا پرچ که براساس بند ۲-۴ و با استفاده از مقادیر  $F_{ye}$  و  $F_{ue}$  به جای  $F_y$  و  $F_u$  محاسبه می‌شود، روابط (۲۱-۱۱ الف) و (۲۱-۱۱ ب)؛
- $F_y$  تنش حد تسلیم مصالح فولادی مورد استفاده، بند ۱۱
- $F_{ye}$  تنش حد تسلیم مورد انتظار مصالح، روابط (۱-۱۱) تا (۶-۱۱)، (۱۰-۱۱)، (۱۴-۱۱)، (۱۶-۱۱)، (۲۶-۱۱)، (۲۹-۱۱)، (۳۶-۱۱) و (۴۰-۱۱)؛
- $F_{yLB}$  کرانه‌ی پایین تنش حد تسلیم، بند ۱۱؛
- $F_u$  تنش حد نهایی مصالح، بند ۱۱؛

$F_{ue}$	تنش حد نهایی مورد انتظار مصالح، جدول (۴-۱۱)؛
$G$	مدول برشی خاک، رابطه (۵-۱۰)
	مدول برشی فولاد، روابط (۳۳-۱۰) و (۳۸-۱۰)
$G_0$	مدول برشی اولیه ی خاک، روابط (۳-۱۰) و (۴-۱۰)؛
$H$	بار افقی وارد بر پی، بند ۱۰
	ارتفاع دیوار حایل، رابطه (۱۷-۱۰)
	ارتفاع ساختمان برحسب متر، رابطه (۵-۹)
$I$	لنگر اینرسی، رابطه (۴-۱۲)
	ضریب اهمیت، روابط (۲-۱۳) و (۶-۱۳)
$I_b$	لنگر اینرسی تیر، روابط (۱-۱۱)، (۲۰-۱۱)، (۳۴-۱۱)
$I_c$	لنگر اینرسی ستون، رابطه (۲-۱۱)
$I_{col}$	لنگر اینرسی مقطع ستون، رابطه (۷-۱۳)
$I_f$	لنگر اینرسی انعطاف پذیرترین جزء قاب دربرگیرنده ی میان قاب، بند (۱-۳-۸-۱۳)
$I_g$	لنگر اینرسی مقطع کامل بتنی بدون در نظر گرفتن میلگردها، حول محوری که از مرکز سطح عبور می نماید، بند ۱۲
$I_p$	ضریب عملکرد جزء غیرسازه ای: برای سطح ایمنی جانی برابر ۱/۰ و برای سطح قابلیت استفاده ی بی وقفه برابر ۱/۵ می باشد، روابط (۱-۱۵)، (۳-۱۵)، (۴-۱۵)، (۵-۱۵) و (۶-۱۵)
$J$	ضریب مورد استفاده در تحلیل های خطی جهت تخمین نیروی منتقل شده به اجزای کنترل شونده توسط نیرو از طریق دیگر اجزای تسلیم شده، روابط (۳-۹) و (۱۸-۹)
$K$	ضریب طول موثر کمانش ستون ها، بند ۲-۴؛
$K'$	سختی ذخیره شده در وسیله ی لزوج - ارتجاعی جامد، رابطه (۲۳-۱۴)؛
$K''$	سختی تلف شده در وسیله ی لزوج - ارتجاعی جامد، رابطه (۲۴-۱۴)؛
$K_\theta$	سختی فنر چرخشی معادل اتصال نیمه صلب، روابط (۱۹-۱۱ الف)، (۱۹-۱۱ ب) و (۲۰-۱۱)؛
$K_b$	سختی خمشی، روابط (۳۲-۱۱) و (۳۴-۱۱)؛
$K_{Dmax}$	سختی موثر حداکثر سامانه جداساز در تغییر مکان طراحی و درجهت جانبی مورد نظر، روابط (۸-۱۴)، (۱۴-۱۴) و (۱۸-۱۴)؛
$K_{Dmin}$	سختی موثر حداکثر سامانه جداساز در تغییر مکان طراحی و درجهت جانبی مورد نظر، روابط (۳-۱۴)، (۱۵-۱۴)؛
$K_e$	سختی جانبی موثر برای روش استاتیکی غیرخطی، رابطه (۱۳-۹)؛
	سختی ارتجاعی تیر پیوند، روابط (۳۲-۱۱) و (۳۵-۱۱)؛
$K_{eff}$	سختی موثر سامانه جداساز با سامانه غیرفعال اتلاف انرژی، روابط (۱-۱۴)، (۱۲-۱۴)، (۱۳-۱۴)، (۲۰-۱۴)، (۲۱-۱۴)، (۲۲-۱۴)، (۲۳-۱۴)، (۳۸-۱۴) و (۳۹-۱۴)؛

$K_i$	سختی جانبی ارتجاعی برای روش استاتیکی غیرخطی، رابطه (۹-۱۳)؛
$K_{M \max}$	سختی موثر حداکثر سامانه جداساز در تغییرمکان حداکثر و درجهت جانبی موردنظر، روابط (۱۴-۱۶) و (۱۴-۱۹)؛
$K_{M \min}$	سختی موثر حداقل سامانه جداساز در تغییرمکان حداکثر و درجهت جانبی موردنظر، روابط (۱۴-۵) و (۱۴-۱۹)؛
$K_s$	سختی برشی، روابط (۱۱-۳۲) و (۱۱-۳۳)؛
$K_{pr}$	سختی چرخشی پی عمیق، رابطه (۱۰-۱۳)؛
$K_{sv}$	سختی فنری واحد بستر، رابطه (۱۰-۵)؛
	سختی فنری محوری گروه شمع، رابطه (۱۰-۱۲)؛
$K_w$	سختی کلی دیوار برشی فولادی، روابط (۱۱-۳۸) و (۱۱-۴۱)؛
$L$	طول شالوده در پلان، روابط (۱۱-۱۷) و (۱۱-۱۱)؛ طول شمع، رابطه (۱۱-۱۲)؛ طول دهانه، بند ۱۱؛ طول دیوار برشی فولادی، رابطه (۱۱-۳۹)؛ طول عضو که در راستای آن خمش رخ می دهد، بند (۱۲-۵-۱-۲-۱)؛
$L_b$	فاصله‌ی بین دو مهار جانبی متوالی برای جلوگیری از پیچش تیر، رابطه (۱۱-۱۱)؛ طول دهانه‌ی تیر از مرکز تا مرکز، رابطه (۱۱-۲۰)
$L_c$	فاصله‌ی لازم بین دو مهار جانبی متوالی برای استفاده از ظرفیت کامل خمیری مقطع، رابطه (۱۱-۱۱)؛
$L_{inf}$	طول پانل میان قاب، روابط؛
$L_r$	فاصله‌ی لازم بین دو مهار جانبی متوالی برای جلوگیری از کمانش جانبی پیچشی ارتجاعی تیر، رابطه (۱۱-۱۲)؛
$L_w$	طول جوش، روابط (۱۲-۲۷) و (۱۲-۳۰)؛
$M_c$	ظرفیت نهایی خمشی شالوده، رابطه (۱۰-۱۱)؛
$M_{CE}$	مقاومت خمشی مورد انتظار، روابط (۱۱-۳)، (۱۱-۴)، (۱۱-۶)، (۱۱-۷)، (۱۱-۱۹ الف)، (۱۱-۱۹ ب)، (۱۱-۲۱ الف)، (۱۱-۲۱ ب)، (۱۱-۲۲)، (۱۱-۲۳)، (۱۱-۲۴)، (۱۱-۲۶)، (۱۱-۲۷)، (۱۱-۲۸)، (۱۱-۲۹) و (۱۱-۳۷)؛
$M_{CEx}$	مقاومت خمشی مورد انتظار عضو حول محور $x$ ، روابط (۱۱-۱۲)، (۱۱-۱۳)، (۱۱-۱۷)؛ (۱-۱۲)؛
$M_{CEy}$	مقاومت خمشی مورد انتظار عضو حول محور $y$ ، روابط (۱۱-۱۲)، (۱۱-۱۳)، (۱۱-۱۷) ، (۱-۱۲)؛
$M_{CLx}$	کرانه‌ی پایین مقاومت خمشی عضو حول محور $x$ ، روابط (۱۱-۱۵) و (۱۱-۱۶)؛

کرانه‌ی پایین مقاومت خمشی عضو حول محور $y$ ، روابط (۱۵-۱۱) و (۱۶-۱۱)؛	$M_{CLy}$
لنگر خمشی وارد بر نوار ستونی دال ناشی از بارهای ثقلی، بند ۱۲؛	$M_{gCS}$
مقاومت خمشی اسمی مقطع، بند ۱۲؛	$M_n$
مقاومت خمشی اسمی نوار ستونی دال، بند ۱۲؛	$M_{nCS}$
لنگر واژگونی در طبقه ی موردنظر، روابط (۳-۹) و (۴-۹)؛	$M_{OT}$
ظرفیت خمشی مورد انتظار مقطع، رابطه (۶-۱۱)؛	$M_{PCE}$
ظرفیت خمشی مورد انتظار مقطع، حول محور $x$ ، رابطه (۱۴-۱۱)؛	$M_{PCEx}$
ظرفیت خمشی مورد انتظار مقطع، حول محور $y$ ، رابطه (۱۴-۱۱)؛	$M_{PCEy}$
لنگر مقاوم در برابر واژگونی ناشی از بارهای مرده، روابط (۳-۹) و (۴-۹)؛	$M_{ST}$
لنگر طراحی، بند ۱۲؛	$M_{UD}$
لنگر خمشی حول محور $x$ در عضو کنترل شونده توسط تغییرشکل، روابط (۱۲-۱۱)، (۱۳-۱۱)، (۱۴-۱۱)، (۱۷-۱۱) و (۱-۱۲)؛	$M_{UDx}$
لنگر خمشی حول محور $y$ در عضو کنترل شونده توسط تغییرشکل، روابط (۱۲-۱۱)، (۱۳-۱۱)، (۱۴-۱۱)، (۱۷-۱۱) و (۱-۱۲)؛	$M_{UDy}$
لنگر خمشی حول محور $x$ در عضو کنترل شونده توسط نیرو، روابط (۱۵-۱۱) و (۱۶-۱۱)؛	$M_{UFx}$
لنگر خمشی حول محور $y$ در عضو کنترل شونده توسط نیرو، روابط (۱۵-۱۱) و (۱۶-۱۱)؛	$M_{UFy}$
ظرفیت لنگر تسلیم دیوار برشی، رابطه (۴-۱۲)؛	$M_y$
تعداد شمع ها در گروه، روابط (۱۲-۱۰) و (۱۳-۱۰)؛	$N$
مقاومت نفوذ استاندارد نرمالیزه شده برای ۶۰ درصد انتقال انرژی و فشار روباره‌ی $100\text{ kPa}$ ، رابطه (۴-۱۰)؛	$(N_1)_{60}$
تعداد پیچ‌ها یا پرچ‌ها، روابط (۲۱-۱۱ الف)، (۲۱-۱۱ ب)، (۲۵-۱۱)، (۲۸-۱۱)؛	$N_b$
تعداد سطوح لغزش، رابطه (۳۱-۱۱)؛	$N_s$
بار قائم وارد بر شالوده، رابطه (۱۱-۱۰)؛	$P$
نیروی محوری عضو، روابط (۲-۱۱) و (۴-۱۱)؛	
نیروی محوری طراحی ستون واقع در بالای گره اتصال، جدول‌های (۵-۱۲)، (۶-۱۲)، (۸-۱۲)، (۹-۱۲)؛	
نیروی محوری وارد بر دیوار برشی، جدول‌های (۱۴-۱۲) و (۱۶-۱۲)؛	
مقاومت محوری مورد انتظار عضو یا اجزای اتصال، روابط (۲۲-۱۱)، (۲۳-۱۱) و (۲۴-۱۱)؛	$P_{CE}$
کرانه‌ی پایین مقاومت فشاری ستون، روابط (۹-۱۱)، (۱۲-۱۱)، (۱۳-۱۱) و (۱۵-۱۱)؛	$P_{CL}$
بخشی از وزن سازه شامل بار مرده و بار زنده ی دائم و ۲۵ درصد بار زنده‌ی متحرک در طبقه- $i$ ی $i$ -ام، بند (۱-۵-۲-۹)؛	$P_i$
نیروی محوری حداکثر قابل تحمل توسط دیوار برشی، بند (۱-۱-۱-۵-۱۱)؛	$P_0$



نیروی محوری طراحی عضو، روابط (۱۲-۱۱) تا (۱۶-۱۱)؛	$P_{UF}$
نیروی محوری حد تسلیم مورد انتظار عضو، روابط (۲-۱۱) و (۴-۱۱)؛	$P_{ye}$
نیروی تعمیم یافته در جزء، اشکال (۱-۱۱) و (۱-۱۲)؛	$Q$
بار مجاز قایم در طراحی پی‌های عمیق برای بارهای ثقلی مشخص شده در مدارک فنی، رابطه (۲-۱۰)؛	$Q_{allow}$
ظرفیت باربری پی عمیق یا سطحی، روابط (۲-۱۰) و (۱۷-۱۰)؛	$Q_c$
مقاومت مورد انتظار جزء یا عضو در سطح تغییرشکل مورد بررسی، بند ۸، روابط (۱۹-۹)، (۳-۱۱) تا (۸-۱۱)، (۱۰-۱۱)، (۲۱-۱۱ الف)، (۲۱-۱۱ ب)، (۲۲-۱۱)، (۲۵-۱۱) تا (۳۰-۱۱)، (۳۵-۱۱)، (۳۶-۱۱)، (۳۷-۱۱)، (۴۰-۱۱) و (۸-۱۳)؛	$Q_{CE}$
مقاومت خمشی مورد انتظار تیر، رابطه (۱۸-۱۱)؛	$Q_{CEb}$
کرانه‌ی پایین مقاومت جزء یا عضو در سطح تغییرشکل مورد بررسی، بند ۸، روابط (۲۰-۹)، (۹-۱۱) و (۱۴-۱۳)؛	$Q_{CL}$
کرانه‌ی پایین مقاومت اتصال، رابطه (۱۸-۱۱)؛	$Q_{CLc}$
تلاش طراحی ناشی از بار مرده، روابط (۱-۹) و (۲-۹)؛	$Q_D$
تلاش طراحی ناشی از نیروی زلزله، روابط (۱۷-۹) و (۱۸-۹)؛	$Q_E$
تلاش طراحی ناشی از بارهای ثقلی، روابط (۱-۹)، (۲-۹)، (۱۷-۹) و (۱۸-۹)؛	$Q_G$
تلاش طراحی ناشی از بارهای زنده، رابطه (۱-۹)؛	$Q_L$
تلاش طراحی کنترل‌شونده توسط تغییرشکل ناشی از بارهای ثقلی و زلزله، بند ۸، روابط (۱۷-۹) و (۱۹-۹)؛	$Q_{UD}$
تلاش طراحی کنترل‌شونده توسط نیروی ناشی از بارهای ثقلی و زلزله، روابط (۱۸-۹) و (۲۰-۹)؛	$Q_{UF}$
نسبت مقاومت ارتجاعی موردنیاز به مقاومت تسلیم، روابط (۱۵-۹) و (۱۶-۹)؛	$R$
ضریب اصلاح لنگر واژگونی برای سطوح مختلف عملکرد ساختمان، رابطه (۴-۹)؛	$R_{OT}$
ضریب اصلاح پاسخ جزء، جدول‌های (۱-۱۵) و (۲-۱۵)، رابطه (۳-۱۵)؛	$R_P$
ارزش جوش گوشه در برش، رابطه (۲۷-۱۱)؛	$R_W$
ارزش جوش نفوذی کامل در برش، رابطه (۲۹-۱۱)؛	
اساس مقطع ارتجاعی، رابطه (۷-۱۱)؛	$S$
مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب یک ثانیه برای هر سطح خطر زلزله و میرایی ۵ درصد، روابط (۲-۱۴) و (۴-۱۴)؛	$S_1$
شتاب طیفی که از طیف طرح استاندارد و یا طیف طرح ویژه‌ی ساختگاه در یک زمان تناوب مشخص و برای یک نسبت میرایی خاص به دست می‌آید، بند ۷، روابط (۶-۹)، (۱۴-۹) و (۱۶-۹)؛	$S_a$

$S_n$	فاصله‌ی بین شمع $n$ تا محور دوران گروه شمع‌ها، رابطه (۱۰-۱۳)؛
$S_s$	مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب کوتاه برای هر سطح خطر زلزله و میرایی ۵ درصد، بند ۷، روابط (۱-۸) تا (۵-۸)، (۱-۱۵)، (۳-۱۵)، (۴-۱۵)، (۵-۱۵) و (۶-۱۵)؛
$T$	زمان تناوب اصلی ساختمان در جهت مورد بررسی، روابط (۵-۹)، (۷-۹)، (۹-۹)، (۱۱-۹) و (۱۴-۲۹)؛
$T_s$	زمان تناوب مشترک بین دو ناحیه‌ی شتاب ثابت و سرعت ثابت در طیف بازتاب طرح و مقدار آن براساس جدول بند ۲-۴-۳ استاندارد بند ۲-۱ به دست می‌آید، روابط (۷-۹) و (۱۵-۹)؛
$T_b$	بار پیش‌تنیدگی پیچ‌ها مطابق بند ۲-۴، رابطه (۱۱-۳۱)؛
$T_{CE}$	مقاومت کششی مورد انتظار ستون، روابط (۱۱-۱۰) و (۱۱-۱۷)؛
$T_D$	زمان تناوب موثر ساختمان جداسازی‌شده در تغییرمکان طرح و جهت مورد بررسی، رابطه (۱۴-۳) و (۱۴-۱۰)؛
$T_e$	زمان تناوب موثر اصلی ساختمان در جهت مورد بررسی برای استفاده در روش استاتیکی غیرخطی، روابط (۹-۱۳)، (۹-۱۴) و (۹-۱۵)؛
$T_i$	زمان تناوب موثر اصلی ساختمان با فرض رفتار خطی در جهت مورد بررسی برای استفاده در روش استاتیکی غیر خطی، رابطه (۹-۱۳)؛
$T_M$	زمان تناوب موثر ساختمان جداسازی‌شده در تغییرمکان حداکثر و جهت مورد بررسی، روابط (۱۴-۴)، (۱۴-۵) و (۱۴-۱۱)؛
$T_R$	دوره‌ی بازگشت یا احتمال وقوع سالیانه‌ی زلزله، بند ۷؛
$T_s$	زمان تناوب اصلی سکانتی ساختمان بهسازی شده که از رابطه‌ی (۹-۱۳) با جایگزینی $K_s$ (سختی سکانتی در تغییر مکان هدف) به جای $K_e$ محاسبه می‌شود، رابطه (۱۴-۳۷)؛
$T_{UD}$	نیروی محوری کششی ستون، رابطه (۱۱-۱۷)؛
$V$	نیروی جانبی ناشی از زلزله، روابط (۹-۶) و (۹-۱۰)؛
$V_b$	نیروی جانبی لرزه‌ای وارد بر اجزای سامانه جداساز یا وارد بر اجزای واقع در زیر سامانه جداساز، رابطه (۱۴-۸)؛
$V_{CE}$	مقاومت برشی مورد انتظار عضو، روابط (۱۱-۵)، (۱۱-۸)، (۱۱-۳۶)، (۱۱-۲۷) و (۱۱-۴۰)؛
$V_{fre}$	مقاومت برشی مورد انتظار قاب لخت که برابر با ظرفیت ستون‌ها منظور می‌شود، بند ۱۳، جدول‌های (۱۳-۳) و (۱۳-۴)؛
$V_g$	برش در مقطع بحرانی دال ناشی از نیروهای ثقلی، بند ۱۲؛
$V_i$	نیروی برشی در عضو $i$ -ام در طبقه‌ی مورد نظر، بند ۸؛

برش کل طبقه‌ی i-ام، فصل ۹ و رابطه (۴-۱۳)؛	
مقاومت برشی مورد انتظار میان قاب، رابطه (۸-۱۳)؛	$V_{ine}$
مقاومت برشی دال در مقطع بحرانی، بند ۱۲؛	$V_0$
برش چشمه‌ی اتصال، بند ۱۱؛	$V_{pz}$
سرعت موج برشی در خاک و در کرنش‌های کوچک، رابطه (۳-۱۰)؛	$V_s$
مقاومت برشی اسمی تأمی نشده توسط میلگردهای برشی، بند ۱۲؛	
نیروی جانبی لرزهای وارد بر اجزای واقع در بالای سامانه جداساز، رابطه (۹-۱۴)؛	
برش پایه‌ی نظیر تغییرمکان هدف، بند ۹؛	$V_t$
نیروی موردنیاز برای جابجایی آجر، رابطه (۱-۱۳)؛	$V_{test}$
مقامت تسلیم ساختمان در جهت مورد بررسی در تحلیل استاتیکی غیرخطی، رابطه (۱۶-۹)	$V_y$
وزن جزء موردنظر، روابط (۶-۹)، (۱۶-۹) و (۲-۱۳)؛	$W$
وزن کل ساختمان، شامل وزن مرده‌ی ساختمان و درصدی از سربار زنده مطابق بخش (۲-۲) استاندارد ملی بند ۱-۲، روابط (۶-۹)، (۱۶-۹) و (۲-۱۳)؛	
وزن کل مرده در طراحی سامانه جداساز، شامل وزن مرده‌ی سازه‌ی واقع در بالای سامانه جداساز، روابط (۳-۱۴) و (۵-۱۴)؛	
انرژی تلف شده در ساختمان یا جزء یا میراگر در بازه یک چرخه‌ی کامل، روابط (۲۴-۱۴) و (۳۹-۱۴)؛	$W_D$
وزن طبقه‌ی i-ام یا j-ام که مطابق بند (۲-۴-۹) استاندارد بند ۱-۲ محاسبه می‌شود، روابط (۱۰-۹)، (۱۲-۹)، (۳-۱۳)، (۹-۱۴) و (۳۰-۱۴)؛	$W_j$ یا $W_i$
کار انجام شده توسط میراگر j-ام در یک چرخه‌ی کامل منطبق با تغییرمکان کف، روابط (۲۶-۱۴)، (۲۸-۱۴)، (۲۹-۱۴)، (۳۶-۱۴) و (۳۷-۱۴)؛	$W_j$
انرژی کرنشی حداکثر در قاب، رابطه (۲۷-۱۴)؛	$W_k$
وزن دیوار و ملحقات آن، رابطه (۶-۱۳)؛	$W_p$
وزن جزء در حالت بهره‌برداری، روابط (۱-۱۵)، (۳-۱۵)، (۴-۱۵)، (۵-۱۵) و (۶-۱۵)؛	
ارتفاع اتصال تکیه‌گاه فوقانی (تراز x) نسبت به تراز پایه، رابطه (۷-۱۵)؛	$X$
ارتفاع اتصال تکیه‌گاه تحتانی (تراز y) نسبت به تراز پایه، رابطه (۷-۱۵)؛	$Y$
اساس مقطع خمیری، روابط (۱-۱۱)، (۲-۱۱)، (۳-۱۱)، (۴-۱۱) و (۶-۱۱)؛	$Z$
پارامتر مورد استفاده برای اندازه‌گیری تغییرشکل در منحنی نیرو - تغییرشکل اجزاء، شکل-های (۱-۱۱) و (۱-۱۲)؛	$a$
عرض خالص دیوار بین ستون‌ها، روابط (۳۸-۱۱) و (۴۰-۱۱)؛	
عرض معادل دستک فشاری میان قاب، روابط (۷-۱۳)، (۹-۱۳)، (۱۰-۱۳)، (۱۱-۱۳) و (۱۳-۱۲)؛	

- $a_p$  ضریب بزرگ‌نمایی پاسخ جزء غیرسازه‌ای با استفاده از جدول‌های (۱-۱۵) یا (۲-۱۵)، روابط (۳-۱۵) و (۵-۱۵)؛
- $b$  پارامتر مورد استفاده برای اندازه‌گیری تغییرشکل در منحنی نیرو - تغییرشکل اجزاء، شکل‌های (۱-۱۱) و (۱-۱۲)؛  
بعد کوچک‌تر پلان ساختمان بهسازی‌شده، روابط (۶-۱۴) و (۷-۱۴)؛  
بعد اتصال، روابط (۲۵-۱۱) و (۲۶-۱۱)؛
- $b_a$
- $b_{bf}$  عرض بال تیر در روابط اتصالات تیر-ستون در بندهای (۲-۴-۲-۴-۱۱) و (۳-۴-۲-۴-۱۱)؛
- $b_{cf}$  عرض بال ستون در روابط اتصالات تیر-ستون در بندهای (۲-۴-۲-۴-۱۱) و (۳-۴-۲-۴-۱۱)؛
- $b_f$  عرض بال، جدول‌های (۲-۱۱) و (۳-۱۱)، بند ۱۱؛
- $b_t$  بعد اتصال، روابط (۲۸-۱۱) و (۲۹-۱۱)؛
- $b_w$  عرض جان تیر بتنی، جدول‌های (۴-۱۲)، (۵-۱۲)، (۷-۱۲) و (۸-۱۲)؛
- $c$  پارامتر مورد استفاده برای اندازه‌گیری مقاومت پسماند، شکل‌های (۱-۱۱) و (۱-۱۲)؛
- $d$  ارتفاع (عمق) تیر، بند (۲-۴-۲-۴-۱۱)، جدول‌های (۲-۱۱) و (۳-۱۱)، جدول‌های (۴-۱۲)، (۵-۱۲)، (۷-۱۲) و (۸-۱۲)؛  
پارامتر مورد استفاده برای اندازه‌گیری تغییرشکل، شکل (۱-۱۲)؛  
بعد بزرگ‌تر پلان ساختمان بهسازی‌شده، روابط (۶-۱۴) و (۷-۱۴)؛
- $d_b$  ارتفاع (عمق) تیر، روابط (۲۱-الف)، (۲۱-ب)، (۲۲-۱۱)، (۲۵-۱۱)، (۲۶-۱۱)، (۲۷-۱۱)، (۲۸-۱۱)، (۲۹-۱۱)، (۳۰-۱۱) و (۳۴-۱۱)؛  
قطر میلگرد، رابطه (۳-۱۲)؛
- $d_{bg}$  عمق گروه پیچ‌ها، جدول‌های (۲-۱۱) و (۳-۱۱)؛
- $d_c$  ارتفاع (عمق) ستون، رابطه (۵-۱۱)؛
- $e$  طول تیر پیوند، روابط (۳۳-۱۱)، (۳۴-۱۱)، (۳۵-۱۱)، (۳۶-۱۱) و (۳۷-۱۱)؛  
پارامتر مورد استفاده برای اندازه‌گیری تغییرشکل، شکل‌های (۱-۸)، (۲-۸) و (۱-۱۲)؛  
خروج از محوری واقعی مرکز جرم سازه‌ی فوقانی نسبت به مرکز سختی سامانه جداساز به علاوه‌ی خروج از محوری اتفاقی که برابر ۵ درصد بعد حداکثر در راستای عمود بر راستای اثر بار منظور می‌شود، روابط (۶-۱۴) و (۷-۱۴)؛
- $f_l$  فرکانس ارتعاش طبیعی، بند (۳-۲-۳-۳-۸)؛
- $f_c$  تنش فشاری بتن، بند ۱۲؛
- $f_m$  کران‌هی پایین مقاومت فشاری مصالح بنایی، رابطه (۱۴-۱۳)؛
- $f_{pc}$  تنش متوسط پی شتندگی، فصل ۱۲؛
- $f_s$  تنش موجود در میلگرد، روابط (۲-۱۲) و (۳-۱۲)؛
- $f_{vie}$  مقاومت برشی مورد انتظار میان‌قاب مصالح بنایی، رابطه (۸-۱۳)؛

- $f_y$  تنش کششی تسلیم میلگرد، روابط (۲-۱۲) و (۳-۱۲)؛
- $g$  پارامتر مورد استفاده برای اندازه‌گیری تغییرشکل، شکل‌های (۱-۸)، (۲-۸) و (۳-۸)
- شتاب ثقل ( $980.7 \text{ mm/sec}^2$ )، روابط (۱۴-۹)، (۲-۱۴) تا (۵-۱۴)؛
- $h$  ارتفاع جان (فاصله‌ی بین لبه‌ی داخلی بال بالا و پایین)، بند (۲-۳-۲-۴-۱۱)، بند (۲-۴-۱۱)-۲-۴
- (۴)، جدول‌های (۲-۱۱) و (۳-۱۱)؛
- ارتفاع متوسط ستون‌های طبقه، رابطه (۲۰-۱۱)؛
- ارتفاع خالص دیوار بین تیرها، روابط (۳۸-۱۱) و (۳۹-۱۱)؛
- ارتفاع متوسط بام سازه نسبت به تراز پایه، رابطه (۳-۱۵)؛
- $h_{col}$  ارتفاع مرکز تا مرکز ستون، رابطه (۷-۱۳)؛
- $h_j$  یا  $h_i$  ارتفاع طبقه‌ی  $i$ -ام یا  $j$ -ام تا تراز پایه، روابط (۱۰-۹)، (۳-۱۳)، (۹-۱۴)؛
- ارتفاع طبقه‌ی  $i$ -ام، بند (۱-۵-۲-۹)؛
- $h_{inf}$  ارتفاع پانل میان‌قاب، روابط (۷-۱۳)، (۱۰-۱۳)، (۱۲-۱۳)، (۱۳-۱۳) و (۱۴-۱۳)؛
- $k$  ضریب مورد استفاده جهت توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان، روابط (۱۰-۹) و (۱۱-۹)؛
- $k_l$  فاصله از مرکز جان سپری تا شروع لبه‌ی گرد اتصال جان به بال سپری، رابطه (۲۹-۱۱)؛
- $k_h$  ضریب شتاب افقی زلزله، رابطه (۱۷-۱۰)؛
- $l_b$  طول تیر، رابطه (۱-۱۱)؛
- طول تأمین‌شده برای وصله‌ی میلگردها و یا برای گیرایی میلگردهای مستقیم یا قلاب‌دار، رابطه (۲-۱۲)؛
- $l_{beff}$  فاصله‌ی فرض شده تا نقطه‌ی عکس‌العمل دستک فشاری میان‌قاب برای تیرها، رابطه (۱۱-۱۳)؛
- $l_c$  طول ستون، رابطه (۲-۱۱)؛
- $l_{ceff}$  فاصله‌ی فرض شده تا نقطه‌ی عکس‌العمل دستک فشاری میان‌قاب برای ستون‌ها، رابطه (۹-۱۳)؛
- $l_d$  طول مورد نیاز طبق آیین‌نامه‌ی بتن ایران برای وصله‌ی میلگردها و یا طول‌های گیرایی میلگردهای مستقیم یا قلاب‌دار، رابطه (۲-۸)؛
- $l_e$  طول قرارگیری میلگرد، رابطه (۳-۸)؛
- $l_p$  طول مفصل خمیری برای محاسبه‌ی ظرفیت تغییرشکل غیرارتجاعی، رابطه (۴-۱۲)؛
- $l_w$  طول کل یا قسمتی از دیوار که در راستای نیروی برشی می‌باشد، جدول‌های (۱۴-۱۲)، (۱۲-۱۲)-۱۵، (۱۶-۱۲) و (۱۷-۱۲)؛
- $m$  ضریب اصلاح مورد استفاده در معیار پذیرش اعضا و اجزای کنترل شونده توسط تغییرشکل، مبین قابلیت شکل‌پذیری جزء، روابط (۱۹-۹) و (۱۱-۱۱)؛
- $m_e$  ضریب  $m$  موثر، رابطه (۱۱-۱۱)؛

- $m_t$  مقدار ضریب  $m$  برای ستون تحت کشش، رابطه (۱۱-۱۷)؛
- $m_x$  مقدار ضریب  $m$  برای خمش حول محور  $x$  عضو، روابط (۱۱-۱۲)، (۱۱-۱۳)، (۱۱-۱۴)، (۱۱-۱۷) و (۱۲-۱)؛
- $m_y$  مقدار ضریب  $m$  برای خمش حول محور  $y$  عضو، روابط (۱۱-۱۲)، (۱۱-۱۳)، (۱۱-۱۴)، (۱۱-۱۷) و (۱۲-۱)؛
- $n$  طول عمر مفید سازه برحسب سال، بند ۷؛
- تعداد طبقات، روابط (۹-۱۰)، (۹-۱۲)، (۱۳-۴) و (۱۴-۹)؛
- $p$  احتمال وقوع سالیانه ی زلزله، بند ۷؛
- $q$  احتمال وقوع زلزله در طول عمر مفید سازه (معمولا در ۵۰ سال)، بند ۷؛
- فشار وارد بر خاک، رابطه (۱۰-۱۱)؛
- $q_{allow}$  فشار باربری مجاز ذکرشده در مدارک فنی موجود برای پی‌های کم‌عمق تحت بارهای ثقلی، رابطه (۱۰-۱)؛
- $q_c$  ظرفیت باربری مورد انتظار پی‌های کم‌عمق که برحسب نیرو بر واحد سطح بیان می‌شود، روابط (۱۰-۱)، (۱۰-۱۷) و (۱۰-۱۱)؛
- $q_{in}$  کرانه‌ی پایین مقاومت عمود بر صفحه‌ی یک پانل میان قاب، رابطه (۱۳-۱۴)؛
- $r_{inf}$  طول قطری پانل میان قاب، رابطه (۱۳-۷)؛
- $t$  ضخامت ورق پیوستگی، بند (۱۱-۴-۲-۴)؛
- $t_a$  ضخامت نبشی، روابط (۱۱-۲۲) و (۱۱-۲۶)؛
- $t_{bf}$  ضخامت بال تیر، بند (۱۱-۴-۲-۴)؛
- $t_{cf}$  ضخامت بال ستون، بند (۱۱-۴-۲-۴)؛
- $t_{cw}$  ضخامت جان ستون، بند (۱۱-۴-۲-۴)؛
- $t_f$  ضخامت بال، بند ۱۱، روابط (۱۱-۲۹) و (۱۱-۳۴)؛
- $t_{inf}$  ضخامت پانل میان قاب و دستک فشاری معادل، روابط (۱۳-۷)، (۱۳-۱۳) و (۱۳-۱۴)؛
- $t_p$  ضخامت چشمه‌ی اتصال به انضمام ورق مضاعف، رابطه (۱۱-۵)؛
- ضخامت ورق اتصال بال، رابطه (۱۱-۳۰)؛
- $t_s$  ضخامت جان سپری، روابط (۱۱-۲۸) و (۱۱-۲۹)؛
- $t_w$  ضخامت جان، بند ۱۱، رابطه (۱۱-۴۳)؛
- ضخامت ورق دیوار، روابط (۱۱-۳۸)، (۱۱-۳۹) و (۱۱-۴۰)؛
- ضخامت جان دیوار، جدول‌های (۱۲-۱۴)، (۱۲-۱۵)، (۱۲-۱۶) و (۱۲-۱۷)؛
- $V_a$  تنش مجاز برشی در دیوارهای با مصالح بنایی، روابط (۱۳-۴) و (۱۳-۵)؛
- $V_t$  ظرفیت برشی ملات براساس آزمون، رابطه (۱۳-۵)؛
- $V_{to}$  تنش برشی ملات، رابطه (۱۳-۱)؛

طول ابزار اتصال، روابط (۲۶-۱۱) و (۲۹-۱۱)؛	$w$
وزن دیافراگم مطابق بند (۲-۷-۲) استاندارد بند ۲-۱، رابطه (۹-۱۲)؛	$v_i$
ارتفاع مرکز جرم جزء نسبت به تراز پایه، رابطه (۳-۱۵)؛	$x$
فاصله ی مرکز جرم جزء موردنظر تا مرکز سختی سامانه جداساز، اندازه گیری شده در جهت عمود بر امتداد بارگذاری جانبی موردنظر، روابط (۶-۱۴) و (۷-۱۴)؛	$y$
تغییرشکل تعمیم یافته، شکل های (۱-۱۱)، (۲-۱۱) و (۱-۱۲)؛	$\Delta$
کل تغییرمکان ارتجاعی و خمیری، بند ۱۱؛	
دامنه ی تغییرمکان منفی سامانه جداساز یا سامانه غیرفعال اتلاف انرژی در بازه یک چرخه آزمون، روابط (۱۲-۱۴) و (۱۳-۱۴)؛	$\Delta^-$
دامنه ی تغییرمکان مثبت سامانه جداساز یا سامانه غیرفعال اتلاف انرژی در بازه یک چرخه آزمون، روابط (۱۲-۱۴) و (۱۳-۱۴)؛	$\Delta^+$
تغییرشکل محوری در بار کمانشی مورد انتظار، جدول (۴-۱۱)؛	$\Delta_c$
تغییرمکان وسط ارتفاع میان قاب در جهت عمود بر صفحه ی آن، رابطه (۱۳-۱۳)؛	$\Delta_{inf}$
اضافه فشار جانبی خاک وارد بر دیوار حایل در هنگام زلزله، رابطه (۱۷-۱۰)؛	$\Delta_p$
تغییرمکان حد تسلیم، بند ۱۱؛	$\Delta_y$
کل انرژی تلف شده ی سامانه جداساز در هر چرخه ی تغییرمکان طراحی $D_D$ ، رابطه (۱۴-۱۸)؛	$\sum E_D$
کل انرژی تلف شده ی سامانه جداساز در هر چرخه ی تغییرمکان حداکثر، رابطه (۱۴-۱۹)؛	$\sum E_M$
جمع قدرمطلق حداکثر نیروهای کلیه ی واحدهای سامانه جداساز در تغییرمکان مثبت $D_D$ ، رابطه (۱۴-۱۴)؛	$\sum  F_D^+ _{max}$
جمع قدرمطلق حداقل نیروهای کلیه ی واحدهای سامانه جداساز در تغییرمکان مثبت $D_D$ ، رابطه (۱۴-۱۵)؛	$\sum  F_D^+ _{min}$
جمع قدرمطلق حداکثر نیروهای کلیه ی واحدهای سامانه جداساز در تغییرمکان مثبت $D_M$ ، رابطه (۱۴-۱۶)؛	$\sum  F_M^+ _{max}$
جمع قدرمطلق حداقل نیروهای کلیه ی واحدهای سامانه جداساز در تغییرمکان مثبت $D_M$ ، رابطه (۱۴-۱۷)؛	$\sum  F_M^+ _{min}$
جمع قدرمطلق حداکثر نیروهای کلیه ی واحدهای سامانه جداساز در تغییرمکان منفی $D_D$ ، رابطه (۱۴-۱۴)؛	$\sum  F_D^- _{max}$
جمع قدرمطلق حداقل نیروهای کلیه ی واحدهای سامانه جداساز در تغییرمکان منفی $D_D$ ، رابطه (۱۴-۱۵)؛	$\sum  F_D^- _{min}$
جمع قدرمطلق حداکثر نیروهای کلیه ی واحدهای سامانه جداساز در تغییرمکان منفی $D_M$ ، رابطه (۱۴-۱۶)؛	$\sum  F_M^- _{max}$
جمع قدرمطلق حداقل نیروهای کلیه ی واحدهای سامانه جداساز در تغییرمکان منفی $D_M$ ، رابطه (۱۴-۱۶)؛	$\sum  F_M^- _{min}$

رابطه (۱۴-۱۷)؛

$\alpha$  نسبت سختی مماسی در ناحیه‌ی پس از جاری شدن به سختی موثر، شکل (۹-۱)؛

ضریب برای محاسبه‌ی نیروی طراحی مهار،  $F_p$ ، رابطه (۸-۴) جدول (۸-۴)؛

توان سرعت برای وسیله‌ی لزوج (ویسکوز)، رابطه (۱۴-۲۵)؛

$\beta$  ضریب برای محاسبه‌ی نیروی طراحی مهار  $F_p$ ، رابطه (۸-۵) جدول (۸-۵)؛

نسبت مقاومت مورد انتظار قاب،  $V_{fire}$ ، به مقاومت مورد انتظار میان قاب،  $V_{ine}$ ، جدول‌های

میرایی ساختمان (معمولاً ۵درصد)، روابط (۱۴-۲۶)، (۱۴-۲۸) و (۱۴-۳۰)؛

$\beta_b$  میرایی ویسکوز معادل در یک سامانه دوخطی، بند ۱۴؛

$\beta_D$  میرایی موثر سامانه جداساز در تغییرمکان طرح، رابطه (۱۴-۱۸)؛

$\beta_{eff}$  میرایی موثر هر واحد جداساز و یا هر واحد اتلاف انرژی، روابط (۱۴-۱۳) و (۱۴-۳۹)؛

میرایی موثر ساختمان، روابط (۱۴-۲۶)، (۱۴-۲۸)، (۱۴-۳۰)، (۱۴-۳۱)، (۱۴-۳۲) و

(۱۴-۳۶)؛

$\beta_{eff-m}$  میرایی موثر در مود m-ام رابطه (۱۴-۳۳)؛

$\beta_M$  میرایی موثر سامانه جداساز در تغییرمکان ماکزیمم، رابطه (۱۴-۱۹)؛

$\beta_m$  میرایی مد m-ام رابطه (۱۴-۳۳)؛

$\gamma$  وزن مخصوص خاک، رابطه (۱۰-۴) و (۱۰-۱۷)؛

$\gamma_f$  کسری از لنگر که توسط خمش مقاومت می‌شود، بند ۶؛

$\delta_i$  تغییرمکان نسبی مرکز سختی طبقه i-ام در جهت مورد بررسی بند (۹-۲-۵-۱)؛

تغییرمکان طبقه‌ی i-ام، روابط (۱۴-۲۶) و (۱۴-۲۷)؛

$\delta_{mi}$  تغییرمکان مود m-ام طبقه‌ی i-ام، رابطه (۱۴-۳۵)؛

$\delta_{mrj}$  تغییرمکان نسبی m-ام دو انتهای سامانه اتلاف انرژی j در راستای محوری سامانه، رابطه

(۱۴-۳۵)؛

$\delta_{rj}$  تغییرمکان نسبی دو انتهای سامانه اتلاف انرژی j در راستای محوری سامانه، رابطه (۱۴-۳۵)؛

$\delta_t$  تغییرمکان هدف، شکل (۹-۱)، رابطه (۹-۱۴)؛

$\delta_{xA}$  تغییرمکان جانبی ساختمان A در تراز x، روابط (۱۵-۷) و (۱۵-۸)؛

$\delta_{xB}$  تغییرمکان جانبی ساختمان B در تراز x، رابطه (۱۵-۸)؛

$\delta_{yA}$  تغییرمکان جانبی ساختمان A در تراز y، رابطه (۱۵-۷)؛

$\eta$  نسبت تغییرمکان افقی حداکثر در یکی از طبقات به تغییرمکان افقی مرکز جرم آن طبقه، بند

(۹-۲-۳-۳)؛

$\theta$  تغییرشکل تعمیم‌یافته، شکل‌های (۱۱-۱)، (۱۱-۲) و (۱۲-۱)؛

زاویه‌ای که تانژانت آن برابر ضریب تناسب میان قاب (نسبت ارتفاع به طول) می‌باشد، رابطه

(۱۳-۷)؛



- $\theta_b$  زاویه بین لبه‌ی پائینی دستک فشاری و تیر، روابط (۱۳-۱۱) و (۱۳-۱۲)؛
- $\theta_c$  زاویه بین لبه‌ی پائینی دستک فشاری و ستون، روابط (۱۳-۹) و (۱۳-۱۰)؛
- $\theta_i$  ضریب پایداری، بند (۹-۲-۵-۱)؛
- $\theta_j$  زاویه شیب میراگر با افق، رابطه (۱۴-۳۰)؛
- $\theta_y$  تغییرشکل حد تسلیم تعمیم‌یافته، شکل (۱۱-۱)؛
- چرخش حد تسلیم، روابط (۱۱-۱)، (۱۱-۲)، (۱۱-۳۵) و (۱۲-۴)؛
- $K$  ضریب آگاهی، روابط (۹-۱۹)، (۹-۲۰)، (۱۱-۱۲) تا (۱۱-۱۷) و (۱۲-۱)؛
- $\lambda_1$  ضریب برای محاسبه‌ی عرض معادل دستک فشاری میان‌قاب، رابطه (۱۳-۷)؛
- $\lambda_2$  ضریب لاغری میان‌قاب، رابطه (۱۳-۱۴)؛
- $\lambda_p$  حد لاغری برای مقاطع فشرده، بند ۱۱؛
- $\lambda_r$  حد لاغری برای مقاطع غیرفشرده، بند ۱۱؛
- $\mu$  ضریب اصطکاک برشی، بند ۱۲؛
- $\nu$  ضریب پواسون خاک، رابطه (۱۰-۵)؛
- $\rho$  درصد میلگرد کششی غیرپیش‌تنیده، بند ۱۲؛
- $\rho_{bal}$  درصد میلگرد نظیر تعادل کرنش مقطع، بند ۱۲؛
- $\rho'$  درصد میلگرد فشاری غیرپیش‌تنیده، بند ۱۲؛
- $\sigma_o'$  تنش موثر در عمق مورد بررسی، رابطه (۱۰-۴)؛
- $\sigma_c'$  تنش ناشی از بار ثقلی در محل آزمون، روابط (۱۳-۱) و (۱۳-۵)؛
- $\Phi_i$  تغییرمکان مود اول طبقه‌ی  $i$ -ام، رابطه (۱۴-۳۰)؛
- $\Phi_{ij}$  تغییرمکان نسبی بین دو انتهای میراگر  $j$ -ام در مود اول در جهت افقی، رابطه (۱۴-۳۰)؛
- $\omega_1$  فرکانس زاویه‌ای ارتعاش طبیعی، برابر  $2\pi f_1$ ، رابطه (۱۴-۲۴).

#### ۴ مراحل بهسازی

مراحل مختلف بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود به ترتیب طبق بندهای ۴-۱ تا ۴-۵ می‌باشد. پس از جمع‌آوری اطلاعات وضعیت موجود ساختمان مطابق بند ۴-۳، ابتدا نیاز یا عدم نیاز به بهسازی لرزه‌ای ساختمان براساس بند ۴-۴ تعیین می‌شود.

#### ۴-۱ بررسی ویژگی‌های ساختمان

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

#### ۴-۲ انتخاب هدف بهسازی

هدف بهسازی مطابق آنچه که در بند ۵ تعریف شده است، باید توسط طراح و با تصویب کارفرما انتخاب شود. در پیوست الف این استاندارد به منظور ارایه راهنمایی، انتخاب هدف بهسازی با توجه به نوع ساختمان ارایه شده است. هدف بهسازی باید شامل انتخاب یکی از سطوح عملکرد مطابق بند ۶ تحت خطر زلزله‌ی معین براساس بند ۷ باشد.

#### ۴-۳ جمع‌آوری اطلاعات وضعیت موجود ساختمان

اطلاعات موجود و در دسترس از ساختمان شامل نقشه‌های چون ساخت و سایر مدارک فنی باید برای بهره‌گیری در مراحل بعدی، جمع‌آوری و دسته‌بندی شود.

#### ۴-۴ نیاز یا عدم نیاز به بهسازی

ساختمان‌هایی که با توجه به درجه‌ی اهمیت آن‌ها براساس آخرین ویرایش استاندارد بند ۲-۱ طراحی لرزه‌ای و اجرا شده باشند، نیازی به ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای براساس این استاندارد ندارند مگر آنکه درجه‌ی اهمیت فعلی آن‌ها بیش از میزان مفروض در طراحی اولیه‌ی آن‌ها بوده و یا سطح خطر مدنظر با سطح خطر موجود در طراحی اولیه با استاندارد بند ۲-۱ متفاوت باشد. ساختمان‌هایی که برطبق شرایط فوق قرار است مشمول این دستور العمل نباشند باید دارای کلیه‌ی اطلاعات ساختمانی لازم (اعم از دفترچه‌ی محاسبات، نقشه‌های اجرایی و ...) باشند.

#### ۴-۵ ارایه‌ی طرح بهسازی و ارزیابی آن

طراحی برای بهسازی باید به شرح این استاندارد برحسب مورد مطابق بندهای ۱۱ تا ۱۵ انجام شود. طرح پیش‌بینی شده برای بهسازی باید با تحلیل مدل بهسازی شده‌ی سازه مورد ارزیابی قرار گیرد. چنانچه هدف بهسازی تامین نشده باشد، باید روش انتخاب‌شده مورد بازنگری قرارگیرد. در صورت تامین هدف بهسازی، مدارک فنی لازم از جمله نقشه‌ها و دستورالعمل‌های اجرایی تهیه شوند.

#### ۵ هدف بهسازی

هدف بهسازی براساس یکی از بندهای ۵-۱ تا ۵-۴ انتخاب می‌شود.

#### ۵-۱ بهسازی مبنا

در بهسازی مبنا انتظار می‌رود که تحت زلزله‌ی «سطح خطر یک» ایمنی جانی ساکنین تامین شود.

#### ۵-۲ بهسازی مطلوب

در بهسازی مطلوب انتظار می‌رود که هدف بهسازی مبنا تامین شده و علاوه بر آن تحت زلزله‌ی «سطح خطر ۲» ساختمان فرو نریزد.

#### ۵-۳ بهسازی ویژه

در بهسازی ویژه، نسبت به بهسازی مطلوب عملکرد بالاتری برای ساختمان مدنظر قرار می‌گیرد. بدین منظور سطح عملکرد بالاتری برای ساختمان تحت همان سطوح خطر زلزله‌ی مورد استفاده در بهسازی مطلوب

در نظر گرفته شده یا با حفظ سطح عملکرد مشابه با بهسازی مطلوب، سطوح خطر زلزله‌ی بالاتری در نظر گرفته می‌شود.

#### ۴-۵ بهسازی محدود

در بهسازی محدود عملکرد پایین‌تری از بهسازی مبنا در نظر گرفته می‌شود، به گونه‌ای که حداقل یکی از اهداف زیر برآورده شود:

۱-۴-۵ تحت زلزله‌ای خفیف‌تر از زلزله‌ی «سطح خطر ۱»، ایمنی جانی ساکنین تامین شود (سطح عملکرد 3-C).  
۲-۴-۵ تحت زلزله‌ای خفیف‌تر از زلزله‌ی «سطح خطر ۱»، سطوح عملکرد 4-C، 4-D، 4-E، 5-C، 5-D، 5-E یا 6-D تامین شود.

#### ۵-۵ بهسازی موضعی

بهسازی موضعی بخشی از یک طرح بهسازی کلی مطابق بندهای ۱-۵ تا ۴-۵ می‌باشد که به دلایلی در شرایط موجود فقط بخشی از آن اجرا می‌شود. در این حالت، بهسازی باید به گونه‌ای پیش‌بینی و اجرا شود که هدف بهسازی بخش‌های دیگر در مراحل بعدی برآورده شود.  
بهسازی موضعی باید با توجه به موارد زیر انجام شود:

۱-۵-۵ بهسازی موضعی ساختمان نباید منجر به پایین آمدن سطح عملکرد قبلی ساختمان موجود شود و باعث افزایش نیروهای ناشی از زلزله در اعضایی که وضعیت بحرانی دارند، نشود.  
۲-۵-۵ بهسازی موضعی نباید منجر به نامنظم شدن یا افزایش نامنظمی ساختمان شود.

#### ۶ سطوح عملکرد ساختمان

سطوح عملکرد ساختمان بر مبنای عملکرد اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای مطابق بندهای ۱-۶ تا ۳-۶ تعریف شده و به اختصار با یک شماره برای عملکرد اجزای سازه‌ای و یک حرف برای عملکرد اجزای غیرسازه‌ای نشان داده می‌شود.

#### ۱-۶ سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای

سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای شامل چهار سطح عملکرد اصلی و دو سطح عملکرد میانی است.

سطوح عملکرد اصلی عبارتند از:

الف - سطح عملکرد ۱: قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه؛

ب - سطح عملکرد ۳: ایمنی جانی؛

پ - سطح عملکرد ۵: آستانه‌ی فروریزش؛

ت - سطح عملکرد ۶: لحاظ‌نشده.

سطوح عملکرد میانی عبارتند از:

ث - سطح عملکرد ۲: خرابی محدود؛

ج - سطح عملکرد ۴: ایمنی جانی محدود.

روش بهسازی اجزا و معیار پذیرش آن‌ها برحسب هر یک از سطوح فوق باید مطابق بندهای ۴ تا ۹ باشد.

#### ۶-۱-۱-۱- سطح عملکرد ۱- قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه

سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله مقاومت و سختی اجزای سازه تغییرقابل توجهی پیدا نکند و استفاده‌ی بی‌وقفه از آن ممکن باشد.

#### ۶-۱-۲- سطح عملکرد ۲- خرابی محدود

سطح عملکرد خرابی محدود به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی در سازه به میزان محدود ایجاد شود، به گونه‌ای که پس از زلزله با انجام مرمت بخش‌های آسیب‌دیده ادامه‌ی بهره‌برداری از ساختمان میسر باشد.

#### ۶-۱-۳- سطح عملکرد ۳- ایمنی جانی

سطح عملکرد ایمنی جانی به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی در سازه ایجاد شود، اما میزان خرابی‌ها به اندازه‌ای نباشد که منجر به خسارت جانی شود.

#### ۶-۱-۴- سطح عملکرد ۴- ایمنی جانی محدود

سطح عملکرد ایمنی جانی محدود به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی در سازه ایجاد شود، اما میزان خرابی‌ها به اندازه‌ای باشد که منجر به خسارت جانی حداقل شود.

#### ۶-۱-۵- سطح عملکرد ۵- آستانه‌ی فروریزش

سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود در اثر وقوع زلزله خرابی گسترده در سازه ایجاد شود، اما ساختمان فرونریزد و تلفات جانی به حداقل برسد.

#### ۶-۱-۶- سطح عملکرد ۶- لحاظ‌نشده

چنانچه برای عملکرد اجزای سازه‌ای سطح عملکرد خاصی انتخاب نشده باشد، سطح عملکرد اجزای سازه‌ای لحاظ‌نشده نامیده می‌شود.

#### ۶-۲- سطوح عملکرد اجزای غیر سازه‌ای

سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای ساختان شامل پنج سطح عملکرد به شرح زیر می‌باشد:

الف- سطح عملکرد A: خدمت رسانی بی‌وقفه؛

ب- سطح عملکرد B: قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه؛

ب- سطح عملکرد C: ایمنی جانی؛

پ- سطح عملکرد D: ایمنی جانی محدود؛

ت- سطح عملکرد E: لحاظ‌نشده.

روش بهسازی اجزای غیرسازه‌ای و معیار پذیرش آنها بر حسب هر یک از سطوح فوق باید مطابق بند ۹ باشد.

#### ۶-۲-۱- سطح عملکرد A- خدمت رسانی بی‌وقفه

سطح عملکرد خدمت رسانی بی‌وقفه به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود اجزای غیرسازه‌ای در اثر زلزله دچار خرابی بسیار جزئی شوند، به گونه‌ای که خدمت‌رسانی ساختمان به طور پیوسته انجام شود.

#### ۶-۲-۲ سطح عملکرد B- قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه

سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود اجزای غیرسازه-ای در اثر زلزله دچار خرابی جزئی شوند، به گونه‌ای که پس از زلزله راه‌های دسترسی و فرار مانند درها، راهروها، پله‌ها، آسانسورها و روشنایی آنها مختل نشده و استفاده از ساختمان بی‌وقفه میسر باشد.

#### ۶-۲-۳ سطح عملکرد C- ایمنی جانی

سطح عملکرد ایمنی جانی به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود خرابی اجزای غیرسازه‌ای در اثر زلزله خطر جدی برای جان ساکنین به وجود نیارد.

#### ۶-۲-۴ سطح عملکرد D- ایمنی جانی محدود

سطح عملکرد ایمنی جانی محدود به سطح عملکردی اطلاق می‌شود که پیش‌بینی شود خرابی اجزای غیرسازه‌ای در اثر زلزله به اندازه‌ای باشد که خسارت جانی حداقل شود.

#### ۶-۲-۵ سطح عملکرد E: لحاظ‌نشده

چنانچه برای عملکرد اجزای غیرسازه‌ای سطح عملکرد خاصی انتخاب نشده باشد سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای لحاظ نشده نامیده می‌شود.

#### ۶-۳ سطوح عملکرد کل ساختمان

سطح عملکرد کل ساختمان بر حسب سطح عملکرد اجزای سازهای (۱ تا ۶ مطابق بند ۶-۱) و غیرسازه‌ای آن (A تا E مطابق بند ۶-۲) تعریف می‌شود. سطوح مختلف عملکرد ساختمان که در بهسازی مبنای مطلوب و ویژه به کار می‌روند مطابق یکی از بندهای ۶-۳-۱ تا ۶-۳-۴ تعریف می‌شوند.

#### ۶-۳-۱ سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه (A-۱)

ساختمانی دارای سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه است که اجزای سازهای آن دارای سطح عملکرد ۱ (قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه) و اجزای غیرسازه‌ای آن دارای سطح عملکرد A (خدمت‌رسانی بی‌وقفه) باشند.

#### ۶-۳-۲ سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه (B-۱)

ساختمانی دارای سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه است که اجزای سازهای آن دارای سطح عملکرد ۱ (قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه) و اجزای غیرسازه‌ای آن دارای سطح عملکرد B (قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه) باشند.

#### ۶-۳-۳ سطح عملکرد ایمنی جانی (C-۳)

ساختمانی دارای سطح عملکرد ایمنی جانی است که اجزای سازهای آن دارای سطح عملکرد ۳ (ایمنی جانی) و اجزای غیرسازه‌ای آن دارای سطح عملکرد C (ایمنی جانی) باشند.

#### ۶-۳-۴ سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش (E-۵)

ساختمانی دارای سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش است که اجزای سازهای آن دارای سطح عملکرد ۵ (آستانه‌ی فروریزش) باشند. در این حالت محدودیتی برای سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای وجود ندارد (سطح عملکرد لحاظ‌نشده E).

## ۷ تحلیل خطر زلزله و طیف طراحی

### ۷-۱ کلیات

برآورد پارامترهای حرکت قوی زمین در سطح زمین برای سطوح خطر مختلف به یکی از دو روش استفاده از «طیف طرح استاندارد» و «طیف طرح ویژه ساختگاه» صورت می‌پذیرد. استفاده از روش اول برای مقاصد بهسازی محدود و مبنا و مطلوب بلامانع است. برای بهسازی ویژه استفاده از روش دوم الزامی است. دستورالعمل عمومی این بخش می‌تواند برای تعیین طیف طرح شتاب در مورد هر یک از سطوح خطر زلزله‌ی زیر استفاده شود:

۷-۱-۱-۱ سطح خطر-۱: این سطح خطر براساس ۱۰ درصد احتمال رویداد در ۵۰ سال که معادل دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ سال است، تعیین می‌شود. سطح خطر-۱ در استاندارد بند ۲-۱ «زلزله‌ی طرح» (DBE) نامیده شده است.

۷-۱-۱-۲ سطح خطر-۲: این سطح خطر براساس ۲ درصد احتمال رویداد در ۵۰ سال که معادل دوره‌ی بازگشت ۲۴۷۵ سال است، تعیین می‌شود. سطح خطر-۲ در استاندارد بند ۲-۱ «بیشینه زلزله‌ی محتمل» (MPE) نامیده می‌شود.

۷-۱-۱-۳ سطح خطر انتخابی (زلزله با هر احتمال رویداد-در ۵۰ سال): این سطح خطر برای موارد خاص و با ملاحظات ویژه مناسب می‌باشد.

پس از تعیین طیف طرح شتاب در سطح خطر مورد نظر می‌توان شتاب طیفی را از طیف قرائت کرد. شتاب طیفی عبارت است از مقدار حاصل از طیف طرح ارتجاعی استاندارد تعریف شده در بند ۲-۷ یا طیف طرح ارتجاعی ویژه‌ی ساختگاه تعریف شده در بند ۳-۷ در یک زمان تناوب مشخص و برای یک نسبت میرایی خاص. مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب یک ثانیه و برای میرایی ۵ درصد با  $S_1$  و مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب کوتاه (۰/۱ ثانیه) و برای میرایی ۵ درصد با  $S_s$  نشان می‌دهند.

### ۷-۲ طیف طرح ارتجاعی استاندارد

طیف طرح ارتجاعی استاندارد از حاصل ضرب مقدارهای طیف ضریب بازتاب ساختمان (B) و شتاب مبنای طرح (A) حاصل می‌شود.

برای به دست آوردن شتاب مبنای طرح (A) می‌توان از نقشه‌های معتبر پهنه‌بندی لرزه‌ای که در آن میزان بیشینه‌ی شتاب زمین برای دوره‌های بازگشت مختلف ارائه شده است، استفاده نمود. میزان شتاب مربوط به زلزله‌ی «سطح خطر-۱» با استفاده از نقشه‌ی پهنه‌بندی شتاب موجود که در آن دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ سال (۱۰ درصد احتمال وقوع در ۵۰ سال) درج شده باشد، تعیین می‌شود. برای زلزله‌ی «سطح خطر-۲» در صورت نبود نقشه‌های پهنه‌بندی شتاب معتبر بایستی با انجام مطالعات لازم و تحلیل خطر ساختگاه میزان شتاب مبنای طرح برآورد شود. طیف ضریب بازتاب برای زلزله‌ی «سطح خطر-۱» مطابق استاندارد بند ۲-۱ «برای میرایی ۵ درصد تعیین می‌شود».

### ۷-۳ طیف طرح ارتجاعی ویژه ساختگاه

تهیه‌ی طیف طرح ارتجاعی ویژه‌ی ساختگاه برای انجام محاسبات مربوط به سطوح خطری که در استاندارد بند ۲-۱ وجود ندارد یا به دلایلی مطالعات ویژه‌ی ساختگاهی لازم باشد، براساس تحلیل خطر و شرایط ویژه‌ی ساختگاه انجام می‌شود. مراحل تحلیل خطر ویژه‌ی ساختگاه در بند ۷-۳-۱ و تهیه‌ی طیف طرح ارتجاعی ویژه‌ی ساختگاه در بند ۷-۳-۲ تشریح می‌شود.

### ۷-۳-۱ مراحل تحلیل خطر ویژه‌ی ساختگاه

تحلیل خطر ویژه‌ی ساختگاه مطابق مراحل زیر صورت می‌پذیرد:

۷-۳-۱-۱ تعیین گسل‌های فعال اطراف ساختگاه به شعاع حداقل ۱۰۰ کیلومتر؛

۷-۳-۱-۲ تعیین پارامترهای لرزه خیزی با استفاده از بانک‌های اطلاعاتی زلزله و سابقه‌ی لرزه‌خیزی؛

۷-۳-۱-۳ انتخاب حداقل سه رابطه‌ی کاهندگی معتبر و مناسب با شرایط لرزه‌ی زمین‌ساختی، زلزله‌شناختی و ژئوتکنیکی منطقه‌ی مورد مطالعه؛

۷-۳-۱-۴ تحلیل خطر زلزله با استفاده از رهیافت‌های تعینی و (یا) احتمالاتی. این رهیافت‌ها به صورت زیر تعریف می‌شوند:

۷-۳-۱-۴-۱ رهیافت تعینی: برای برآورد اولیه‌ی تحلیل خطر با تعیین بزرگای زلزله و فاصله‌ی ساختگاه تا چشمه‌ی لرزه‌ای و استفاده از رابطه‌ی کاهندگی، پارامتر طراحی (شتاب مبنا و شتاب طیفی، طیف طرح) محاسبه می‌شود.

۷-۳-۱-۴-۲ رهیافت احتمالاتی: برای انجام دقیق‌تر تحلیل خطر با ترکیب احتمالاتی پارامترهای مربوط به چشمه‌های لرزه‌ای، لرزه‌خیزی و رابطه‌ی کاهندگی، پارامتر طراحی (شتاب مبنا و شتاب طیفی، طیف طرح) برای هر یک از سطوح خطر برحسب احتمال وقوع سالیانه یا دوره‌ی بازگشت،  $TR$ ، محاسبه می‌شود. دوره‌ی بازگشت ( $TR$ ) برابر است با میانگین زمان وقوع زلزله‌ای با بزرگای مشخص در محدوده‌ی مورد مطالعه. عکس دوره‌ی بازگشت برابر با احتمال وقوع سالیانه‌ی زلزله ( $p$ ) است ( $TR=1/p$ ). همچنین دوره‌ی بازگشت یا احتمال وقوع سالیانه، بر حسب احتمال وقوع زلزله ( $q$ ) در طول عمر سازه یا  $n$  سال (مثال:  $q=10\%$  در  $n=50$  سال) با استفاده از رابطه‌ی  $T_R = \frac{1}{1-(1-q)^{1/n}}$  و  $p = 1 - (1-q)^{1/n}$  محاسبه می‌شود. که در آن:

$T_R$  دوره‌ی بازگشت؛

$q$  احتمال وقوع زلزله؛

$n$  طول عمر سازه یا تعداد سال مورد نظر.

### ۷-۳-۲ تهیه‌ی طیف طرح ارتجاعی ویژه‌ی ساختگاه

طیف طرح ارتجاعی ویژه‌ی ساختگاه باید براساس ویژگی‌های لرزه زمین‌ساختی، زلزله‌شناختی و نوع خاک تهیه شود. شتاب طیفی (مقدار طیف در یک پی‌ریود یا فرکانس مشخص) به‌دست آمده از طیف ویژه‌ی ساختگاه با میرایی ۵ درصد برای سازه نباید کمتر از ۷۰ درصد شتاب طیفی متناظر در آیین‌نامه (در صورت موجود بودن) باشد.

انواع اشکال طیف‌های طرح عبارتند از:

### ۷-۳-۲-۱ طیف‌های طرح با شکل ثابت

طیف‌های طرح با شکل ثابت براساس بیشینه شتاب برآورده شده و برای ساختگاه مورد مطالعه با در نظر گرفتن شرایط خاک برای فرکانس‌های مختلف با استفاده از روش‌های معتبر و مناسب نظیر محرز و طیف بدون بعد استاندارد بند ۲-۱ تهیه می‌شود.

### ۷-۳-۲-۲ طیف‌های طرح با خطر ثابت

طیف‌های طرح با خطر ثابت براساس برآوردهایی با رهیافت احتمالاتی خطر زلزله مربوط به دوره‌های تناوب مختلف برای سازه‌های خاص و با استفاده از رابطه‌های کاهندگی طیفی معتبر تهیه می‌شوند.

### ۷-۳-۲-۳ طیف طرح میانگین و یا طیف طرح میانگین به علاوه‌ی یک انحراف معیار

طیف طرح میانگین و یا طیف طرح میانگین به علاوه‌ی یک انحراف معیار ویژه‌ی ساختگاه مطابق مراحل زیر تهیه می‌شود:

#### ۷-۳-۲-۳-۱ انتخاب شتاب‌نگاشت‌های مناسب؛

۷-۳-۲-۳-۲ هم‌پایه کردن شتاب‌نگاشت‌ها برحسب حداکثر دامنه‌ی شتاب به دست آمده از تحلیل خطر؛  
۷-۳-۲-۳-۳ تهیه‌ی طیف پاسخ برای هر یک از شتاب‌نگاشت‌ها در نسبت میرایی ۵ درصد یا درصد میرایی مورد نیاز؛

۷-۳-۲-۳-۴ تحلیل آماری و محاسبه‌ی میانگین یا میانگین به علاوه‌ی یک انحراف معیار طیف‌های پاسخ جهت تهیه‌ی طیف طرح.

#### ۷-۳-۳ شتاب‌نگاشت‌ها

شتاب‌نگاشت‌هایی که برای طراحی انتخاب می‌شوند باید از نظر محتوای فرکانسی و پاسخ طیفی و دوام (مدت زمان) جنبش شدید زمین، مشابه جنبش‌های شدید زمین باشند که امکان رویداد آن‌ها در منطقه‌ی مورد مطالعه وجود دارد. در انتخاب و بسط تاریخچه‌های زمانی توجه به ویژگی‌های زمین‌ساختی ساختگاه و موقعیت ساختگاه لازم است. تاریخچه‌های زمانی بسط‌یافته برای ساختگاه‌هایی که در ۱۵ کیلومتری هر گسل فعال قرار می‌گیرند، باید با سرشت گسل‌های نزدیک یکسان فرض شود.

#### ۷-۳-۴ شتاب‌نگاشت سازگار با طیف طرح

شتاب‌نگاشت‌هایی که دارای طیف‌های پاسخ هماهنگ با طیف طرح برای ساختگاه باشند، شتاب‌نگاشت سازگار با طیف طرح نامیده می‌شوند و برای تحلیل تاریخچه زمانی سازه مورد استفاده قرار می‌گیرند. ارایه‌ی این شتاب‌نگاشت‌ها به روش‌های مذکور در بند ۱-۴-۱-۴ استاندارد بند ۲-۱ انجام می‌گیرد.



## ۸ مبانی و ملزومات بهسازی لرزه‌ای

### ۸-۱ محدوده‌ی کاربرد

این بند اختصاص به بیان مبانی لازم جهت جمع‌آوری اطلاعات، روش‌های تحلیلی و شیوه‌های طراحی در بهسازی لرزه‌ای دارد. در بند (۸-۲) روش‌های جمع‌آوری اطلاعات مورد نیاز از ساختمان موجود و در بند (۸-۳) تا (۸-۵) نحوه‌ی انتخاب روش تحلیل مدل سازه و تعریف انواع رفتار اجزا و بر اساس آن معیارهای پذیرش تشریح می‌شوند. معرفی راه‌کارهای کلی بهسازی در بند (۸-۶) و کلیات طراحی برای بهسازی در بند (۸-۷) آمده است. در بند (۸-۸) روش‌های آزمایش برای ارزیابی ساختمان‌ها ارایه شده است.

### ۸-۲ اطلاعات وضعیت موجود ساختمان

اطلاعات پیکربندی سیستم سازه‌ای شامل نوع، جزییات، اتصالات و نوع اعضای تشکیل‌دهنده‌ی ساختمان و اجزای غیر سازه‌ای که در هنگام وقوع زلزله در نیروها و تغییر مکان‌های اعضای سازه‌ای مؤثر هستند، و همچنین اطلاعات مشخصات مصالح و ساختگاه و ساختمان‌های مجاور باید مطابق با ضوابط این بخش جمع‌آوری شوند. جمع‌آوری این اطلاعات همراه با بازرسی از محل جهت تأیید مدارک و نقشه‌های موجود لازم است.

#### ۸-۲-۱ پیکربندی ساختمان

اطلاعات مربوط به پیکربندی ساختمان موجود باید شامل نوع و خواص اعضا و نحوه‌ی قرارگیری و جزییات اتصال اعضا و اجزای سیستم باربر ثقلی و سیستم مقاوم در برابر زلزله و اجزای غیر سازه‌ای که مؤثر در سختی و یا مقاومت اعضای سازه‌ای هستند، باشد. اعضای سازه‌ای به اعضای اصلی یا غیر اصلی مطابق با بند (۸-۲-۱-۱) تقسیم می‌شوند.

#### ۸-۲-۱-۱ اعضای سازه‌ای اصلی و غیر اصلی

اعضای سازه‌ای که در سختی جانبی و یا توزیع نیروها در سازه مؤثرند و یا در اثر تغییر مکان جانبی سازه تحت تأثیر نیرو قرار می‌گیرند به دو گروه اصلی و غیر اصلی تقسیم می‌شوند. اعضای اصلی اعضایی هستند که برای مقابله با فروریزش ساختمان در اثر زلزله در نظر گرفته شده‌اند. سایر اعضایی که برای تحمل بار جانبی در مقایسه با اعضای اصلی در نظر گرفته نشده‌اند به عنوان اعضای غیر اصلی شناخته می‌شوند. این اعضا نیز ممکن است تحت تأثیر بار جانبی قرار بگیرند.

اطلاعات لازم از اعضای اصلی و غیر اصلی ساختمان موجود، باید با جزییات کافی جهت مدل‌سازی و تحلیل سازه فراهم شود.

#### ۸-۲-۲ مشخصات مصالح

اطلاعات لازم از مشخصات مصالح به همراه اطلاعات پیکربندی (بند ۸-۲-۱) جهت محاسبه‌ی ظرفیت اعضا چه از نظر مقاومت و چه از نظر تغییر شکل، باید جمع‌آوری شود. درجه‌ی اعتبار نتایج حاصل از اطلاعات جمع‌آوری شده از ساختمان موجود که به وسعت و دقت این اطلاعات بستگی دارد، با استفاده از ضریب

آگاهی مطابق بند (۸-۲-۵-۴) منظور می‌شود.

#### ۸-۲-۳ مشخصات ساختگاه

اطلاعات مربوط به شرایط سطحی و زیر سطحی ساختگاه (خاک زمین در سطح و عمق) هندسه و محل پی-ها جهت تحلیل کامل سازه باید جمع‌آوری شود. این اطلاعات با توجه به مدارک و گزارش‌های موجود، بازدیدهای محلی و در صورت وجود، نتایج عملیات حفاری، نمونه‌گیری و انجام آزمایش‌های صحرایی و آزمایشگاهی به دست می‌آیند. اگر در ساختگاهی احتمال مخاطرات ناشی از ناپایداری نظیر روانگرایی، گسترش جانبی و یا زمین لغزش وجود داشته باشد و اطلاعات ژئوتکنیکی موجود نیز جهت برآورد خطر و مقابله با کاهش آن کفایت نکند، مطالعه‌ی شرایط زیر سطحی ضرورت می‌یابد. وسعت این مطالعات با توجه به هدف بهسازی و جدول (۸-۱) تعیین می‌شود.

بازدید از محل ساختگاه ضروری است. در این بازدید، باید تفاوت مندرجات نقشه‌های ساختمان با آنچه اجرا شده مورد توجه قرار گیرد. در صورت وجود تفاوت، تغییرات محتمل در شرایط تکیه‌گاهی و بارگذاری ساختمان بررسی شود. همچنین توجه به وجود هر گونه ضعف در عملکرد ساختمان، نظیر نشست دال‌های کف و شالوده‌ها، که مبین ضعف عملکرد ساختمان در زمان وقوع زلزله نیز باشد، ضروری است.

#### ۸-۲-۴ ساختمان‌های مجاور

در صورتی که امکان تأثیر سازه‌های مجاور بر رفتار لرزه‌ای سازه‌ای که تحت مطالعات بهسازی قرار می‌گیرد موجود باشد، باید اطلاعات مورد نیاز جهت ارزیابی این گونه تأثیرات جمع‌آوری شود. اطلاعات جمع‌آوری شده باید امکان مدل‌سازی اثرات متقابل ذکر شده در بندهای (۸-۲-۴-۱) تا (۸-۲-۴-۳) را فراهم نماید. در صورتی که امکان تهیه‌ی چنین اطلاعاتی موجود نباشد، کارفرما باید از پیامدهای احتمالی ناشی از متقابل دو ساختمان مجاور مطلع شود.

#### ۸-۲-۴-۱ برخورد ساختمان‌های مجاور

در صورتی که فاصله‌ی ساختمان‌های مجاور تا ساختمان مورد نظر کم‌تر از درز انقطاع تعیین شده توسط استاندارد ملی بند ۲-۱ باشد، لازم است اطلاعات مورد نیاز برای بررسی اثر برخورد این ساختمان‌ها بر سازه-ی مورد نظر جمع‌آوری شود. خصوصاً احتمال آسیب‌های موضعی اعضا در محل برخورد به سازه‌ی مجاور باید با دقت بررسی و چاره‌اندیشی شود. ضوابط مربوط به درزهای انقطاع در بند (۸-۷-۱۰) ارائه شده است.

#### ۸-۲-۴-۲ اجزای مشترک بین ساختمان‌ها

اطلاعات لازم از ساختمان مجاور که دارای اعضای باربر قایم یا جانبی مشترک با ساختمان مورد بررسی می‌باشد باید بر اساس بند (۸-۷-۹) جمع‌آوری شود.

#### ۸-۲-۴-۳ آسیب ناشی از ساختمان مجاور

در صورتی که احتمال آسیب دیدن ساختمان مورد نظر از ساختمان مجاور در اثر سقوط اجزای سست (مانند قطعات نما، قطعات جان‌پناه و ...)، انفجار، آتش‌سوزی، نشت مواد شیمیایی یا سایر عوامل ناشی از زلزله وجود داشته باشد، باید اطلاعات لازم جمع‌آوری شوند. قسمت‌هایی از ساختمان که در معرض آسیب ناشی از

برخورد قطعات سست ساختمان مجاور هستند باید تقویت شوند. علاوه بر این باید بررسی شود که راه‌های دسترسی ساختمان در اثر ریختن قطعات از ساختمان مجاور مسدود نشوند.

#### ۸-۲-۵ سطوح اطلاعات

دامنه‌ی اطلاعات جمع‌آوری شده از وضعیت موجود ساختمان مورد نظر در سه سطح اطلاعات حداقل، متعارف و جامع مطابق بندهای (۸-۲-۵-۱) تا (۸-۲-۵-۳) می‌باشد. سطح اطلاعات با توجه به هدف بهسازی انتخابی و روش تحلیل مطابق با جدول (۸-۱) تعیین می‌شود. در تحلیل‌های خطی، اطلاعات در سطح حداقل برای هدف بهسازی مطلوب یا پایین‌تر مجاز است، اما در تحلیل‌های غیر خطی، اطلاعات باید در سطح متعارف یا جامع باشد. برای ساختمان‌های بنایی به بند ۷ مراجعه شود.

#### ۸-۲-۵-۱ سطح اطلاعات حداقل

اطلاعات حداقل از ساختمان (شامل پیکربندی، مشخصات مصالح، ساختگاه و ساختمان‌های مجاور) به قرار زیر می‌باشند:

۱- اطلاعات پیکربندی برای تحلیل و تعیین ظرفیت اعضا باید مطابق بندهای (۱۱-۲-۳) و (۱۲-۲-۳) تعیین شود.

۲- در صورت وجود گزارش‌ها و نقشه‌های معتبر می‌توان از مقادیر داده شده در مدارک مذکور برای مشخصات مصالح استفاده نمود. در غیر این صورت جمع‌آوری مشخصات مصالح باید طبق سطح اطلاعات متعارف یا جامع مطابق با بندهای (۸-۲-۵-۲) و (۸-۲-۵-۳) تعیین شوند.

۳- اطلاعات مربوط به پی و ساختگاه باید مطابق بندهای (۱۰-۲-۱) و (۱۰-۲-۲) جمع‌آوری شود.

۴- اطلاعات مورد نیاز از ساختمان‌های مجاور، موضوع بند (۸-۲-۴)، باید از طریق بازرسی محلی تهیه شود.

#### ۸-۲-۵-۲ سطح اطلاعات متعارف

اطلاعات متعارف از ساختمان (شامل پیکربندی، مشخصات مصالح، ساختگاه و ساختمان‌های مجاور) به قرار زیر می‌باشد:

۱- اطلاعات پیکربندی برای تحلیل و تعیین ظرفیت اعضا باید مطابق بندهای (۱۱-۲-۳) و (۱۲-۲-۳) تعیین شود.

۲- اطلاعات مشخصات مصالح باید با توجه به ملزومات بیان شده برای آزمایش‌های متعارف در بندهای (۱۱-۲-۲) و (۱۲-۲-۲) فراهم شود.

۳- اطلاعات مربوط به پی و ساختگاه باید مطابق بندهای (۱۰-۲-۱) و (۱۰-۲-۲) جمع‌آوری شود.

۴- اطلاعات مورد نیاز از ساختمان‌های مجاور، موضوع بند (۸-۲-۴)، باید از طریق بازرسی محلی تهیه شود.

#### ۸-۲-۵-۳ سطح اطلاعات جامع

اطلاعات جامع از ساختمان (شامل پیکربندی، مشخصات مصالح، ساختگاه و ساختمان‌های مجاور) به قرار زیر می‌باشد:

۱- اطلاعات پیکربندی برای تحلیل و تعیین ظرفیت اعضا باید مطابق بندهای (۳-۲-۱۱) و (۳-۲-۱۲) تعیین شود.

۲- اطلاعات مشخصات مصالح باید با توجه به ملزومات بیان شده برای آزمایش‌های جامع در بندهای (۱۱-۲-۲) و (۲-۲-۱۲) فراهم شود.

۳- اطلاعات مربوط به پی و ساختگاه باید مطابق بندهای (۱-۲-۱۰) و (۲-۲-۱۰) جمع‌آوری شود.

۴- اطلاعات مورد نیاز از ساختمان‌های مجاور، موضوع بند (۴-۲-۸)، باید از طریق بازرسی محلی تهیه شود.

#### ۸-۲-۵-۴ ضریب آگاهی

درجه‌ی اعتبار نتایج حاصل از اطلاعات جمع‌آوری شده از ساختمان موجود، توسط ضریب آگاهی K، در روابط محاسبه‌ی ظرفیت هر یک از اجزای سازه اعمال می‌شود. ضریب آگاهی با استفاده از جدول (۸-۱) متناسب با هدف انتخاب شده برای بهسازی و سطح اطلاعات تعیین می‌شود.

در تحلیل‌های خطی، اطلاعاتی در سطح حداقل برای هدف بهسازی مطلوب یا پایین‌تر، مجاز است. اما در تحلیل‌های غیر خطی، جمع‌آوری اطلاعات باید در سطح متعارف یا جامع انجام گیرد.

جدول ۸-۱ ضریب آگاهی

ویژه		مطلوب یا پایین‌تر		هدف بهسازی
جامع	متعارف	متعارف	حداقل	سطح اطلاعات
هر نوع تحلیل	هر نوع تحلیل	هر نوع تحلیل	تحلیل خطی	نوع تحلیل
۱	۰٫۷۵	۱	۰٫۷۵	ضریب آگاهی K

#### ۸-۳ روش‌های تحلیل سازه

به منظور برآورد نیروهای داخلی و تغییر شکل‌های اجزای سازه در اثر زلزله‌ی سطح خطر انتخاب شده، لازم است سازه به یکی از روش‌های زیر که در بند ۹ به تفصیل تشریح شده است، تحلیل شود.

- روش استاتیکی خطی براساس بند (۱-۳-۹)

- روش دینامیکی خطی براساس بند (۲-۳-۹)

- روش استاتیکی غیر خطی براساس بند (۳-۳-۹)

- روش دینامیکی غیر خطی براساس بند (۴-۳-۹)

محدوده‌ی کاربرد روش‌های تحلیل خطی (استاتیکی و دینامیکی) و تحلیل غیر خطی (استاتیکی و دینامیکی) در بندهای (۱-۳-۸) و (۲-۳-۸) تشریح شده است و معیارهای پذیرش براساس نوع رفتار اجزای سازه و روش تحلیل مطابق بند (۵-۸) می‌باشد.

#### ۸-۳-۱ محدوده‌ی کاربرد روش‌های خطی

محدوده‌ی کاربرد روش‌های خطی در این بند مشخص شده است. در ساختمان‌هایی که از سیستم‌های جداساز لرزه‌ای یا جاذب انرژی استفاده شده باشد محدودیت‌های بندهای (۴-۲-۸) یا (۴-۳-۸) باید منظور شود.

استفاده از روش دینامیکی خطی هنگامی مجاز است که یکی از دو شرط ۱-۱-۳-۸ یا ۲-۱-۳-۸ برقرار باشد. ۱-۱-۳-۸ نسبت نیرو به ظرفیت ( $DCR$ ) برای هر تلاش (نظیر نیروی محوری، لنگر خمشی و نیروی برشی، بدون لحاظ اثرات اندرکنشی) در هر عضو اصلی که بزرگترین این نسبت، تلاش بحرانی را مشخص می‌کند، کم‌تر از ۲ باشد. برای تعیین  $DCR$ ، ابتدا نیرو در اعضا از جمع نیروی ناشی از بارهای ثقلی و بار ناشی از زلزله ( $Q_{UD}$ ) مطابق بند (۹-۴-۱) و ظرفیت اعضا براساس مقاومت نهایی اجزای آن‌ها ( $Q_{CE}$ ) مطابق بندهای ۱۱ یا ۱۲ محاسبه می‌شود. سپس با استفاده از رابطه‌ی  $DCR = Q_{UD} / Q_{CE}$  نسبت نیرو به ظرفیت تعیین می‌شود.

۱-۱-۳-۸ اگر نسبت نیرو به ظرفیت حتی در یکی از اعضای اصلی بیش از ۲ باشد باید هر سه شرط زیر برقرار باشد:

۱-۲-۱-۳-۸ انقطاع در سیستم باربر جانبی در صفحه و خارج از صفحه وجود نداشته باشد.

۲-۲-۱-۳-۸ متوسط نسبت نیروی برشی به ظرفیت برشی اعضای هر طبقه بیش از ۲۵ درصد با متوسط نسبت نیروی برشی به ظرفیت برشی یک طبقه بالاتر یا پایین‌تر اختلاف نداشته باشد. متوسط نسبت نیروی برشی به ظرفیت برشی با استفاده از نسبت وزنی مطابق رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود.

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

در این رابطه:

$V_i$  نیروی برشی در عضو  $i$  از طبقه‌ی مورد نظر با فرض رفتار ارتجاعی سازه،

$DCR_i$  نسبت نیرو به ظرفیت برای تلاش بحرانی در عضو  $i$ ،

$n$  تعداد کل اعضای طبقه‌ی مورد نظر می‌باشد.

برای ساختمان‌های با دیافراگم نرم، این نسبت برای هر محور قاب باید جداگانه بررسی شود.

۳-۲-۱-۳-۸ نسبت نیرو به ظرفیت برای تلاش بحرانی در اثر پیچش در هر عضو از طبقه بیش از ۵۰ درصد با عضو واقع شده در سمت مقابل آن نسبت به مرکز پیچش اختلاف نداشته باشد.

در صورتی که علاوه بر شرایط ۱-۱-۳-۸ یا ۲-۱-۳-۸ تمام شرایط ۳-۱-۳-۸ تا ۷-۱-۳-۸ نیز برقرار باشد می‌توان از روش استاتیکی خطی استفاده نمود.

۳-۱-۳-۸ زمان تناوب اصلی ساختمان کوچک‌تر از  $T_s \geq 3/5$  باشد، مشروط بر آن که تعداد طبقات ساختمان از ۲۰ طبقه تجاوز نکند.

۴-۱-۳-۸ تغییر ابعاد پلان در طبقات متوالی به استثنای خرپشته کم‌تر از ۴۰ درصد باشد.

۵-۱-۳-۸ حداکثر تغییر مکان جانبی در هر طبقه و در هر راستا کم‌تر از ۱/۵ برابر تغییر مکان متوسط آن طبقه باشد.

۶-۱-۳-۸ تغییر مکان متوسط جانبی در هر طبقه، به استثنای خرپشته، کم‌تر از ۵۰ درصد با طبقه‌ی بالا یا پایین آن اختلاف داشته باشد.

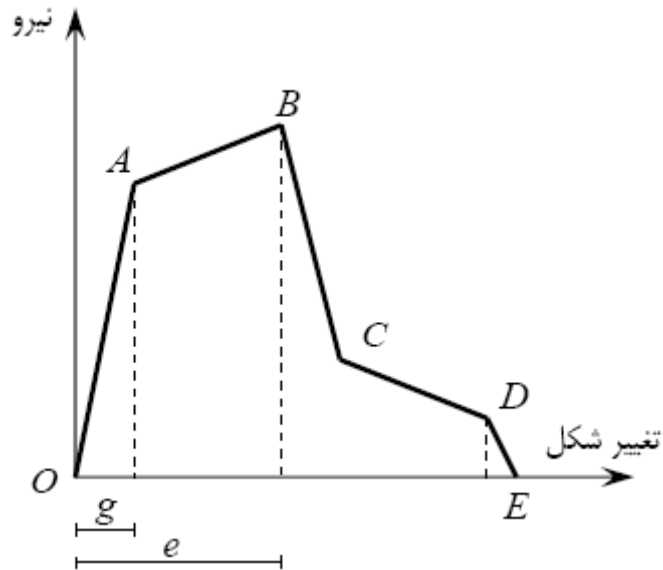
۸-۳-۱-۷ سازه دارای سیستم باربر جانبی متعامد باشد.

#### ۸-۳-۲ محدوده‌ی کاربرد روش‌های غیر خطی

در صورتی که نتوان از روش‌های خطی استفاده نمود باید از روش‌های غیر خطی برای تحلیل سازه استفاده شود. در این روش‌ها نیروهای داخلی اعضا با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی آن‌ها برآورد می‌شود. در تحلیل استاتیکی غیرخطی باید توجه نمود، هنگامی که برش حاصل از تحلیل دینامیکی خطی در طبقه‌ای با در نظر گرفتن ۹۰ درصد جرم موثر، ۳۰ درصد بیشتر از برش حاصل از مود اول باشد، روش تحلیل استاتیکی غیر خطی باید همراه با روش تحلیل دینامیکی خطی به کار گرفته شود. در این حالت معیار پذیرش باید برای هر دو روش بررسی شود با این تفاوت که برای پذیرش اعضای با رفتار کنترل‌شونده توسط تغییر شکل، در روش تحلیل دینامیکی خطی می‌توان ۳۳ درصد تخفیف قایل شد. در تحلیل دینامیکی غیر خطی حاصل از این تحلیل باید توسط یک گروه متخصص و با تجربه در این زمینه کنترل شود.

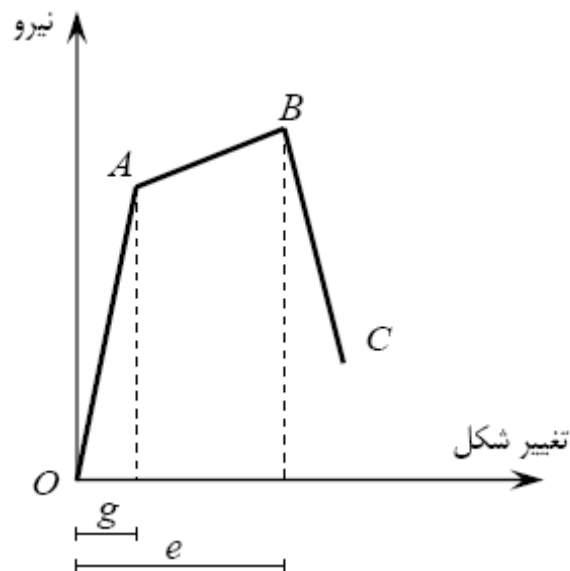
#### ۸-۴ رفتار اجزای سازه

رفتار اجزای سازه با توجه به نوع تلاش داخلی آن‌ها و منحنی نیرو- تغییر شکل حاصل به صورت کنترل-شونده توسط تغییر شکل و یا کنترل‌شونده توسط نیرو می‌باشد. منحنی نیرو- تغییر شکل مطابق شکل‌های (۱-۸) تا (۳-۸) می‌تواند بیانگر رفتار شکل‌پذیر، نیمه شکل‌پذیر یا ترد باشد. در رفتار شکل‌پذیر، منحنی نیرو- تغییر شکل مطابق شکل (۱-۸) دارای چهار قسمت است. در قسمت اول (شاخه‌ی OA) رفتار ارتجاعی خطی است. در قسمت دوم (شاخه‌ی AB) رفتار خمیری کامل یا خمیری با امکان سخت‌شدگی است. در قسمت سوم (شاخه‌ی BC) مقاومت به شدت کاهش می‌یابد اما به طور کلی از بین نمی‌رود و در قسمت چهارم (شاخه‌ی CD) رفتار مجدداً خمیری اما نرم‌شونده است. برای آن که اعضای اصلی، کنترل‌شونده توسط تغییر شکل محسوب شوند باید نسبت تغییر شکل متناظر با آستانه‌ی کاهش مقاومت به تغییر شکل حد خطی ( $\frac{e}{g}$  در شکل (۱-۸)) بزرگ‌تر از ۲ باشد، اما اعضای غیر اصلی که رفتاری مطابق شکل (۱-۸) دارند با هر نسبت از  $\frac{e}{g}$  کنترل‌شونده توسط تغییر شکل محسوب می‌شوند.



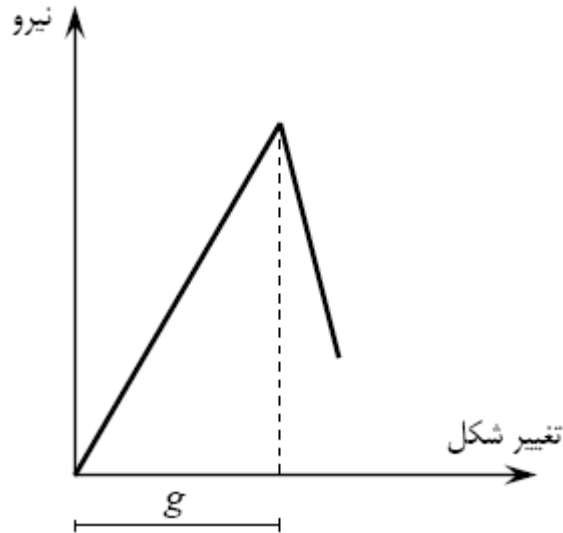
شکل (۱-۸) منحنی رفتار عضو شکل پذیر

در رفتار نیمه شکل پذیر منحنی نیرو- تغییر شکل مطابق شکل (۲-۸) دارای سه قسمت است. در قسمت اول (شاخه ی OA) رفتار ارتجاعی خطی است و در قسمت دوم (شاخه ی AB) رفتار خمیری کامل یا خمیری با امکان سخت شدگی است. در قسمت سوم (شاخه ی BC) مقاومت به شدت کاهش یافته و به صفر می رسد. برای آن که اعضای اصلی یا غیر اصلی با رفتار فوق، کنترل شونده توسط تغییر شکل محسوب می شوند، باید تغییر شکل نظیر آستانه ی کاهش مقاومت بیش از دو برابر تغییر شکل حد خطی یا به عبارت دیگر  $\frac{e}{g} \geq 2$  باشد.



شکل ۲-۸ منحنی رفتار عضو نیمه شکل پذیر

در رفتار ترد، منحنی نیرو- تغییر شکل مطابق شکل (۳-۸) دارای یک قسمت ارتجاعی خطی است که پس از آن مقاومت به شدت کاهش یافته و به صفر می رسد. اعضای اصلی و غیر اصلی با رفتاری مطابق شکل (۳-۸) کنترل شونده توسط نیرو محسوب می شوند.



شکل ۸-۳ منحنی رفتار عضو شکننده

#### ۸-۴-۱ مقاومت مصالح

۸-۴-۱-۱- کرانه‌ی پایین مقاومت مصالح: کرانه‌ای پایین مقاومت برابر متوسط منهای یک انحراف معیار مقادیر مقاومت می‌باشد.

۸-۴-۱-۲- مقاومت اسمی یا درج شده در مدارک فنی: مقاومت اسمی یا درج شده در مدارک، در سطح اطلاعات حداقل، می‌تواند برابر مقاومت کرانه پایین اختیار شود. مگر آن که در بندهای ۱۱ یا ۱۲ مقادیر دیگری پیشنهاد شده باشد.

۸-۴-۱-۳- مقاومت مورد انتظار مصالح: مقاومت مورد انتظار مصالح برابر متوسط مقادیر حاصل از آزمایش تعریف می‌شود. برای محاسبه‌ی این مقاومت می‌توان از ضرب مقادیر کرانه‌ی پایین مقاومت مصالح در ضرایب تبدیل بیان شده در بندهای ۱۱ یا ۱۲ استفاده نمود.

#### ۸-۴-۲ ظرفیت اجزای سازه

در این بند کلیات محاسبه‌ی ظرفیت اجزای سازه ارایه شده است که به دو دسته‌ی ظرفیت مورد انتظار و کرانه‌ی پایین تقسیم می‌شود:

- ۱- ظرفیت مورد انتظار اجزا ( $Q_{CE}$ ) که با استفاده از مقاومت مورد انتظار مصالح محاسبه می‌شود.
- ۲- کرانه‌ی پایین ظرفیت اجزا ( $Q_{CL}$ ) که با استفاده از کرانه‌ی پایین مقاومت مصالح محاسبه می‌شود. جزییات محاسبه‌ی ظرفیت اجزای سازه در بندهای ۱۰ تا ۱۲ و بندهای ۱۴ و ۱۵ آمده است.

#### ۸-۴-۱-۲-۱ ظرفیت اجزا در روش‌های خطی

هنگامی که از روش‌های خطی استفاده می‌شود ظرفیت اجزای کنترل شونده توسط تغییر شکل باید از حاصل ضرب ظرفیت مورد انتظار در ضریب  $m$  (ضریب اصلاح بر مبنای رفتار غیر خطی)، محاسبه شود و ظرفیت اجزای کنترل شونده توسط نیرو باید برابر کرانه پایین ظرفیت در نظر گرفته شود. جدول (۸-۲) اطلاعات لازم برای محاسبه ظرفیت اجزای سازه هنگامی که از تحلیل خطی استفاده می‌شود را نشان می‌دهد.



#### ۸-۴-۲-۲ ظرفیت اجزا در روش‌های غیر خطی

هنگامی که از روش‌های غیر خطی استفاده می‌شود، ظرفیت اجزا کنترل‌شونده توسط تغییر شکل باید براساس تغییر شکل‌های غیر خطی مجاز تعیین شود و ظرفیت اجزای کنترل‌شونده توسط نیرو باید برابر کرانه‌ی پایین ظرفیت در نظر گرفته شود. جدول (۸-۳) اطلاعات لازم برای محاسبه‌ی ظرفیت اجزای سازه را هنگامی که از تحلیل غیر خطی استفاده شود، نشان می‌دهد.

جدول ۸-۲ اطلاعات لازم برای محاسبه‌ی ظرفیت اجزای سازه در تحلیل‌های خطی

پارامتر	کنترل‌شونده توسط تغییر شکل	کنترل‌شونده توسط نیرو
مقاومت مصالح موجود	مقاومت مورد انتظار با در نظر گرفتن سخت‌شدگی	کرانه‌ی پایین مقاومت
مقاومت مصالح جدید	مقاومت مورد انتظار از مصالح	مقاومت اسمی مصالح
ظرفیت در وضعیت موجود	$K \times Q_{CE}$	$K \times Q_{CL}$
ظرفیت در وضعیت جدید	$Q_{CE}$	$Q_{CL}$

جدول ۸-۳ اطلاعات لازم برای محاسبه‌ی ظرفیت اجزای سازه در تحلیل‌های غیر خطی

پارامتر	کنترل‌شونده توسط تغییر شکل	کنترل‌شونده توسط نیرو
ظرفیت تغییر شکل اجزای موجود	حد تغییر شکل $K \times$	---
ظرفیت تغییر شکل اجزای جدید	حد تغییر شکل	---
ظرفیت باربری اجزای موجود	---	$K \times Q_{CL}$
ظرفیت باربری اجزای جدید	---	$Q_{CL}$

یادآوری- در جداول (۸-۲) و (۸-۳) منظور از  $K$ ، ضریب آگاهی از مشخصات سازه مطابق با جدول (۸-۱) است.

#### ۸-۵ معیارهای پذیرش

پس از تحلیل سازه و برآورد نیروهای داخلی اعضا و تغییر شکل‌های ناشی از بارهای ثقلی و بارهای جانبی زلزله، عملکرد اجزای سازه با توجه به معیارهای پذیرش مورد بررسی قرار می‌گیرد. این معیارها بر حسب روش تحلیل مطابق بند (۳-۹)، نوع اعضای سازه مطابق بند (۸-۲-۱-۱) و رفتار آنها مطابق بند (۸-۴) متفاوت می‌باشند. در بند (۴-۹) این استاندارد جزییات معیارهای پذیرش ارائه شده است.

#### ۸-۶ راه‌کارهای بهسازی

راه‌کارهای زیر را می‌توان به صورت منفرد یا در ترکیب با یکدیگر برای بهسازی ساختمان به کار گرفت:

- اصلاح موضعی اجزای سازه که دارای عملکرد نامناسبی در زلزله هستند؛
- حذف یا کاهش بی‌نظمی در ساختمان موجود؛
- تامین سختی جانبی لازم برای کل سازه؛
- تامین مقاومت لازم برای کل سازه؛

- کاهش جرم ساختمان؛
- به کارگیری سیستم‌های جداساز لرزه‌ای؛
- به کارگیری سیستم‌های غیر فعال اتلاف انرژی؛
- تغییر کاربری ساختمان.

## ۸-۷ ضوابط کلی طراحی

### ۸-۷-۱ اثرات همزمان مولفه‌های زلزله

سیستم باربر جانبی ساختمان بهسازی شده باید قادر به تحمل نیروی ناشی از زلزله در کلیه جهات افقی باشد. نیروهای زلزله در جهت قائم را باید در حالتی که طبق بند (۸-۷-۱۱) لازم است در نظر گرفت. اثرات همزمان مولفه‌های زلزله در تحلیل طبق بند (۳-۲-۷) باید محاسبه شود.

### ۸-۷-۲ اثرات $P - \Delta$

اثرات  $P - \Delta$  در اعضا و اجزای سازه تحت اثر توام بارهای ثقلی و تغییر مکان‌های جانبی باید مطابق بند (۹-۲-۵) بررسی شوند.

### ۸-۷-۳ اثرات پیچش

اثرات پیچش ناشی از عدم انطباق واقعی و اتفاقی مراکز جرم و صلبیت در طبقات ساختمان باید در مدل-سازی تحلیلی ساختمان مطابق بند (۹-۲-۳) در نظر گرفته شود.

### ۸-۷-۴ اثرات واژگونی

اثرات واژگونی باید در تمام طبقات ساختمان و نیز در پای ساختمان در نظر گرفته شود. کنترل واژگونی باید طبق بند (۹-۲-۱۰) انجام گیرد. اثرات لنگر واژگونی روی پی‌ها باید مطابق بند (۱۰-۴) بررسی شود.

### ۸-۷-۵ پیوستگی

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

۱- در ساختمان‌های متشکل از چند قسمت یا بال، باید هر قسمت به کل ساختمان توسط اجزایی با مقاومت کافی برای مقابله با نیروی افقی در هر جهت بسته شده باشد؛ مگر این که قسمت‌های مختلف ساختمان مستقل و دارای سیستم باربر جانبی مربوط به خود بوده و با درز انقطاع از هم جدا شده باشند. مقدار نیروی افقی برای طراحی اتصال بین دو قسمت ساختمان از رابطه‌ی (۸-۱) به دست می‌آید.

$$F_p = 0.133 \times S_s W \quad (1-8)$$

که در آن:

$F_p$ : نیروی افقی است که در طراحی اتصالات بین دو قسمت ساختمان باید در نظر گرفته شود. این نیرو باید در تمام جهات افقی در نظر گرفته شود؛

$S_s$ : مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب‌های کوتاه برای سطح زلزله‌ی انتخابی و میرایی ۵ درصد می‌باشد؛

$W$ : وزن هر قسمت کوچکتر ساختمان می‌باشد.

۲- هر جزء ساختمان باید به ساختمان اصلی به نحوی اتصال داشته باشد که بتواند در تمام جهات افقی نیروی افقی مطابق رابطه‌ی (۲-۸) را تحمل نماید:

$$F_p = 0.08 \times S_s W \quad (2-8)$$

که در آن:

$W$ : وزن جزء ساختمان است و بقیه‌ی متغیرها همان تعاریف متغیرهای رابطه‌ی (۱-۸) را دارند.

به هر حال برای اتصالات که تحت اثر بار متمرکز قرار می‌گیرند، مقدار  $F_p$  نباید کم‌تر از ۵۰۰۰ نیوتن و برای اتصالات تحت بار گسترده، مقدار  $F_p$  نباید کم‌تر از ۴۰۰۰ نیوتن بر متر در نظر گرفته شود.

۳- در صورتی که حداقل در یک انتهای جزء تکیه‌گاه‌های لغزان تعبیه شده باشد، طول اتکای تکیه‌گاه باید به حدی باشد که اجازه‌ی تغییر مکان نسبی مورد انتظار جزء نسبت به تکیه‌گاه داده شود.

### ۸-۷-۶ دیافراگم

دیافراگم، سیستمی افقی یا نزدیک به افقی است که نیروهای اینرسی ناشی از زلزله را به اعضای قائم یا سیستم‌های قائم باربر جانبی از طریق عملکرد توأم اجزای دیافراگم شامل تیرهای لبه، برش‌گیرها و کلاف‌ها منتقل می‌نماید.

در مدل تحلیلی ساختمان باید اثر رفتار دیافراگم مطابق بند (۳-۲-۴) در نظر گرفته شود.

### ۸-۷-۶-۱ تیرهای لبه‌ی دیافراگم

در لبه‌های خارجی و داخلی (لبه‌ی بازشوها) دیافراگم می‌توان از تیرهای لبه استفاده نمود. دیوار و یا تیر قاب یکپارچه با دیافراگم نیز می‌تواند به عنوان تیر لبه عمل نماید. در گوشه‌های تورفته و در گوشه‌های بازشوهای دیافراگم، تیرهای لبه باید از گوشه به داخل دیافراگم آن‌قدر ادامه پیدا کنند تا نیروها به طور مطمئن در سطح دیافراگم توزیع شود. تیرهای لبه باید برای نیروی کششی ناشی از خمش کلی دیافراگم، حاصل از نیروهای اینرسی وارد شده با رفتار کنترل شونده توسط نیرو طراحی شوند. در طراحی، ضوابط بند (۳-۳-۵-۲۰) مدرک بند ۲-۳ باید مورد توجه قرار گیرد.

### ۸-۷-۶-۲ برش‌گیرهای دیافراگم

در صورتی که اتصال دیافراگم به سیستم باربر جانبی برای انتقال مطمئن نیروهای برشی کافی نباشد، می‌توان از برش‌گیرها برای انتقال نیرو از دیافراگم به سیستم باربر جانبی استفاده نمود. برش‌گیرها باید به اندازه‌ی کافی در دیافراگم قرار داده شوند و طوری به دیافراگم متصل شوند تا قادر به انتقال همه‌ی نیروهای مورد نظر باشند. در طراحی این اجزا باید ضوابط بندهای (۳-۳-۵-۲۰) و (۳-۳-۵-۲۰) مدرک بند ۲-۳ (آبا) را مورد توجه قرار داد.

### ۸-۷-۶-۳ کلاف‌های کششی دیافراگم

در دیافراگم باید از کلاف‌های کششی پیوسته که دو لبه‌ی مقابل دیافراگم یا تیرهای لبه را به هم وصل می‌کنند استفاده نمود. فاصله‌ی کلاف‌ها از هم نباید از سه برابر طول کلاف‌ها زیادتر باشد. طول کلاف، فاصله‌ی بین دو نقطه‌ی متوالی انتقال نیروی آن به سایر اعضای باربر جانبی، مانند تیرهای قاب‌ها، می‌باشد. کلاف‌ها برای حداقل بار محوری کششی مطابق رابطه‌ی (۸-۳)، به عنوان یک رفتار کنترل شونده توسط نیرو، طراحی می‌شوند.

$$F_p = 0.4 \times S_s W \quad (۸-۳)$$

که در آن:

$W$ : وزن سطح بارگیر سهمیه‌ی کلاف کششی می‌باشد؛

$F_p$ : نیروی محوری کششی برای طراحی کلاف‌های بین دیافراگم و تیرهای لبه و یا لبه‌های دیافراگم می‌باشد؛

$S_s$ : مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب‌های کوتاه برای سطح زلزله انتخابی و میرایی ۵ درصد می‌باشد؛ در صورتی که جنس دیافراگم چوب یا ورقه‌ی فلزی و دیوارهای ساختمان از مصالح بنایی یا بتنی باشند، طراحی کلاف‌ها برای نیروهای مهارتی متناظر با سطح بارگیر آن‌ها به شرحی که در بند (۸-۷-۷-۱) بیان شده، انجام می‌شود.

### ۸-۷-۷ دیوارها

دیوارها بسته به نوع سیستم سازه‌ای، باید براساس ضوابط فصول ۱۱ تا ۱۳ بررسی شوند. علاوه بر این، دیوارها باید به شرحی که در این بند بیان می‌شود برای کنترل نیروی اینرسی خارج از صفحه دیوار ارزیابی شوند. رفتار خارج از صفحه‌ی دیوار کنترل شونده توسط نیرو می‌باشد.

### ۸-۷-۷-۱ اتصال به دیافراگم در جهت خارج از صفحه‌ی دیوار

دیوارها باید به تمام دیافراگم‌ها وقتی که به عنوان تکیه‌گاه دیوار عمل می‌کنند یا دیافراگم‌هایی که بار قائم آن‌ها توسط دیوار تحمل می‌شوند، به خوبی مهار شوند. حداکثر فاصله‌ی مهارها ۲/۵ متر می‌باشد، مگر این که نشان داده شود که دیوار ظرفیت کافی را داراست. نیروی مهارتی از رابطه‌ی (۸-۴) برآورد می‌شود:

$$F_p = \alpha \times S_s W \quad (۸-۴)$$

که در آن:

$F_p$ : نیروی طراحی برای مهار دیوارها می‌باشد؛

$\alpha$ : ضریبی که از جدول (۸-۴) برای سطح عملکرد مورد نظر و با توجه به رفتار دیافراگم طبق بند (۳-۲-۴-۱) انتخاب می‌شود؛

$S_s$ : مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب‌های کوتاه برای سطح زلزله‌ی انتخابی و میرایی ۵ درصد می‌باشد؛

$W$ : وزن دیوار سهم مهار می‌باشد.

مقدار  $F_p$  نباید کم‌تر از حداقل دو مقدار ۶۰۰ یا  $S_s$  ۶۰۰ کیلوگرم بر متر باشد.

جدول (۸-۴) - ضریب  $\alpha$

سطح عملکرد سازه	آستانه‌ی فروریزش	ایمنی جانی	قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه
$\alpha$ برای دیافراگم صلب	۰٫۳	۰٫۴	۰٫۶
$\alpha$ برای دیافراگم نرم	۰٫۹	۱٫۲	۱٫۸

دیافراگم باید قادر به تحمل نیروهای مهارى ایجاد شده باشد. نیروهای مهار در دیافراگم باید توسط کلاف-های افقى توزیع شود. برای این منظور می‌توان دیافراگم را با کلاف‌بندی به یک سری دیافراگم‌های کوچک‌تر تقسیم‌بندی نمود. به نحوی که هر قسمت به تنهایی قادر به انتقال نیروهای برشی ناشی از مهار دیوار به دیافراگم باشد. این دیافراگم‌های کوچک‌تر باید دارای نسبت طول به عرض سه یا کم‌تر باشند. در صورتی که پانل‌های دیوار توسط پشت‌بند یا اعضایی مشابه در جهت عمود بر صفحه سخت شده باشند باید در دیافراگم از کلاف در محل قرارگیری این پشت‌بندها استفاده شود. در محاسبه‌ی نحوه‌ی توزیع نیروهای عمود بر صفحه‌ی دیوار بین مهارها و کلاف‌های دیافراگم اثر این سخت‌کننده‌ها هم باید منظور شود. این مهارهای متصل‌کننده‌ی دیوار به دیافراگم جزء اعضای کنترل‌شونده توسط نیرو محسوب می‌شوند.

#### ۸-۷-۷-۲ مقاومت دیوار در جهت خارج از صفحه

اجزای دیوار باید مقاومت کافی را برای تحمل نیروهای خارج از صفحه‌ی دیوار داشته باشند. این نیروها از رابطه‌ی (۸-۵) محاسبه می‌شود.

$$F_p = \beta \times S_s W \quad (8-5)$$

که در آن:

$F_p$ : نیروی طراحی در جهت خارج از صفحه‌ی وارد بر واحد سطح دیوار بین تکیه‌گاه‌های جانبی است. فاصله‌ی تکیه‌گاه‌ها باید مطابق بند (۸-۷-۱) باشد؛

$\beta$ : ضریبی که از جدول (۸-۵) برای سطح عملکرد مورد نظر انتخاب می‌شود؛

$S_s$ : مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب‌های کوتاه برای سطح زلزله انتخابی و میرایی ۵ درصد می‌باشد؛

$W$ : وزن دیوار در واحد سطح می‌باشد.

جدول (۸-۵) ضریب  $\beta$

سطح عملکرد سازه	آستانه‌ی فروریزش	ایمنی جانی	قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه
$\beta$	۰٫۳	۰٫۴	۰٫۶

#### ۸-۷-۸ اجزای غیر سازه‌ای

اجزای غیر سازه‌ای شامل اجزای معماری، مکانیکی و برقی باید به ساختمان مطابق ضوابط بند ۹ مهار شوند. قابلیت کارکرد این اجزا بعد از زلزله بر حسب سطح عملکرد انتخابی باید مطابق ضوابط بند ۹ و شرایط ویژه-ی پروژه تامین شود.

#### ۸-۷-۹ ساختمان‌های با اعضای مشترک

در مورد دو یا چند ساختمان که اعضای مشترک داشته باشند، باید یکی از ضوابط بندهای (۸-۷-۹-۱) یا (۸-۷-۹-۲) به کار گرفته شود.

#### ۸-۷-۹-۱ به هم بستن ساختمان‌ها

در این روش بهسازی، ساختمان‌ها باید به نحوی به هم بسته شوند که به صورت یکپارچه عمل نمایند. اتصال مرتبط کننده‌ی ساختمان‌ها در هر تراز باید برای تحمل نیروهایی که در بند (۸-۷-۵) معرفی شده‌اند، طراحی شود. تحلیل‌هایی که برای محاسبه‌ی پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌ها انجام می‌شوند، باید اتصال و ارتباط ساختمان‌ها را نیز در بر گرفته و به صورت یکپارچه ارزیابی نمایند. در صورتی که فقط پی دو سازه مشترک، ولی خود ساختمان‌ها مطابق ضوابط بند (۸-۷-۱۰) جدا باشند، لازم نیست ساختمان‌ها را به هم بست. در طراحی اجزای مشترک پی باید پاسخ هر دو سازه ملحوظ شود.

#### ۸-۷-۹-۲ جدا کردن ساختمان‌ها

در این روش بهسازی، ساختمان‌های با اعضای مشترک باید توسط درزهای انقطاع از هم کاملاً جدا شوند. برای هر ساختمان باید سیستم باربر جانبی مستقلی در نظر گرفته شود. همچنین در هر طرف درز انقطاع مطابق بند (۸-۷-۱۰)، سیستم باربر ثقلی مستقلی باید تعبیه شود مگر این که از تکیه‌گاه‌های لغزشی برای انتقال بار ثقلی از یک ساختمان به ساختمان دیگر استفاده شود. طول این تکیه‌گاه لغزشی باید متناسب با حرکت جانبی مستقل هر ساختمان در حالتی که ساختمان‌ها در دو جهت مخالف تغییر مکان دهند در نظر گرفته شود. عضو مشترک موجود نیز یا باید کاملاً حذف شود یا به یکی از ساختمان‌ها مطابق شرایط بند (۸-۷-۵) مهار شود.

#### ۸-۷-۱۰ درزهای انقطاع

#### ۸-۷-۱۰-۱ حداقل بعد درز انقطاع

ساختمان‌ها باید به طور مناسبی از سازه‌های مجاور فاصله داشته باشند تا امکان برخورد حین زلزله وجود نداشته باشد، مگر در شرایط استثنایی که در بند (۸-۷-۱۰-۲) ذکر شده است. حداقل بعد درز انقطاع طبق ضوابط استاندارد ملی بند ۲-۱ محاسبه می‌شود.

#### ۸-۷-۱۰-۲ موارد استثنا

برای سطح عملکرد سازه‌ای ایمنی جانی یا پایین‌تر در صورتی که تراز دیافراگم‌های ساختمان مورد نظر با ساختمان مجاور یکی باشد و تفاوت ارتفاع دو ساختمان کم‌تر از ۵۰ درصد ارتفاع ساختمان کوتاه‌تر باشد، نیازی به رعایت ضوابط حداقل بعد درز انقطاع مطابق بند (۸-۷-۱۰-۱) نمی‌باشد. ساختمان‌هایی که شرایط بند (۸-۷-۱۰-۱) از لحاظ فاصله‌ی بین ساختمان‌ها برآورده نسازند، را می‌توان از طریق بهسازی، بهبود رفتار داد، به شرط این که تحلیلی که بتواند انتقال اندازه‌ی حرکت و انرژی ناشی از برخورد دو ساختمان را در نظر بگیرد انجام شود و:

- دیافراگم‌های ساختمان‌های مجاور در ترازهای یکسان قرار داشته و نشان داده شود که قادر به انتقال نیروهایی ناشی از برخورد می‌باشند؛  
یا

- نشان داده شود که ساختمان‌های مجاور پس از برخورد، حتی با حذف اعضایی که ممکن است در اثر برخورد دچار خرابی شدید شوند، قادر به تحمل کلیه بارهای ثقیلی و جانبی می‌باشند.

#### ۸-۷-۱۱ اثر مولفه‌ی قائم زلزله

اثر مولفه‌ی قائم زلزله بر پاسخ ساختمان باید برای موارد زیر در نظر گرفته شود:

۸-۷-۱۱-۱- اعضا و قطعات طره‌ای ساختمان؛

۸-۷-۱۱-۲- اعضا و قطعات پیش‌تنیده‌ی ساختمان؛

۸-۷-۱۱-۳- اعضا و قطعاتی از ساختمان که تحت بارهای ثقیلی مطابق بند (۹-۲-۸) از ۸۰ درصد ظرفیت اسمی آن‌ها استفاده شده باشد.

#### ۸-۸ روش‌های آزمایش برای ارزیابی و مطالعات بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها

##### ۸-۸-۱ کلیات

ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای و انجام مطالعات بهسازی لرزه‌ای هر ساختمان، نیازمند در اختیار داشتن اطلاعات کافی، متناسب با ملزومات هر مرحله، می‌باشد.

اطلاعات پیش‌گفته در دو گروه اصلی قرار دارند:

- اطلاعات مربوط به خصوصیات لرزه‌ای ساختمان شامل زمان تناوب و نسبت میرایی (بند ۸-۸-۲)؛

- اطلاعات مربوط به مشخصات مصالح به کار رفته در سازه‌ی ساختمان (بند ۸-۸-۳).

##### ۸-۸-۲ تعیین خصوصیات لرزه‌ای ساختمان

اگر چه با توجه به امکانات نرم‌افزاری موجود و ضوابط ارایه شده در آیین‌نامه‌ها و این دستور العمل امکان محاسبه‌ی زمان تناوب هر نوع سازه به صورت تحلیلی وجود دارد و نسبت میرایی ساختمان نیز بسته به نوع سازه، اتصالات و مصالح آن در محدوده‌ی مقدار واقعی قابل تعیین می‌باشد، لیکن در صورتی که بسته به شرایط، حساسیت و امکانات پروژه، تعیین خصوصیات لرزه‌ای واقعی ساختمان‌ها ضرورت یابد، می‌توان با استفاده از روش ثبت ارتعاشات محیطی در این خصوص اقدام نمود بدیهی است آزمایش باید با استفاده از دستگاه مورد تایید و توسط افراد خبره انجام پذیرد و اطلاعات دستگاهی توسط کارشناس ذی‌صلاح با استفاده از نرم‌افزار مربوط تحلیل و نتیجه‌گیری شود.

##### ۸-۸-۳ تهیه‌ی مشخصات مصالح به کار رفته در ساختمان

در صورتی که مدارک فنی پروژه‌ی در دست مطالعه نظیر نقشه‌های چون ساخت، دفترچه‌ی مشخصات فنی، دفترچه‌ی محاسبات، دستور کارهای اجرایی، برگه‌های تاییدیه‌ی کارخانه‌ی تامین‌کننده‌ی مصالح، برگه‌های آزمایش مصالح در حین احداث ساختمان و موارد مشابه در دسترس باشند، بخش اعظم اطلاعات مورد نیاز موجود خواهد بود. بدیهی است بسته به هدف بهسازی پروژه و نوع ساختمان و مصالح به کار رفته در آن،

کنترل و تکمیل اطلاعات مورد نیاز موجود خواهد بود. بدیهی است بسته به هدف بهسازی پروژه و نوع ساختمان و مصالح به کار رفته در آن، کنترل و تکمیل اطلاعات طبق فصول ۱۱ تا ۱۳ استاندارد بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود باید انجام پذیرد. در صورت فقدان اطلاعات، لازم است مطابق با نیازهای پروژه برنامه‌ریزی برای انجام آزمایش در هر مورد تدوین شود. توضیحات لازم در خصوص آزمایش‌های قابل انجام در ساختمان‌های بتن مسلح، فولادی و بنایی در تفسیر، ارایه شده است.

#### ۸-۳-۱-۸ آزمایش‌های غیر مخرب

آزمایش‌های غیر مخرب به کلیه‌ی روش‌های بررسی که اجازه می‌دهند ارزیابی مشخصات و یا نقص در مصالح (فولادی، بتنی و جوش) بدون نمونه‌برداری و ایجاد هر گونه اختلال در عملکرد سازه انجام پذیرد، اطلاق می‌شود. عمدتاً وسایل این نوع آزمایش‌های قابل حمل هستند.

در برنامه، با توجه به امکانات موجود برای انجام آزمایش‌های غیر مخرب، باید سعی شود در چارچوب ضوابط استاندارد در هر مورد، تعداد آزمایش‌های مخرب در حداقل ممکن منظور شود و محل‌های نمونه‌برداری از اجزای سازه از نقاطی باشند که تحت کم‌ترین تنش قرار دارند و بعد از نمونه‌برداری سریعاً ترمیم شوند. در ارتباط با آزمایش‌های غیر مخرب نیز باید توجه لازم برای انجام کار با دستگاه‌ها و تجهیزات مناسب در هر مورد، توسط افراد ذی‌صلاح که تجربه‌ی کافی در انجام صحیح آزمایش و تفسیر دقیق نتایج را دارا باشند، به عمل آید.

در ساختمان‌های بتن مسلح، به کمک آزمایش‌های غیر مخرب، ارزیابی مقاومت فشاری بتن، نواقص داخل آن و تعیین محل، قطر آرماتورها و ... صورت می‌گیرد.

به منظور ارزیابی مقاومت فشاری بتن از آزمایش‌هایی نظیر چکش اشمیت، نفوذ در بتن با کمک تفنگ مخصوص، اندازه‌گیری سرعت عبور موج مافوق صوت، کشش میله از بتن و ... استفاده می‌شود.

در شناسایی نواقص داخل بتن روش‌هایی نظیر انعکاس صوت، سرعت عبور موج مافوق صوت، ضربه‌ی مکانیکی، رادیوگرافی و ... را می‌توان به کار برد.

محل، تعداد و قطر آرماتورها نیز در صورت انجام آزمایش‌های الکترومگنتیک، رادیوگرافی و ... قابل تعیین می‌باشد.

در ساختمان‌های فولادی، به کمک آزمایش‌های غیر مخرب، عمق ترک‌ها و شیارهای مویی، ضخامت پوشش (رنگ)، عمق زنگ زدگی (خوردگی فولاد)، مقاومت گسیختگی سطحی فولاد و ... ارزیابی می‌شود. آزمایش‌های پیشنهادی برای این منظور مشابه آزمایش‌های غیر مخرب در ارزیابی کیفیت جوش‌ها می‌باشد.

در مورد کیفیت جوش‌ها یکپارچگی اساساً به وسیله‌ی بازرسی چشمی تایید می‌شود. حتی در جوشکاری اتصالاتی که آزمایش‌ها تماماً به صورت غیر مخرب تعیین شده باشد، بازرسی چشمی هنوز بخش مهمی از کنترل کیفیت عملی را تشکیل می‌دهد؛ بنابراین در آزمون‌های غیر مخرب، بازرسی چشمی جوش در درجه-ی اول اهمیت قرار دارد. در ارزیابی کیفی جوش‌ها آزمایش‌هایی نظیر رادیوگرافی با اشعه، اشعه‌ی مافوق صوت، ذرات مغناطیسی، نفوذ مایع و ... با رعایت محدودیت‌های مربوط مورد استفاده قرار می‌گیرد.

در ساختمان‌های بنایی، به کمک آزمایش‌های غیر مخرب، تغییرات در دانسیته و مدول‌های مصالح بنایی و



همچنین وجود ترک‌ها، انقطاع در آجرچینی و ... را می‌توان ارزیابی نمود.

#### ۸-۳-۲ آزمایش‌های مخرب

آزمایش‌های مخرب با نمونه‌گیری از اعضا و یا اجزای سازه و انجام آزمایش در آزمایشگاه صورت می‌پذیرد. نمونه‌برداری باید با پیش‌بینی تمهیدات لازم برای جلوگیری از هر گونه ناپایداری در سازه از نقاطی باشد که تحت کم‌ترین تنش قرار دارند و آن نقاط بلافاصله پس از نمونه‌برداری ترمیم شود. با توجه به مشکلات اجرایی، خطرات احتمالی، زمان و هزینه‌ی آزمایش‌های مخرب، سعی بر آن است که حتی المقدور با انجام آزمایش‌های غیر مخرب و با استفاده از اسناد و مدارک مربوط، تعداد آزمایش‌های مخرب به حداقل ممکن تقلیل یابد.

### ۹ روش‌های تحلیل

#### ۹-۱ محدوده‌ی کاربرد

در این بند ملاحظات عمومی تحلیل سازه‌ها به منظور طرح برای بهسازی ارایه شده است. در بند (۹-۲) 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 بند (۹-۳) چهار روش تحلیلی مورد استفاده در این استاندارد تشریح شده است. معیارهای پذیرش اجزای سازه بر حسب نوع روش تحلیل در بند (۹-۴) بیان شده است. برای ساختمان‌های بنایی به بند ۷ مراجعه شود.

#### ۹-۲ ضوابط کلی تحلیل

تحلیل سازه باید مطابق ضوابط این بخش و بند (۸-۷) انجام شود.

#### ۹-۲-۱ انتخاب روش تحلیل

هر یک از روش‌های تحلیل استاتیکی خطی، دینامیکی خطی، استاتیکی غیر خطی یا دینامیکی غیر خطی با رعایت محدودیت‌های هر یک، مطابق بند (۸-۳) انتخاب می‌شود.

#### ۹-۲-۲ مدل‌سازی

#### ۹-۲-۲-۱ فرضیات اولیه

سازه باید به صورت سه بعدی مدل‌سازی شود. در موارد ذکر شده در این بند برای تحلیل‌های غیر خطی می‌توان از مدل دو بعدی نیز استفاده نمود. در صورتی که سازه دارای دیافراگم صلب، مطاب با تعریف بند (۹-۲-۴) باشد و اثرات پیچش در سازه مطابق بند (۹-۲-۳) ملحوظ شده باشد، می‌توان از مدل‌سازی دو بعدی در تحلیل‌های غیر خطی نیز استفاده نمود. در سازه‌های با دیافراگم نرم، مدل‌سازی دو بعدی در تحلیل‌های غیر خطی می‌تواند با توجه به بند (۹-۲-۴-۲) انجام شود. هنگامی که سازه در تحلیل‌های غیر خطی دو بعدی مدل می‌شود، برای محاسبه‌ی سختی و مقاومت اجزا و اعضای سازه باید خواص سه بعدی آن‌ها مد نظر قرار گیرد. در مدل‌سازی، سختی اعضای سازه‌ای باید بر حسب نوع مصالح، مطابق بندهای ۱۱ یا ۱۲ برآورد شود.

در تحلیل‌های غیر خطی، اگر اتصالات ضعیف‌تر و یا دارای شکل‌پذیری کم‌تر از اعضای متصل‌شونده باشد و یا به نحوی تخمین زده شود که با در نظر گرفتن اتصالات در مدل، نتایج حاصل بیش از ۱۰ درصد تغییر خواهد داشت، اثر آن‌ها باید به نحو مناسب در مدل سازه منظور شود.

#### ۹-۲-۲-۲-۲ اعضای اصلی و غیر اصلی

۹-۲-۲-۲-۲-۱ اعضای اصلی باید برای نیروها و تغییر شکل‌های ناشی از زلزله در ترکیب با بار ثقلی و اعضای غیر اصلی باید برای تغییر شکل‌های ناشی از زلزله در ترکیب با آثار بار ثقلی ارزیابی شوند.

۹-۲-۲-۲-۲-۲ اعضا در تحلیل‌های خطی، فقط سختی و مقاومت اعضای اصلی منظور می‌شود. چنانچه جمع سختی جانبی اعضای غیر اصلی از ۲۵ درصد 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 ۲۵ درصد شود. چنانچه حذف برخی از اعضای غیر اصلی از مدل سبب کاهش نیرو یا تغییر شکل‌ها در اعضای اصلی سازه شود، باید آن اعضا به مدل اضافه شوند.

۹-۲-۲-۲-۲-۳ دسته‌بندی اعضای سازه به عنوان اعضای اصلی و غیر اصلی نباید به گونه‌ای انجام شود که ساختمان نامنظم به ساختمان منظم تبدیل شود.

۹-۲-۲-۲-۲-۴ در تحلیل‌های غیر خطی، سختی و مقاومت هر دو گروه اعضای اصلی و غیر اصلی و همچنین تغییرات مقاومت و سختی این اعضا در اثر کاهندگی باید در مدل‌سازی وارد شود. در تحلیل استاتیکی غیر خطی ساده شده مطابق بند (۹-۳-۳-۱) فقط اعضای اصلی مدل شده و از اثر کاهندگی صرف نظر می‌شود.

۹-۲-۲-۲-۲-۵ هر گاه جمع سختی جانبی اجزای غیر سازه‌ای بیشتر از ۱۰ درصد سختی جانبی کل در هر طبقه باشد باید اثر آن‌ها نیز در مدل سازه در نظر گرفته شود.

#### ۹-۲-۲-۳ مدل‌سازی پی

اثر سختی انتقالی و دورانی پی‌ها باید براساس توصیه‌های بند (۱۰-۴) برآورده شده و بر حسب میزان گیرداری پای ستون‌ها در مدل وارد شود. در مدل‌سازی پی باید تغییر مکان‌های احتمالی شرح داده شده در بند (۱۰-۲-۲) مورد توجه قرار گیرد.

#### ۹-۲-۲-۴ پیکربندی ساختمان

از نظر پیکربندی، ساختمان به دو دسته‌ی ساختمان منظم و نامنظم تقسیم می‌شود. ساختمان منظم، باید شرایط بند (۱-۶-۲) استاندارد ملی بند ۲-۱ را با در نظر گرفتن و بدون در نظر گرفتن اعضای غیر اصلی دارا باشد.

#### ۹-۲-۳ پیچش

چنانچه دیافراگم‌های کف مطابق بند (۹-۲-۴) از نوع نیمه صلب و یا صلب محسوب شوند، مقدار لنگر پیچشی در هر طبقه برابر با مجموع مقادیر پیچش واقعی و پیچش اتفاقی در نظر گرفته می‌شود اما در ساختمان‌های با دیافراگم نرم محاسبه‌ی پیچش لازم نیست.

### ۹-۲-۳-۱ پیچش واقعی

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

### ۹-۲-۳-۲ پیچش اتفاقی

این پیچش ناشی از خروج از مرکزیت اتفاقی جرم بوده و با در نظر گرفتن خروج از مرکزیتی برابر با ۵ درصد بعد ساختمان در جهت عمود بر راستای بار جانبی محاسبه می‌شود.

### ۹-۲-۳-۳ ملاحظات خاص پیچش

۹-۲-۳-۳-۱ اگر نسبت حداکثر تغییر مکان افقی در یکی از طبقات به تغییر مکان افقی مرکز جرم آن طبقه بزرگ‌تر از ۱٫۵ شود  $[ \eta \geq 1.5 ]$  آن سازه باید با استفاده از مدل‌سازی سه بعدی مورد بررسی قرار گیرد.

۹-۲-۳-۳-۲ اگر تحت کل لنگر پیچشی (جمع لنگر پیچشی واقعی و اتفاقی) در تمام طبقات  $\eta$  کوچک‌تر از ۱٫۱ باشد، می‌توان از اثر پیچش اتفاقی صرف‌نظر نمود.

۹-۲-۳-۳-۳ هر گاه اثر لنگی پیچشی اتفاقی کوچک‌تر از ۲۵ درصد اثر لنگر پیچشی واقعی باشد می‌توان از اثر پیچش اتفاقی صرف‌نظر نمود.

۹-۲-۳-۳-۴ آثار لنگر پیچشی واقعی و اتفاقی نباید در جهت کاستن از نیروها و یا تغییر مکان‌های طبقات به کار گرفته شود.

۹-۲-۳-۳-۵ اگر در تحلیل خطی استاتیکی یا دینامیکی در اثر کل پیچش در یکی از طبقات  $\eta$  بزرگ‌تر از

۱٫۲ باشد، نیروها و تغییر مکان‌های ناشی از پیچش اتفاقی در تمامی طبقات باید در ضریب  $A = \left[ \frac{\eta}{1.2} \right]^2 \leq 3$

ضرب شوند.

۹-۲-۳-۳-۶ در تحلیل غیر خطی استاتیکی با استفاده از مدل‌های دو بعدی، تغییر مکان‌های هدف باید در ضریب  $\eta$  ضرب شوند.

۹-۲-۳-۳-۷ در تحلیل غیر خطی دینامیکی با استفاده از مدل دو بعدی، دامنه‌ی شتاب نگاشت‌های زلزله باید در ضریب  $\eta$  ضرب شوند.

### ۹-۲-۴ دیافراگم‌ها

### ۹-۲-۴-۱ دسته‌بندی دیافراگم‌ها

دیافراگم‌ها به صورت صلب، نیمه صلب و یا نرم دسته‌بندی می‌شوند. چنانچه حداکثر تغییر شکل افقی دیافراگم بزرگ‌تر از دو برابر متوسط تغییر مکان جانبی نسبی طبقه‌ی زیر آن باشد، آن دیافراگم نرم محسوب می‌شود. در دیافراگم‌هایی که بر روی دیوارهای زیر زمین تکیه نموده‌اند، متوسط تغییر مکان جانبی نسبی طبقه‌ی بالایی مدنظر قرار می‌گیرد. در دیافراگم صلب این نسبت باید کم‌تر از نیم باشد. دیافراگمی که نه صلب و نه نرم باشد، دیافراگم نیمه صلب نامیده می‌شود. منظور از تغییر مکان نسبی طبقه، تغییر مکان جانبی سیستم‌های قائم باربر جانبی آن طبقه نسبت به طبقه‌ی زیرین می‌باشد.

برای دسته‌بندی دیافراگم‌ها، محاسبه‌ی تغییر شکل‌ها باید بر مبنای بار معادل استاتیکی مطابق رابطه‌ی (۹-۶) انجام شود. به علاوه، تغییر شکل دیافراگم باید بر مبنای توزیع نیروی افقی متناسب با توزیع جرم در طبقه و همچنین نیروهای افقی ناشی از جابه‌جا شدن سیستم قائم باربر جانبی از طبقه‌ای به طبقه‌ی دیگر، محاسبه شوند.

#### ۹-۲-۴-۲ ملاحظات خاص مدل‌سازی

در مدل‌سازی سازه‌ها با دیافراگم نیمه صلب و یا نرم باید اثر تغییر شکل دیافراگم بر حسب سختی آن در نظر گرفته شود. در سازه‌های با دیافراگم نرم در تمامی طبقات، در تحلیل‌های غیر خطی می‌توان قاب‌های موجود در سیستم قائم باربر جانبی سازه را به صورت مجزا و از طریق مدل‌سازی دو بعدی و با تخصیص جرم متناسب با سطح باربری قاب‌ها تحلیل نمود.

#### ۹-۲-۵-۱ اثرات $P - \Delta$

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

#### ۹-۲-۵-۱ اثرات $P - \Delta$ در محدوده‌ی رفتار خطی مصالح

۹-۲-۵-۱-۱ در تحلیل‌های خطی ضریب پایداری  $\left[ \theta_1 = \frac{P_i \delta_i}{V_i h_i} \right]$  باید برای هر طبقه و در هر جهت

محاسبه شده و تغییر مکان‌های 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 ۲۵ درصد بار زنده‌ی متحرک در طبقه‌ی  $i$ -ام می‌باشد؛

$\delta_i$ : تغییر مکان نسبی مرکز سختی طبقه‌ی  $i$  ام است؛

$V_i$ : برش کل طبقه‌ی  $i$  ام می‌باشد؛

$h_i$ : ارتفاع طبقه‌ی  $i$  ام می‌باشد.

چنانچه ضریب  $\theta_i$  در همه‌ی طبقات کمتر از ۰٫۱ باشد می‌توان از اثرات  $P - \Delta$  صرف‌نظر نمود. اگر  $\theta_i$  بزرگ‌تر از ۰٫۳۳ باشد، سازه ناپایدار تلقی می‌شود و باید برای کاستن از تغییر مکان جانبی در جهت کاهش اثرات  $P - \Delta$  بهسازی شود.

۹-۲-۵-۱-۲ در تحلیل‌های غیر خطی، اثرات  $P - \Delta$  در محدوده‌ی رفتار خطی مصالح باید با در نظر گرفتن سختی هندسی تمامی اعضایی که تحت اثر بارهای محوری قرار دارند، در مدل‌سازی اعمال شود.

#### ۹-۲-۵-۲ اثرات $P - \Delta$ در محدوده‌ی رفتار غیر خطی مصالح

اثرات  $P - \Delta$  در محدوده‌ی رفتار غیر خطی مصالح نیز باید با استفاده از ضرایب  $C_3$  در تحلیل‌های خطی مطابق بند (۹-۳-۱-۲) و یا در تحلیل غیر خطی استاتیکی مطابق بند (۹-۳-۳-۲) مدنظر قرار گیرد.

## ۹-۲-۶ اندرکنش خاک و سازه

در مواردی که افزایش زمان تناوب ساختمان به دلیل اندرکنش با خاک سبب تغییر شتابها و تغییر مکان-های سازه شود (مثلاً 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 ساده شده‌ای که در آن از زمان تناوب و نسبت میرایی مؤثر برای مجموعه‌ی خاک و سازه استفاده می‌شود، بهره برد؛ برای جزییات این روش می‌توان به نشریه‌ی ATC 3-06 مراجعه کرد. در این حالت نیروها و تغییر شکل‌های سازه، حاصل از تحلیل، نباید کوچک‌تر از

$$\frac{3}{4} \text{ مقادیر آن‌ها بدون در نظر گرفتن اندرکنش محسوب شوند.}$$

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، مدل‌سازی صریح میرایی می‌تواند از ضریب میرایی مؤثر سیستم سازه و پی طبق روش ساده شده استفاده کرد. نسبت میرایی مورد استفاده برای هر یک از پی‌ها نباید از نسبت میرایی ارتجاعی سازه تجاوز نماید. در روش تحلیل استاتیکی غیر خطی نسبت میرایی مؤثر سیستم سازه و پی بایستی برای محاسبه مقادیر طیفی به کار گرفته شوند. اگر از روش ساده شده برای محاسبه‌ی نسبت میرایی مؤثر استفاده شود نیروها و تغییر شکل‌های حاصل از تحلیل نباید کوچک‌تر از  $\frac{3}{4}$  مقادیر آن‌ها بدون در نظر گرفتن اندرکنش محسوب شوند.

## ۹-۲-۷ اثر هم‌زمان مؤلفه‌های زلزله

ساختمان‌ها باید برای اثر هم‌زمان مؤلفه‌های زلزله در هر دو امتداد متعامد افقی طراحی شوند. اثرات زلزله را می‌تواند در دو جهت اصلی ساختمان به صورت مجزا و غیر هم‌زمان تحلیل نمود، مگر آن که یکی از دو شرط زیر صادق باشد:

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

در صورت برقراری شرایط فوق، در تحلیل‌های خطی باید اثر زلزله در هر جهت با ۳۰ درصد اثر زلزله در امتداد عمود بر آن در نظر گرفته شود. در تحلیل‌های غیر خطی بایستی در هر امتداد ۱۰۰ درصد نیروها و تغییر مکان‌ها در جهت مورد بررسی به همراه نیروهای متناظر با ۳۰ درصد تغییر مکان ناشی از زلزله در امتداد عمود بر آن در نظر گرفته شود.

برای موارد ذکر شده در بند (۲-۷-۱۱) اثر مؤلفه‌ی قائم زلزله باید در نظر گرفته شود. در این صورت ترکیب اثر مؤلفه‌ی قائم با اثر مؤلفه‌ی افقی ضروری نمی‌باشد.

## ۹-۲-۸ 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:

$$Q_G = 1.1 [Q_D + Q_L] \quad (۹-۱)$$

$$Q_G = 0.9 Q_D \quad (2-9)$$

که در آن  $Q_D$  بار مرده و  $Q_L$  بار زنده‌ی مؤثر بر اساس استاندارد ملی بند ۲-۲ می‌باشد.

### ۹-۲-۹ بررسی اعتبار فرضیات طراحی

باید اطمینان حاصل شود که مکانیزم رفتار و موقعیت مفصل‌های خمیری فرض شده برای تحلیل مدل سازه تا حد امکان مشابه رفتار سازه‌ی واقعی هنگام زلزله‌ی سطح خطر مورد نظر باشد. از این رو توصیه می‌شود که مقاومت تمامی اعضای سازه‌ای برای تحمل تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی ناشی از زلزله در تمامی طول آن‌ها (علاوه بر دو انتها) مورد ارزیابی قرار گیرد. به علاوه باید بر مبنای یک روش مناسب تشخیص شود که اعضای اصلی و غیر اصلی سیستم، ظرفیت لازم برای انتقال بارهای ثقیلی ساختمان را پس از وقوع زلزله دارا می‌باشند.

### ۹-۲-۱۰ واژگونی

اعضای قائم سیستم باربر جانبی ساختمان در هر طبقه باید با در نظر گرفتن اثرات ناشی از لنگر واژگونی مطابق این بند طراحی شوند. اثرات واژگونی در سطح پی و خاک در بند ۱۰ مورد بحث قرار گرفته است.

### ۹-۲-۱۰-۱ روش‌های خطی

در این روش‌ها، لنگر مقاوم واژگونی در هر طبقه برابر لنگر مقاوم بارهای مرده در طبقه‌ی مورد نظر می‌باشد. در هنگام وجود برکنش در طبقه‌ی مورد نظر، لنگر مقاوم واژگونی از حاصل جمع لنگر مقاوم بارهای مرده به علاوه‌ی لنگر ناشی از ظرفیت انتقال کشش در ستون‌های کششی به دست می‌آید. مقدار ظرفیت انتقال 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.

$$M_{ST} > \frac{M_{OT}}{C_1 C_2 C_3 J} \quad (3-9)$$

که در آن  $M_{OT}$  لنگر واژگونی در طبقه‌ی مورد نظر و  $M_{ST}$  لنگر مقاوم ناشی از بارهای مرده است. ضرایب  $C_1$ ،  $C_2$  و  $C_3$  در بند (۹-۳-۱-۲) و ضریب  $J$  در بند (۹-۴-۱-۱) تعریف شده‌اند. در صورتی که برای تأمین پایداری در برابر واژگونی علاوه بر بارهای مرده، کشش در اعضای سازه نیز در نظر گرفته شود، آنگاه برای ارزیابی سازه در مقابل رابطه‌ی (۹-۴) به جای رابطه‌ی (۹-۳) مورد استفاده قرار گیرد. در این رابطه  $M_{ST}$  لنگر مقاوم حاصل از بارهای مرده به تنهایی می‌باشد.

$$0.9 M_{ST} > \frac{M_{OT}}{C_1 C_2 C_3 R_{OT}} \quad (4-9)$$

که در آن  $R_{OT}$  بر حسب سطح عملکرد مورد انتظار از ساختمان به شرح زیر تعریف شده است:

$$\begin{aligned} R_{OT} &= 10 && \text{آستانه‌ی فروریزش} \\ R_{OT} &= 8 && \text{ایمنی جانبی} \\ R_{OT} &= 4 && \text{قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه} \end{aligned}$$

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

### ۹-۲-۱۰-۲ روش‌های غیر خطی

در این روش‌ها اثرات ناشی از کم شدن یا از بین رفتن مقاومت کششی اعضای قائم 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 قائمی تحت اثر نیروی زلزله کاسته شده یا از بین برود، باید سایر اعضای سازه توانایی انتقال و تقسیم مجدد بارها و تغییر مکان‌های حاصل را دارا باشند.

### ۹-۳ روش‌های تحلیل سازه

انتخاب روش تحلیل باید با توجه به بند (۹-۲-۱) انجام گیرد.

### ۹-۳-۱ تحلیل استاتیکی خطی

برای استفاده از روش تحلیل استاتیکی باید به محدودیت‌های اشاره شده در بند (۸-۳) توجه شود. فرضیات اساسی در این روش عبارتند از:

- ۱- رفتار مصالح خطی است؛
  - ۲- بارهای ناشی از زلزله ثابت (استاتیکی) است؛
  - ۳- کل نیروی وارد بر سازه برابر با ضربی از وزن ساختمان است.
- در این روش، نیروی جانبی ناشی از زلزله به گونه‌ای انتخاب می‌شود. که برش پایه‌ی حاصل از آن برابر نیروی برش مطابق رابطه (۹-۶) شود. مقدار برش پایه در این روش چنان انتخاب شده است که حداکثر تغییر شکل سازه با آنچه که در زلزله‌ی سطح خطر مورد پیش‌بینی می‌شود مطابقت داشته باشد. چنانچه تحت اثر بار وارد شده، سازه به طور خطی رفتار کند، نیروهای به دست آمده برای اعضای سازه نیز نزدیک به مقادیر پیش‌بینی شده هنگام زلزله خواهند بود؛ ولی اگر سازه رفتار غیر خطی داشته باشد، نیروهای محاسبه شده از این طریق بیش از مقادیر حد جاری شدن مصالح خواهند شد. به همین جهت هنگام بررسی معیارهای پذیرش در بند (۹-۴-۱) نتایج حاصل از تحلیل خطی برای سازه‌هایی که هنگام زلزله رفتار غیر خطی دارند، اصلاح می‌شود.

### ۹-۳-۱-۱ تعیین زمان تناوب اصلی نوسان سازه

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

- استفاده از روش‌های تحلیلی که مبتنی بر مشخصات دینامیکی سازه می‌باشد؛
- استفاده از روش‌های تجربی ساده که مبتنی بر اندازه‌گیری‌های انجام شده در ساختمان‌های موجود می‌باشد.

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

$$T = \alpha H^{\left(\frac{3}{4}\right)} \quad (۹-۵)$$

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

$\alpha = 0.08$	قاب خمشی فولادی
$\alpha = 0.07$	قاب فولادی مهاربندی شده با محورهای غیر متقارب
$\alpha = 0.07$	قاب خمشی بتنی
$\alpha = 0.05$	سایر سیستم‌های سازه‌ای (به جز ساختمان‌های بنایی)

### ۹-۳-۱-۲ برآورد نیروها و تغییر شکل‌ها

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

$$V = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W \quad (۶-۹)$$

که در آن:

W : وزن کل ساختمان، شامل وزن مرده‌ی ساختمان و درصدی از سربار زنده مطابق بند (۸-۲) استاندارد ملی بند ۱-۲ می‌باشد؛

$S_a$  : شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی T است که بر اساس بند (۷-۶) این استاندارد تعیین می‌شود:  
 $C_1$  : ضریب تصحیح برای اعمال تغییر مکان‌های غیر ارتجاعی سیستم است که به یکی از دو روش زیر محاسبه می‌شود:

۱- با استفاده از روابط (۹-۱۵) و (۹-۱۶) با جایگزینی برش پایه‌ی نظیر حد رفتار ارتجاعی سازه به جای  $V_Y$ .

۲- با استفاده از رابطه‌ی (۹-۷) در صورتی که نسبت مقاومت R مطابق رابطه‌ی (۹-۱۶) معلوم نباشد.

$$C_1 = 1 + \frac{T_s - T}{2T_s - 0.2} \quad (۷-۹)$$

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 بر اساس بند (۲-۴-۳) استاندارد ملی بند ۱-۲ به دست می‌آید.

در هر صورت مقدار  $C_1$  نباید از ۱ کم‌تر و از ۱/۵ بیشتر انتخاب شود.

$C_2$  : اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای را بر تغییر مکان‌ها 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 غیر خطی مصالح، بر تغییر مکان‌ها بوده و از روابط (۹-۸) یا (۹-۹) محاسبه می‌شود.

$$\theta < 0.1 \rightarrow C_3 = 1.0 \quad (۸-۹)$$

$$\theta > 0.1 \rightarrow C_3 = 1 + 5 \frac{\theta - 0.1}{T} \quad (۹-۹)$$

در این رابطه،  $\theta$  بزرگ‌ترین مقدار ضریب پایداری طبقات مختلف است که با استفاده از بند (۹-۲-۵) و با



سعی و خطا تعیین می‌شود و  $C_m$  برای اعمال اثر مودهای بالاتر بوده و مطابق جدول (۹-۱) تعیین می‌شود.

جدول (۹-۱): مقادیر ضریب  $C_m$

تعداد طبقات	قاب خمشی بتنی یا فولادی	قاب فولادی مهاربندی شده با محورهای متقارب یا غیر متقارب	سازه با دیوار برشی	سایر سامانه‌های سازه‌ای
یک یا دو	۱	۱	۱	۱
سه و بیش‌تر	۰٫۹	۰٫۹	۰٫۸	۱

### ۹-۳-۱-۳ توزیع نیروی جانبی در ارتفاع

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

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V \quad (۹-۱۰)$$

که در آن  $F_i$  نیروی جانبی وارد بر طبقه‌ی  $i$  ام،  $W_i$  وزن طبقه‌ی  $i$  ام،  $h_i$  ارتفاع طبقه‌ی  $i$  ام تراز پایه طبقه تعریف استاندارد ملی بند ۲-۱ است و مقدار  $k$  برابر است با:

$$k = 0.5T + 0.75 \quad (۹-۱۱)$$

برای زمان تناوب اصلی کوچک‌تر از ۰٫۵ ثانیه  $[T \leq 0.5]$  مقدار  $k$  برابر یک و برای زمان تناوب اصلی بزرگ‌تر از ۲٫۵ ثانیه  $[T \geq 2.5]$  مقدار  $k$  برابر ۲ انتخاب می‌شود.

### ۹-۳-۱-۴ توزیع نیروی جانبی در پلان

نیروی جانبی هر طبقه که با استفاده از رابطه‌ی (۹-۱۰) برآورد می‌شود باید بر حسب توزیع وزن در آن طبقه و با در نظر گرفتن اثر پیچش اتفاقی توزیع شود.

### ۹-۳-۱-۵ دیافراگم

دیافراگم طبقات باید برای نیروی اینرسی مطابق رابطه‌ی (۹-۱۲) طراحی شوند.

$$F_{pi} = \frac{\sum_{j=i}^n F_j}{\sum_{j=i}^n W_j} W_i \quad (۹-۱۲)$$

که در آن  $F_j$  و  $W_j$  مطابق بند (۹-۳-۱-۳) تعریف می‌شوند. و  $W_i$  وزن دیافراگم مطابق تعریف استاندارد ملی بند ۲-۱ برای طبقه‌ی مورد نظر می‌باشد. در دیافراگم‌های نرم نیروی اینرسی متناسب با تغییر شکل 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 «کنترل-شونده توسط نیرو» محسوب می‌شوند. اما سایر دیافراگم‌ها مطابق بندهای ۱۱ یا ۱۲ بر حسب مورد «کنترل-شوند توسط نیرو یا تغییر شکل» محسوب می‌شوند.

### ۹-۳-۲ 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:

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

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

در این روش، مشابه روش تحلیل استاتیکی خطی، پاسخ سازه در زلزله‌ی سطح خطر مورد نظر در ضرایبی مطابق بند (۹-۳-۲-۴) ضرب می‌شود تا حداکثر تغییر شکل سازه با آنچه که در زلزله پیش‌بینی می‌شود مطابقت داشته باشد. به همین علت نیروهای داخلی در سازه‌های شکل‌پذیر که در هنگام زلزله رفتار غیر خطی خواهند داشت بزرگ‌تر از نیروهای قابل تحمل در سازه برآورد می‌شوند. به همین جهت هنگام بررسی معیارهای پذیرش در بند (۹-۴-۱) نتایج حاصل از تحلیل خطی برای سازه‌هایی که هنگام زلزله رفتار غیر خطی دارند، اصلاح می‌شود. محدودیت‌های استفاده از این روش در بند (۸-۳) این استاندارد آمده است.

### ۹-۳-۲-۱ ملاحظات خاص تحلیلی

#### ۹-۳-۲-۱-۱ روش تحلیل طیفی

تعداد مودهای ارتعاش در تحلیل طیفی باید چنان انتخاب شود که جمع درصد مشارکت جرم موثر برای هر امتداد تحریک زلزله در مودهای انتخاب شده حداقل ۹۰ درصد باشد. به علاوه در هر امتداد، حداقل باید سه مود اول نوسان و حداقل تمام مودهایی که دارای زمان تناوب بیش از ۰/۴ ثانیه هستند در نظر گرفته شوند. طیف طرح مورد استفاده در این روش باید مطابق بند (۷-۶) انتخاب شود.

نتایج حاصل از هر مود نوسان باید با روش‌های آماری شناخته شده مانند جذر مجموع مربعات (SRSS)، روش ترکیب مربعی کامل (CQC) و یا روش‌های دقیق‌تر که اندرکنش بین مودها را دقیق‌تر در نظر 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 ۳ استاندارد ملی بند ۲-۱) باید صرفاً با روش‌هایی که اندرکنش مودهای ارتعاشی را در نظر می‌گیرد، انجام شود.

اثر زلزله در امتداد عمود بر امتداد مورد نظر در صورت لزوم باید مطابق بند (۹-۲-۷) در نظر گرفته شود.

#### ۹-۳-۲-۱-۲ 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 بند (۷-۶) محاسبه شود.

چنانچه کم‌تر از هفت شتاب‌نگاشت برای تحلیل انتخاب شود باید بیشینه‌ی اثر آن‌ها برای کنترل تغییر شکل‌ها و نیروهای داخلی منظور شود، چنانچه از هفت شتاب‌نگاشت یا بیشتر استفاده شود می‌توان مقدار متوسط اثر آن‌ها را برای کنترل تغییر شکل‌ها و نیروهای داخلی در نظر گرفت. اثر هم‌زمان مولفه‌های زلزله در صورت لزوم نیز باید مطابق با بند (۹-۲-۷) منظور شود. مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها باید براساس استاندارد ملی بند ۲-۱ انجام شود.

#### ۹-۳-۲-۲ توزیع نیروی جانبی در ارتفاع و پلان

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

#### ۹-۳-۲-۳ دیافراگم‌ها

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

چنانچه دیافراگم‌ها در مدل سازه وارد شده باشند نیروهای ناشی از تغییر موقعیت یا سختی سیستم باربر جانبی مستقیماً از تحلیل دینامیکی برآورد می‌شوند، در غیر این صورت لازم است نیروهای مذکور با استفاده از تحلیل دینامیکی، نباید کم‌تر از ۸۵ درصد نیروی اینرسی براساس روش تحلیل استاتیکی مطابق رابطه (۹-۱۲) منظور شود.

#### ۹-۳-۲-۴ برآورد نیروها و تغییر مکان‌ها

مقادیر نیروها و تغییر مکان‌های حاصل از تحلیل دینامیکی خطی باید در ضرایب  $C_1$ ،  $C_2$  و  $C_3$  مطابق تعریف بند (۹-۳-۱) ضرب شوند.

#### ۹-۳-۳ تحلیل استاتیکی غیر خطی

در این روش، بار جانبی ناشی از زلزله، استاتیکی و به تدریج به صورت فزاینده به سازه اعمال می‌شود تا آنجا که تغییر مکان در نقطه‌ی خاص (نقطه‌ی کنترل) تحت اثر بار جانبی، به مقدار مشخصی (تغییر مکان هدف) مطابق رابطه‌ی (۹-۱۴) برسد و یا سازه فرو ریزد. تغییر شکل‌ها و نیروهای داخلی از تحلیل استاتیکی غیر خطی باید با معیارهای پذیرش مطابق بند (۹-۴-۲) مورد بررسی قرار گیرد.

#### ۹-۳-۳-۱ ملاحظات خاص مدل‌سازی و تحلیل

##### ۹-۳-۳-۱-۱ کلیات

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

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

۲- در روش ساده شده، فقط اعضای اصلی مدل می‌شوند. رفتار غیرخطی اعضای اصلی توسط مدل دوخطی شبیه‌سازی می‌شود و از اثرات کاهندگی صرف نظر می‌شود. هنگام استفاده از این روش، معیار پذیرش مطابق

بند (۹-۴-۲) در نظر گرفته 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.

#### ۹-۳-۳-۱-۲ نقطه‌ی کنترل

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

#### ۹-۳-۳-۱-۳ توزیع بار جانبی

توزیع بار جانبی بر مدل سازه باید تا حد امکان شبیه به آنچه که هنگام زلزله رخ خواهد داد، باشد و حالت-های بحرانی تغییر شکل 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.

#### ۱- 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.

۱-۱ توزیع متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی مطابق رابطه (۹-۱۰)، از این توزیع هنگامی می‌توان استفاده نمود که حداقل ۷۵ درصد جرم سازه در مود ارتعاشی اول در جهت مورد نظر مشارکت کند. در صورت انتخاب این توزیع، توزیع نوع دوم باید از نوع یکنواخت انتخاب شود.

۱-۲ توزیع مناسب با شکل مود اول ارتعاش در جهت مورد نظر، از این توزیع زمانی می‌توان استفاده نمود که حداقل ۷۵ درصد جرم سازه در این مود مشارکت کند.

۱-۳ 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 ۹۰ درصد جرم سازه در تحیل مشارکت کند.

#### ۲- توزیع نوع دوم

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

۲-۱ توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می‌شود.

۲-۲ توزیع متغیر که در آن توزیع بار جانبی برحسب وضعیت رفتار غیرخطی مدل سازه در هر گام افزایش بار با استفاده از یک روش معتبر تغییر داده می‌شود.

بار جانبی که به ترتیب فوق انتخاب می‌شود باید جداگانه در دو جهت مثبت و منفی به سازه وارد شود و رابطه‌ی بین برش پایه و تغییر مکان نقطه‌ی کنترل باید برای هر گام افزایش نیروهای جانبی تا رسیدن به تغییر مکانی حداقل ۱/۵ برابر تغییر مکان هدف ثبت شود. در تحلیل غیرخطی بارهای ثقلی اعضا مطابق بند (۹-۲-۸) در ترکیب با بار جانبی باید منظور شود.

#### ۹-۳-۳-۱-۴ مدل رفتار دو خطی نیرو- تغییر مکان سازه

رفتار غیرخطی سازه که ارتباط بین برش پایه و تغییر مکان نقطه‌ی کنترل را مطابق شکل (۹-۱) مشخص می‌نماید به منظور محاسبه‌ی سختی جانبی مؤثر ( $K_e$ ) و برش تسلیم مؤثر ( $V_y$ ) 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 براب سطح زیر منحنی رفتار غیرخطی باشد و همچنین طول پاره‌خط AD برابر  $0.6AB$  باشد. در آن صورت نیروی مربوط به نقطه‌ی B، برش تسلیم مؤثر ( $V_y$ ) بوده و برای برش پایه-ی  $0.6V_y$  در منحنی رفتار غیرخطی، مدول سکانت بیان‌گر سختی مؤثر ( $K_e$ ) می‌شود. در مدل ساده شده 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.

#### ۹-۳-۳-۱-۵ محاسبه‌ی زمان تناوب اصلی مؤثر

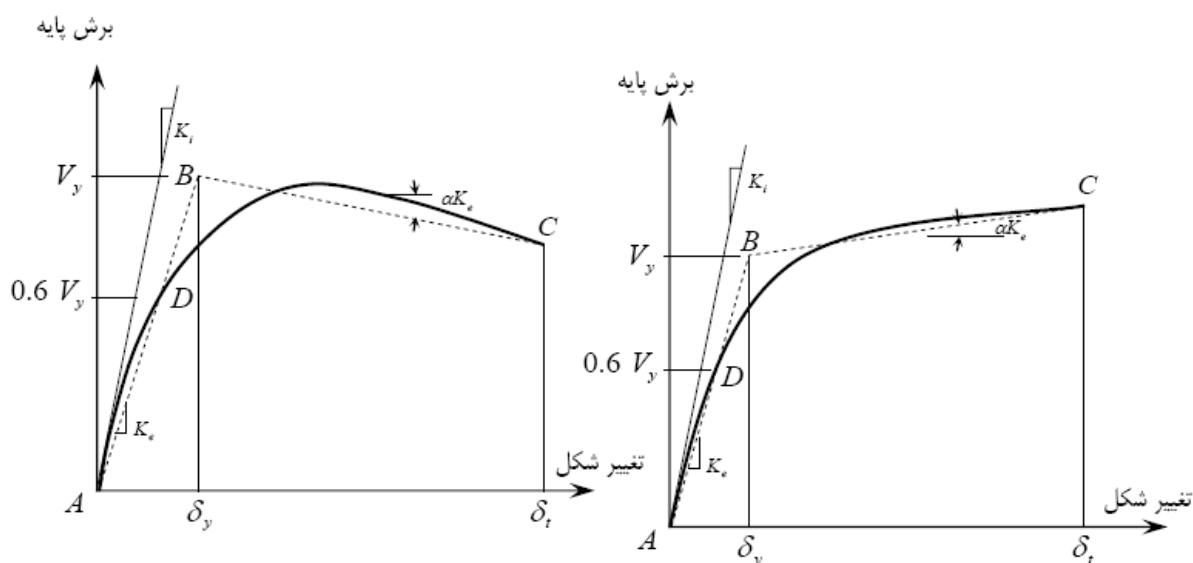
زمان تناوب اصلی مؤثر  $T_e$  در امتداد مورد بررسی براساس مدل رفتار دوخطی برابر است با:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (۹-۱۳)$$

که در آن  $T_i$  زمان تناوب اصلی ساختمان با فرض رفتار خطی است و  $K_i$  سختی جانبی ارتجاعی مطابق شکل (۹-۱) می‌باشد.

#### ۹-۳-۳-۲ برآورد نیروها و تغییر شکل‌ها

تغییر مکان هدف برحسب نوع دیافراگم مطابق بندهای (۹-۳-۳-۱-۲) تا (۹-۳-۳-۱-۳) تعیین می‌شود. در سازه‌هایی که دارای دیافراگم صلب یا نیمه صلب هستند تغییر مکان هدف باید به دلیل پیچش مطابق بند (۹-۳-۲) اصلاح شود. دیافراگم طبقات باید برای نیرویی برابر یکی از دو مقدار بندهای (۹-۳-۱-۵) و (۹-۳-۲-۳) طراحی شود. اثر زلزله در امتداد عمود بر امتداد مورد نظر در صورت لزوم باید مطابق بند (۹-۳-۲-۷) در نظر گرفته شود.



شکل (۹-۱): منحنی ساده شده‌ی نیرو- تغییر مکان

### ۹-۳-۳-۱-۲-۳-۳-۱ ساختمان با دیافراگم صلب

تغییر مکان هدف برای سازه با دیافراگم‌های صلب باید با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه برآورد شود. به عنوان یک روش تقریبی می‌توان مقدار تغییر مکان هدف را از رابطه (۹-۱۴) محاسبه نمود.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (۹-۱۴)$$

که در آن  $T_e$  زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان مطابق رابطه‌ی (۹-۱۳) برای امتداد مورد نظر است.  $C_0$  ضریب اصلاح برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزادی است که برابر یکی از مقادیر زیر انتخاب می‌شود:

- ضریب مشارکت مود اول

- مقادیر تقریبی مطابق جدول (۹-۲)

جدول (۹-۲) - مقدار ضریب  $C_0$

تعداد طبقات ساختمان	ساختمان‌های برشی*		سایر ساختمان‌ها
	توزیع نوع اول مطابق بند (۹-۳-۱-۳)	توزیع بار یکنواخت	
۱	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۰
۲	۱٫۲	۱٫۱۵	۱٫۲
۳	۱٫۲	۱٫۲	۱٫۳
۵	۱٫۳	۱٫۲	۱٫۴
۱۰ و بیشتر	۱٫۳	۱٫۲	۱٫۵

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

ضریب  $C_1$  از رابطه (۹-۱۵) محاسبه می‌شود.

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

$$T_e < T_s \rightarrow C_1 = \frac{1.0 + [R - 1] \frac{T_s}{T_e}}{R} \quad (15-9)$$

در هر صورت مقدار  $C_1$  نباید کوچکتر از ۱ و بزرگتر از مقدار آن بر اساس بند (۹-۳-۱-۲) اختیار شود. در این رابطه  $R$ ، نسبت مقاومت است که از رابطه‌ی (۹-۱۶) محاسبه می‌شود.

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (16-9)$$

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 (۹-۱) یا از تحلیل دینامیکی به دست آید.

ضریب  $C_2$  اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای را بر تغییر مکان‌ها به دلیل رفتار غیرارتجاعی آن‌ها منظور می‌کند و مقدار آن با استفاده از جدول (۹-۳) تعیین می‌شود.

جدول (۹-۳) - مقادیر ضریب  $C_2$

$T \geq T_s$		$T \leq 0.1$		سطح عملکرد مورد نظر
قاب نوع دو	قاب نوع یک	قاب نوع دو	قاب نوع یک	
۱٫۰	۱٫۰	۱٫۰	۱٫۰	قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه
۱٫۰	۱٫۱	۱٫۰	۱٫۳	ایمنی جانی
۱٫۰	۱٫۲	۱٫۰	۱٫۵	آستانه‌ی فروریزش

در این جدول قاب‌های نوع یک شامل سامانه‌های سازه‌ای هستند که در آن‌ها بیش از ۳۰ درصد بار جانبی توسط اعضای حمل می‌شود که هنگام زلزله کاهش سختی و مقاومت دارند. قاب‌های خمشی معمولی، قاب-های مهاربندی شده با محورهای متقارب، قاب‌های با اتصالات نیمه صلب، قاب‌های با مهار بندهای لاغر که فقط برای کشش طراحی شده‌اند، دیوارهای بنایی غیر مسلح و دیوارهای غیرشکل‌پذیر در برش از این نوع می‌باشند. سایر سیستم‌های سازه‌ای از نوع دو محسوب می‌شوند. برای مقادیر  $T$  بین ۰٫۱ 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 ۱ و برای سازه‌هایی که پس از تسلیم دارای سختی منفی هستند ( $\alpha < 0$ ) از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود.

$$C_3 = 1/0 + \frac{|\alpha| [R - 1]^{1/0}}{T_e}$$

مقدار  $C_3$  لزومی ندارد بزرگتر از مقادیر داده شده در بند (۹-۳-۱-۲) در نظر گرفته شود.

### ۹-۳-۳-۲-۲ ساختمان با دیافراگم نیمه صلب

برای سازه‌هایی که دارای دیافراگم نیمه صلب هستند، تغییر مکان هدف باید با در نظر گرفتن سختی دیافراگم محاسبه شود. برای این منظور باید تغییر مکان نقاط مختلف بام با استفاده از تحلیل دینامیکی مدل سه بعدی سازه که در آن سختی دیافراگم نیز منظور شده تعیین شود. سپس تغییر مکان هدف مطابق بند





## ۹-۴-۱ روش‌های خطی

### ۹-۴-۱-۱ برآورد نیروها و تغییر شکل‌های طراحی

#### ۹-۴-۱-۱-۱ کنترل‌شونده توسط تغییر شکل

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

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \quad (۹-۱۷)$$

که در آن  $Q_G$  تلاش‌های ناشی از بارهای ثقلی تعریف شده در بند (۹-۲-۸)،  $Q_E$  تلاش‌های ناشی از نیروی زلزله که براساس بندهای (۹-۳-۱) یا (۹-۳-۲) محاسبه می‌شوند و  $Q_{UD}$  ترکیب تلاش‌های ناشی از بارهای ثقلی و زلزله می‌باشد.

#### ۹-۴-۱-۲ 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:

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

۲- حداکثر تلاشی که با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه می‌تواند در عضو ایجاد شود.

۳- تلاش‌های حاصل از ترکیب تلاش‌های  $Q_G$  و  $Q_E$  مطابق رابطه (۹-۱۸)

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3 J} \quad (۹-۱۸)$$

در رابطه (۹-۱۸)،  $J$  ضریب کاهش بار است و برابر کوچک‌ترین مقدار DCR اعضایی که بار را به عضو مورد نظر منتقل می‌کنند، اختیار می‌شود. به عنوان یک روش دیگر می‌توان مقدار  $J$  را برابر  $۲/۰$  در مناطق زلزله-خیز با خطر نسبی بسیار زیاد و زیاد،  $۱/۵$  در مناطق با خطر نسبی متوسط و  $۱/۰$  در مناطق با خطر نسبی کم اختیار نمود. در صورتی که اعضایی که بار را به عضو مورد نظر منتقل می‌کنند ارتجاعی خطی باقی بمانند،  $J$  برابر  $۱/۰$  انتخاب شده و همچنین برای سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه نیز  $J$  برابر  $۱/۰$  می‌باشد.

### ۹-۴-۱-۲ معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی

#### ۹-۴-۱-۲-۱ کنترل‌شونده توسط تغییر شکل

تلاش‌ها در اعضای اصلی و غیراصلی که کنترل‌شونده توسط تغییر شکل هستند باید رابطه (۹-۱۹) را ارضا نمایند:

$$mkQ_{CE} \geq Q_{UD} \quad (۹-۱۹)$$

در این رابطه،  $m$  ضریب اصلاح بر مبنای رفتار غیرخطی عضو می‌باشد که به تفصیل در بندهای ۱۰ تا ۱۲ تشریح شده است و  $k$  ضریب آگاهی از جزئیات و مشخصات سازه بر اساس بند (۸-۲-۵-۴) این استاندارد و  $Q_{CE}$  ظرفیت مورد انتظار عضو با در نظر گرفتن کلیه تلاش‌هایی که هم‌زمان بر عضو وارد می‌شوند. جزئیات محاسبه‌ی آن در بندهای ۱۱ و ۱۲ آمده است.

#### ۹-۴-۱-۲-۲ کنترل شونده توسط نیرو

تلاش‌ها در اعضای اصلی و غیر اصلی که کنترل شونده توسط نیرو هستند، باید رابطه (۹-۲۰) را برآورده نمایند.

$$kQ_{CL} \geq Q_{UF} \quad (۹-۲۰)$$

که در آن  $Q_{CL}$  کرانه‌ی پایین مقاومت عضو با در نظر گرفتن کلیه‌ی تلاش‌هایی که هم‌زمان به هر عضو وارد می‌شوند. جزئیات محاسبه‌ی آن در بندهای ۱۱ و ۱۲ ارایه شده است.

#### ۹-۴-۲ روش‌های غیرخطی

##### ۹-۴-۲-۱ برآورد نیروها و تغییر شکل‌های طراحی

در روش‌های خطی نیروها و تغییر مکان‌های حداکثر در هر عضو با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه و با توجه به بندهای (۹-۳-۳) و (۹-۳-۴) محاسبه می‌شوند.

##### ۹-۴-۲-۲ معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی

##### ۹-۴-۲-۲-۱ کنترل شونده توسط تغییر شکل

در اعضای اصلی و غیر اصلی که کنترل شونده توسط تغییر شکل هستند نباید تغییر شکل‌های حاصل از تحلیل غیرخطی بیش از ظرفیت آن‌ها باشد. برای این منظور ظرفیت تغییر شکل اعضا باید با در نظر گرفتن کلیه‌ی تلاش‌هایی که هم‌زمان بر عضو وارد می‌شود، براساس بندهای ۱۱ و ۱۲ برآورد شود. در این حالت برش پایه‌ی نظیر تغییر مکان هدف ( $V_f$ ) نباید کم‌تر از ۸۰ درصد برش تسلیم مؤثر سازه ( $V_y$ ) مطابق تعریف بند (۹-۳-۳-۱-۴) باشد. تلاش‌های اعضای اصلی و غیر اصلی بر حسب سطح عملکرد مورد نظر برای ساختمان، باید توسط معیار پذیرش اعضای غیر اصلی کنترل شوند. به عبارت دیگر معیار پذیرش برای اصلی و غیر اصلی یکسان است. اما در صورتی که از روش ساده شده‌ی استاتیکی غیرخطی استفاده شده باشد به دلیل ساده‌سازی در تحلیل، معیار پذیرش برای اعضای اصلی سازه محدودتر می‌باشد به همین جهت تلاش‌های این اعضا بر حسب سطح عملکرد مورد نظر برای ساختمان، باید توسط معیار پذیرش اعضای کنترل شوند و بر اعضای غیر اصلی بر حسب سطح عملکرد مورد نظر برای ساختمان، تلاش‌ها باید توسط معیار پذیرش اعضای غیر اصلی کنترل شوند. در روابط کنترلی این اعضا بایستی ضریب آگاهی بر طبق جدول (۸-۳) به تغییر شکل‌های حاصل اعمال شوند.

##### ۹-۴-۲-۲-۲ تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو

در اعضای اصلی و غیر اصلی کنترل شونده توسط نیرو باید نیروهای طراحی کوچک‌تر از کرانه‌ی پایین مقاومت اعضا با در نظر گرفتن کلیه‌ی تلاش‌هایی که هم‌زمان بر عضو وارد می‌شوند باشد. در روابط کنترلی این اعضا بایستی ضریب آگاهی بر طبق جدول (۸-۳) به کرانه‌ی پایین مقاومت اعمال شود.

## ۱۰ بهسازی در تراز پی ساختمان

### ۱-۱۰ محدوده‌ی کاربرد

در این بخش، مسائل مرتبط با رفتار خاک و سازه‌ی پی‌ها و کلیات پی سازه‌ها با توجه به نوع پی، شرایط ژئوتکنیکی و مخاطرات ساختمانی بررسی و ارائه می‌شوند. جزئیات مربوط به بهسازی اجزای سازه‌ای پی‌ها در بندهای ۱۱، ۱۲ و ۱۳ مطرح خواهند شد.

بند (۲-۱۰) رهنمودهای لازم برای تعیین خصوصیات خاک در ساختگاه و شناسایی مخاطرات ساختمانی ناشی از ناپایداری نظیر گسلش، روانگرایی، فرونشست، زمین‌لغزش و سنگ‌ریزش را بیان می‌دارد. ظرفیت باربری خاک و سختی آن، نحوه‌ی محاسبه‌ی منحنی نیرو- تغییر شکل پی و همچنین پارامترهای مورد نیاز برای تحلیل اندر کنش خاک و سازه‌ی مورد نظر در بند (۴-۱۰)، دیوارهای حایل در بند (۵-۱۰) و در نهایت، بهسازی پی در بند (۶-۱۰) مورد اشاره قرار گرفته است.

### ۱-۲-۱۰ ویژگی‌های ساختمانی

تعیین ویژگی‌های ساختمانی شامل جمع‌آوری اطلاعات مربوط به پی به نحوی که در بند (۱-۲-۱۰) تشریح شده و گردآوری اطلاعات مربوط به مخاطرات ساختمانی طبق بند (۲-۲-۱۰) می‌باشد.

### ۱-۲-۱۰ اطلاعات پی

اطلاعات پی ساختمان شامل شرایط هندسی، سازه‌ای، ژئوتکنیکی و بارگذاری پی بوده و براساس موارد مذکور در بندهای (۱-۱-۲-۱۰) تا (۴-۱-۲-۱۰) به دست می‌آید.

### ۱-۲-۱۰-۱ شرایط پی

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

### ۱-۲-۱۰-۲ شرایط سازه‌ای پی

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

### ۱-۲-۱۰-۳ شرایط ژئوتکنیکی

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

### ۱-۲-۱۰-۱ کلیات

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

- ظرفیت باربری نهایی و مجاز خاک بر حسب نوع پی (سطحی یا عمیق)؛
- ضرایب تغییر شکل براساس جنس و رفتار خاک‌ها در تغییر شکل الاستیک و نیز تغییر شکل‌های تحکیمی

و تابع زمان؛

- مطالعات مربوط به فشار جانبی بر روی دیوارهای نگهبان.

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

#### ۱۰-۲-۱-۳-۲ سطح اطلاعات حداقل

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

#### ۱۰-۲-۱-۳-۳ سطح اطلاعات متعارف

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

- در صورت وجود مدارک فنی معتبر که حاوی نتایج بررسی ساختگاهی در حد متعارف باشد نیاز به انجام آزمایش اضافی نیست و می‌توان از مقادیر داده شده در گزارش ژئوتکنیک استفاده نمود؛

- اگر مدارک فنی موجود نباشد و یا نقص، کاستی و عدم سازگاری در گزارش موجود مشاهده شود، حفاری حداقل یک گمانه تا عمق نفوذ تنش بارگذاری لازم بوده و انجام آزمایش‌های متداول ژئوتکنیکی در این گمانه برحسب نوع خاک موجود لازم می‌باشد.

#### ۱۰-۲-۱-۳-۴ سطح اطلاعات جامع

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

- در صورت وجود گزارش ژئوتکنیکی که حاوی نتایج بررسی ساختگاهی در حد 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 قائم به طور جامع نشان دهد لازم می‌باشد.

#### ۱۰-۲-۱-۴ 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 وارد شده ضروری است.

#### ۱۰-۲-۲ مخاطرات ساختگاهی ناشی از ناپایداری

در این بند، مخاطرات ساختگاهی شامل گسلش، روانگرایی، فرونشست، زمین لغزش و سنگریزش در بندهای (۱۰-۲-۲-۱) تا (۱۰-۲-۲-۴) بررسی شده است. انجام مطالعات گفته شده در این بند برای

مخاطرات ساختمانی مستقل از سطح اطلاعات مورد نظر لازم است. اگر حرکات زمین منجر به عملکرد غیر قابل قبول برای ساختمان در سطح عملکرد انتخابی شود، باید روش-های کاهش خطرات که در بند (۱۰-۳) به آن پرداخته شده، اتخاذ شود.

#### ۱۰-۲-۲-۱ گسلش

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

- ۱- درجه‌ی فعالیت گسل براساس سن آخرین حرکت گسل؛
- ۲- نوع گسل به صورت امتداد لغز، عادی، معکوس یا تراست فشاری؛
- ۳- جهت حرکت گسل در ارتباط با هندسه و موقعیت ساختمان؛
- ۴- اندازه‌ی جابه‌جایی‌های قائم و افقی بر مبنای سطح خطر انتخابی برای زلزله؛
- ۵- طول و عرض منطقه‌ی خردشده‌ی گسلی.

#### ۱۰-۲-۲-۲ روانگرایی

در هنگام وقوع زمین لرزه در زمین‌های حاوی خاک‌های ماسه‌ای کم تراکم و اشباع، فشار آب حفره‌ای می‌تواند به حدی 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 ساختمانی، ابتدا باید معلوم شود که آیا اساساً وقوع این پدیده در آن ساختمانی 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 (۱۰-۱) راهنمایی کلی در این زمینه ارائه شده است.

جدول (۱۰-۱): احتمال وقوع روانگرایی در واحدهای مختلف زمین ریخت‌شناسی

درجه	واحدهای زمین ریخت‌شناسی	پتانسیل روانگرایی
A	بسترهای فعلی و قدیمی رودخانه‌ای-باتلاق-زمین‌های پست بین تپه‌های ماسه‌ای و کنار بندهای طبیعی- محل‌های احیاشده- دشت‌های سیلاب	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 غیرمحتمل است.

معیارهای زیر می‌تواند برای ارزیابی به کار رود:

۱- اگر سطح آب زیرزمینی در عمق بیش از ۱۰ 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؛

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

۳- لایه‌های خاک غیرچسبیده (از نوع ماسه و لای) با تعداد ضربات نفوذ استاندارد اصلاح شده  $(N_1)_p$  مساوی یا بیش‌تر از ۳۰ در اعماق زیر سطح آب زیرزمینی و لایه‌های خاک با بیش از ۲۰ درصد رس فاقد خطر روان‌گرایی هستند.

منظور از  $(N_1)_p$ ، تعداد ضربات نفوذ استاندارد اصلاح شده برای ۶۰ درصد انتقال انرژی و فشار روباره‌ی ۱۰۰ KPa 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  $(N_1)_p$  تبدیل شود.

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

#### ۱۰-۲-۲-۳ فرونشست

ممکن است زلزله موجب نشست در نواحی محدود یا وسیعی از سطح زمین شود. این نشست می‌تواند در اثر روانگرایی در خاک‌های دانه‌ای سست اشباع و یا تراکم در خاک‌های دانه‌ای سست و 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 قابل توجهی 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. تغییر مکان قابل قبول ناشی از فرونشست، متناسب با سطح عملکرد سازه و نیز قابلیت و توانایی سازه جهت پذیرش تغییر مکان‌های یکسان یا نامساوی تعیین می‌شود.

#### ۱۰-۲-۲-۴ 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 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.

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

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

- عدم وجود سازندهای با پتانسیل لغزش و سنگ‌ریزش.

اگر در نتیجه‌ی بررسی‌ها تشخیص داده شود که خاک مستعد روانگرایی نبوده و به صورت دیگری نیز

مقاومت برشی خود را از دست نمی‌دهد، استفاده از روش شبه استاتیکی جهت ارزیابی پایداری شیب محل مجاز است. در غیر این صورت جهت ارزیابی پایداری شیب باید از تحلیل دینامیکی با در نظر گرفتن مدل رفتاری مناسب جهت لحاظ نمودن 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 بند ۲-۱) و یا نصف حداکثر شتاب زمین (در صورت استفاده از مطالعات ساختگاهی) برای سطح خطر مورد نظر در زمین ساختگاه مورد مطالعه استفاده کرد. اگر ضریب ایمنی حاصل از تحلیل شبه استاتیکی بزرگ‌تر یا مساوی یک باشد، می‌توان چنین قضاوت نمود که شیب مورد مطالعه پایدار بوده و نیازی به آنالیز پایداری دقیق‌تر ندارد. البته در صورت عدم وجود اطلاعات کافی درباره مشخصات ژئوتکنیکی زمین یا کاربرد ضریب شتاب افقی و یا ضریب اهمیت سازه، ممکن است با نظر کارشناس مربوط یک ضریب بزرگ-تر از یک به عنوان معیار پایداری مورد استفاده قرار گیرد.

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

#### ۱۰-۳ کاهش مخاطرات ساختگاهی

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

#### ۱۰-۴ مقاومت و سختی پی

هر گاه لازم باشد اندرکنش سازه و خاک در مطالعات بهسازی ساختمان موجود با مدل‌سازی پی ساختمان در نظر گرفته شود، تعیین مقاومت و سختی پی لازم خواهد بود. مقاومت و سختی پی بایستی طبق ضوابط داده شده در این بند تعیین شود. باید توجه داشت که وجود مخاطرات ساختگاهی مذکور در بند (۱۰-۲-۲) مساله‌ای است که باید قبل از پرداختن به مقاومت و سختی پی بررسی شده و ساختگاه ایمن شده باشد.

#### ۱۰-۴-۱ طرفیت باربری پی‌ها

طرفیت باربری پی را می‌توان توسط یکی از دو روش تجویزی یا ساختگاهی آن گونه که در بندهای (۱۰-۴-۱) و (۱-۱) و (۱۰-۴-۱-۲) توصیف شده محاسبه کرد. محاسبات طرفیت باربری بر مبنای اطلاعات گردآوری شده طبق بند (۱۰-۲-۱) انجام می‌گیرد.

#### ۱۰-۴-۱-۱ طرفیت باربری تجویزی

در صورتی که مدارک فنی ساختمان یا گزارش مطالعات ژئوتکنیک انجام شده برای محل مورد نظر در دسترس بوده و حاوی اطلاعاتی در مورد پارامترهای طراحی پی‌ها باشند، محاسبه‌ی طرفیت تجویزی توسط روش‌های زیر مجاز دانسته می‌شود:

- پی سطحی: ظرفیت باربری تجویزی پی سطحی،  $q_c$ ، می‌تواند از رابطه (۱-۱۰) محاسبه شود:

$$q_c = 3q_{allow} \quad (1-10)$$

که در آن:

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

- پی عمیق: ظرفیت باربری تجویزی پی عمیق،  $Q_c$ ، برای هر شمع یا پایه از معادله‌ی (۲-۱۰) محاسبه می‌شود.

$$Q_c = 3Q_{allow} \quad (2-10)$$

که در آن:

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

#### ۱۰-۴-۲ ظرفیت باربری ساختگاهی

در مورد ساختمان‌هایی که در آن‌ها روش‌های ذکر شده در بند (۱-۱-۴-۱۰) قابل اعمال نباشد، باید مطالعات ژئوتکنیکی زیر سطحی انجام پذیرد تا ظرفیت باربری نهایی پی براساس مشخصات دقیق ساختگاه ساختمان محاسبه شود. در هر صورت، استفاده از ظرفیت باربری ساختگاهی نسبت به ظرفیت باربری تجویزی ارجح است.

#### ۱۰-۴-۲ منحنی نیرو- تغییر مکان پی

برای مدل‌سازی پی‌های ساختمان و تحلیل سازه با احتساب انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه لازم است منحنی نیرو- تغییر مکان پی تعیین شود. به طور کلی، در اغلب حالات می‌توان در ابتدای مدل‌سازی و تحلیل از وجود پی-ها در مدل صرف‌نظر نمود و سیستم‌های قائم باربر جانبی را با تکیه بر بستر صلبی فرض کرد. البته این فرض همیشه مجاز نیست و محدودیت آن در بند (۱-۳-۴-۱۰) گفته خواهد شد.

سیستم با تکیه بر بستر صلب باید تحت نیروهای جانبی زلزله به یکی از روش‌های چهارگانه‌ی ذکر شده در بند ۳ مورد تحلیل قرار گرفته و نیروها و تغییر شکل‌های داخلی آن به دست آید. نیروها و تغییر شکل‌های اعضای سازه با ظرفیت آن‌ها طبق ضوابط بندهای ۱۱ و ۱۲ و نیروهای عکس‌العمل تکیه‌گاهی با ظرفیت باربری پی طبق بند (۳-۴-۱۰) در این بند باید ارزیابی شوند. ارزیابی سازه‌ی پی نیز طبق معیارهایی که در سلسله ضوابط ارزیابی سازه‌ی پی‌های بتنی، بند (۵-۵-۱۲)، یا شمع‌های فولادی، بند (۱۰-۱۱)، ارایه شده است، باید انجام شود. در این صورت اگر نیروهای وارد بر پی از ظرفیت باربری آن بیشتر باشد به یکی از دو طریق زیر می‌توان عمل نمود:

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

۲- اصلاح مدل تحلیلی و منظور نمودن اثر انعطاف‌پذیری پی: در محل پی از فنرها یا مجموعه‌ای از فنرها و میراگرهای مناسبی استفاده شده و تحلیل سازه مجدداً انجام می‌گیرد تا توزیع نیروها در سازه و روی پی به شکل دقیق‌تری به دست آید. در این صورت فقط اعضای سازه (نه پی‌ها) مورد ارزیابی قرار داده می‌شوند. اگر

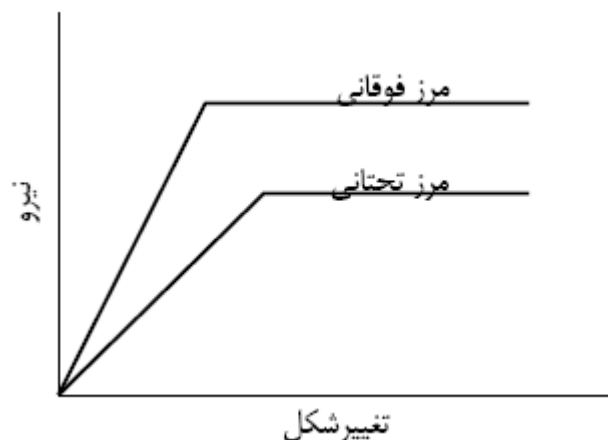


نیروها و تغییر شکل‌های اعضا قابل قبول بودند ظرفیت باربری پی نیز کافی تلقی می‌شود. سپس باید پی طبق ضوابط بندهای (۱۱-۱۰) یا (۱۲-۵-۵) مورد ارزیابی قرار داده شده و در صورت نیاز بهسازی شود. همچنین، ممکن است از همان ابتدا سازه با تکیه بر بستر انعطاف‌پذیر به شکل گفته شده در بالا مدل‌سازی، تحلیل و ارزیابی شود.

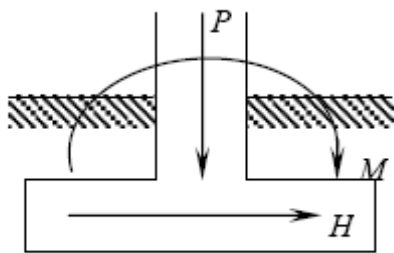
به جای مدل‌سازی صریح میراگرها در محل پی، می‌توان از وجود آن‌ها صرف نظر نموده و در تحلیل سازه از طیف طرح متناسب با یک سطح میرایی افزایش یافته استفاده نمود. برای تعیین سطح میرایی طراحی می‌توان از کلیات ذکر شده در بند (۹-۲-۶) استفاده کرد. طرز محاسبه‌ی منحنی نیرو- تغییر مکان برای پی‌های سطحی در بند (۱۰-۴-۲)، برای شمع‌ها در بند (۱۰-۴-۲-۱) و برای پی‌های چاهی در بند (۱۰-۴-۲-۲) ذکر شده است. در مدل‌سازی سایر انواع پی‌ها، مشخصات نیرو- تغییر شکل پی باید توسط یک روش تایید شده محاسبه شود.

مدل‌سازی رفتار غیر خطی خاک با در نظر گرفتن یک رفتار الاستوپلاستیک معادل در تحلیل صورت پذیرد (شکل (۱۰-۱)) و برای ملحوظ داشتن اثر عدم اطمینان در تعیین مقدار پارامترهای معرف رفتار خاک در تحلیل و همچنین تغییر مقادیر این پارامترها در حین وقوع زلزله، لازم است کرانه‌های بالا و پایینی برای سختی و مقاومت پی در نظر گرفته 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 داده شده در این بند فرض شوند.

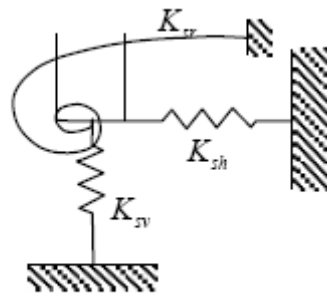
برای تعریف نمودار شکل (۱۰-۱) نیاز به دانستن سختی ارتجاعی و ظرفیت باربری پی در جهت مورد نظر می‌باشد. وقتی در مدل‌سازی اولیه‌ی سازه از وجود پی‌ها صرف نظر می‌شود (سختی آن‌ها بی‌نهایت فرض می‌شود)، تنها به دانستن ظرفیت باربری پی‌ها نیاز خواهد بود. از شکل (۱۰-۱) می‌توان برای تعریف رفتار فنرهای متناظر با پی در امتداد هر یک از درجات آزادی آن استفاده کرد. مقادیر سختی ارتجاعی و ظرفیت باربری پی در ادامه داده شده است.



شکل (۱۰-۱): (الف) منحنی رفتاری فرضی پی



بارگذاری پی



مدل فنر غیر هم‌بسته

شکل (۱-۱۰): (ب) مدل نمودن پی با استفاده از فنرهای غیر هم‌بسته

#### ۱-۲-۴-۱۰ پی‌های سطحی

#### ۱-۱-۲-۴-۱۰ پارامترهای سختی

برای محاسبه‌ی سختی پی، ابتدا باید مدول برشی اولیه‌ی خاک ( $G_o$ ) از معادله (۳-۱۰) محاسبه شود:

$$G_o = \frac{\gamma V_s^2}{g} \quad (۳-۱۰)$$

در رابطه‌ی فوق،  $\gamma$  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 لرزه‌زمین‌ساخت و اندازه‌گیری سرعت موج برشی در کرنش‌های کوچک به دست آورد.

در صورت عدم امکان انجام آزمایش، مدول برشی می‌تواند با تایید متخصص ژئوتکنیک با توجه به روابط معتبر موجود که در آن‌ها تاثیر پارامترهایی نظیر تنش همه‌جانبه، درجه‌ی بیش‌تحکیمی، تخلخل و نوع خاک را در نظر می‌گیرند، محاسبه شود که یکی از روابط پیشنهادی در رابطه (۴-۱۰) داده شده است:

$$G_o = 4375 [N_1]_{1.2}^{1/3} \sqrt{\sigma'} \quad (۴-۱۰)$$

که در آن:

$G_o$ : مدول برشی اولیه ( $kPa$ )؛

$[N_1]_{1.2}$ : مقاومت نفوذ استاندارد اصلاح شده در آزمایش  $S.P.T.$ ؛

$\sigma'$ : تنش موثر همه‌جانبه در عمق مورد بررسی ( $kPa$ ).

مدول برشی موثر خاک  $G$  که با افزایش کرنش کاهش می‌یابد می‌تواند بر حسب مدول برشی اولیه ( $G_o$ ) و شتاب حداکثر سطح زمین، مطابق جدول (۲-۱۰) تخمین زده شود.

جدول (۱۰-۲) -  $G/G$  براساس شتاب حداکثر در سطح زمین و نوع زمین

طبقه‌بندی نوع زمین براساس استاندارد بند ۱-۲	شتاب حداکثر سطح زمین (g)									
	۰/۱۰	۰/۲۰	۰/۲۵	۰/۳۰	۰/۳۵	۰/۴۰	۰/۴۵	۰/۵۰	۰/۶۰	۰/۶۵
I	۱/۰	۰/۹۸۳	۰/۹۷۵	۰/۹۶۷	۰/۹۵۸	۰/۹۵۰	۰/۹۴۴	۰/۹۳۷	۰/۹۲۵	۰/۹۱۹
II	۰/۹۵	۰/۸۸۳	۰/۸۵۰	۰/۸۱۷	۰/۷۸۳	۰/۷۵۰	۰/۷۳۱	۰/۷۱۳	۰/۶۷۵	۰/۶۵۶
III	۰/۹	۰/۷۶۷	۰/۷۰۰	۰/۶۳۳	۰/۵۶۷	۰/۵۰۰	۰/۴۵۰	۰/۴۰۰	۰/۳۰۰	۰/۲۵۰
IV	۰/۶	۰/۴۱۷	۰/۳۲۵	۰/۲۳۳	۰/۱۴۲	۰/۰۵	-	-	-	-

یادآوری- در خاک‌های نوع IV در صورتی که خاک رس اشباع با شاخص پلاستیسیته‌ی بسیار زیاد ( $PI > ۷۵$ ) وجود داشته باشد، در مورد تغییرات باید مطالعات ویژه صورت گیرد.

در کاربرد مقادیر جدول (۱۰-۲)، به نکات ذیل توجه شود:

۱- در صورتی که قبلاً مطالعات ژئوتکنیک در ساختگاه انجام شده باشد، باید از مقدار واقعی  $G$  حاصل از این مطالعات ساختگاهی استفاده شود؛

۲- برای مقادیر مربوط به شتاب حداکثر سطح زمین بین مقادیر ارائه شده، می‌توان درون‌یابی خطی نمود. برای تعیین سختی پی‌ها سطحی در امتداد هر یک از درجات آزادی، در گام اول باید میزان صلبیت پی نسبت به خاک پی تعیین شود.

- پی سطحی منفرد یا گسترده: این پی‌ها در صورت برقراری رابطه (۱۰-۵) نسبت به خاک پی صلب فرض می‌شوند:

$$\frac{\sin^2 \left[ \frac{m\pi}{2} \right] \sin^2 \left[ \frac{n\pi}{2} \right]}{\sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \pi^2 D_f \left[ \frac{m^2}{L^2} + \frac{n^2}{B^2} \right] + k_{SV}} < 0.03 \quad (5-10)$$

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

در رابطه‌ی (۱۰-۵):

$E_f, \nu_f$ : 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؛

$G, \nu$ : ضریب پواسون و مدول برشی خاک پی؛

$k_{SV}$ : سختی برشی در راستای قائم.

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 (۶-۱۰) نسبت به خاک پی صلب فرض می‌شوند:

$$\frac{E_f I_f}{I^\xi} > \frac{2}{3} k_{SV} B \quad (۶-۱۰)$$

$$k_{SV} B = \frac{1/3 G}{l - v}$$

در رابطه‌ی (۶-۱۰):

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

$G, v$ : مدول برشی و ضریب پواسون خاک پی؛

$l$ : طول پی سهمیه‌ی هر ستون؛

$k_{SV}$ : سختی برشی در راستای قائم.

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 در نظر نگرفت و فقط در گره انتهای پایینی سیستم قائم باربر جانبی فنرهایی در هر جهت درجه آزادی مطابق شکل (۱-۱۰-ب)) قرار داد. این فنرها مستقل از یکدیگر فرض می‌شوند. ضرایب سختی فنرها در امتداد درجات آزادی شش گانه از روابط (۷-۱۰) با توجه به شکل (۲-۱۰) به دست می‌آید.

$$k_{x,sur} = \frac{GB}{2-v} \left[ 3.4 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$$

$$k_{y,sur} = \frac{GB}{2-v} \left[ 3.4 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \left( \frac{L}{B} \right) + 0.8 \right]$$

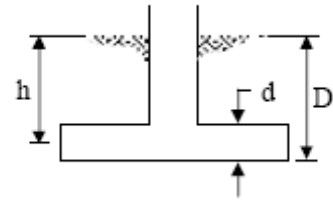
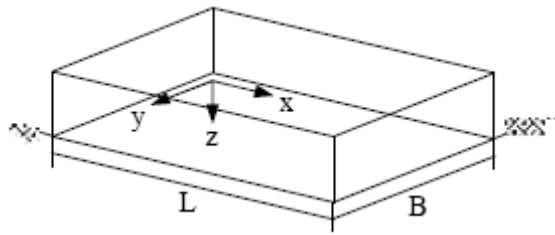
$$k_{z,sur} = \frac{GB}{1-v} \left[ 1.55 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right] \quad (۷-۱۰)$$

$$k_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1-v} \left[ 0.4 \left( \frac{L}{B} \right) + 0.1 \right]$$

$$k_{yy,sur} = \frac{GB^3}{1-v} \left[ 0.47 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right]$$

$$k_{zz,sur} = GB^3 \left[ 0.53 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right]$$

روابط (۷-۱۰) مربوط به حالتی است که پی، سطحی باشد. در مورد شالوده‌های مدفون باید ضرایب سختی به دست آمده در ضرایب اصلاح  $\beta$  ضرب شده و سپس به کار روند. این ضرایب از روابط (۸-۱۰) طبق شکل (۲-۱۰) به دست می‌آیند:



شکل (۲-۱۰) - تعریف پارامترهای روابط (۸-۱۰)

$$\beta_x = \left[ 1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right] \left[ 1 + 1.6 \left( \frac{hd(B+L)}{BL^2} \right)^{0.4} \right]$$

$$\beta_y = \beta_x$$

$$\beta_z = \left[ 1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left( 2 + 2.6 \frac{B}{L} \right) \right] \left[ 1 + 0.32 \left( \frac{d(B+L)}{BL} \right)^{2/3} \right]$$

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

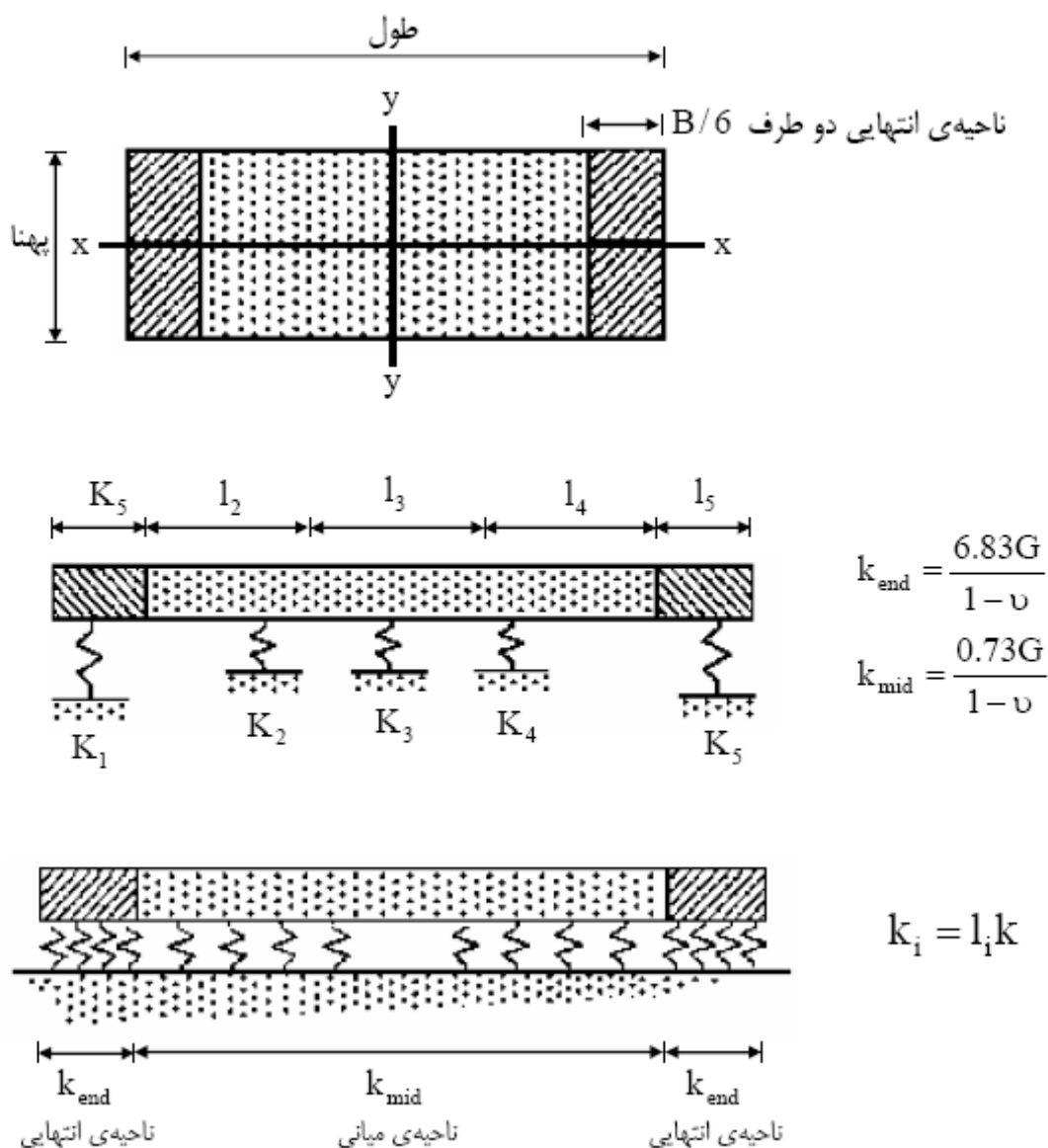
(۸-۱۰)

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

$$\beta_{zz} = 1 + 2.6 \left( 1 + \frac{B}{L} \right) \left( \frac{d}{B} \right)^{0.9}$$

در روابط (۸-۱۰)،  $d$  ارتفاع مفید وجه جانبی پی در تماس با خاک می‌باشد که بسته به شرایط ممکن است کم‌تر از ارتفاع کل وجه جانبی پی در نظر گرفته شود.  $h$  نیز فاصله‌ی قائم 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 در نظر گرفته شود. در این حالت در مورد پی‌های سطحی منفرد و گسترده، پی را می‌توان با استفاده از المان‌های ورق و در مورد پی‌های 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 قائم استفاده کرد. سختی هر یک از این دو فنر افقی در هر گره برابر است با سختی افقی داده شده در روابط (۷-۱۰) و (۸-۱۰) تقسیم بر سطح کل پلان پی ضرب در سطح سهمیه‌ی آن گره، سختی فنر قائم در هر گره با حاصل ضرب سختی گسترده‌ی ارایه شده در شکل (۳-۱۰) در سطح سهمیه‌ی آن گره برابر می‌باشد.



شکل (۱۰-۳) سختی فنرهای قائم برای پی‌های صلب سطحی یا مدفون

اگر پی مورد بررسی صلب نباشد، باید مانند آنچه برای پی‌های صلب گفته شد پی غیر صلب را المان‌بندی کرده و در محل هر گره فقط از دو فنر افقی متعامد واقع در جهات اصلی ساختمان و یک فنر قائم استفاده شود. سختی فنرهای افقی مانند آنچه در بالا گفته شد به دست می‌آید. سختی فنرهای قائم برابر است با سطح سهمیه‌ی هر گره ضرب در ضریب عکس‌العمل بستر  $k_{sv}$  که از رابطه (۱۰-۹) محاسبه می‌شود:

$$k_{sv} = \frac{1/3G}{B(l-\nu)} \quad (9-10)$$

در رابطه (۱۰-۹)  $G$  مدول برشی،  $\nu$  ضریب پواسون خاک پی، و  $B$  عرض پی سطحی در جهت عمود بر امتداد مورد بررسی می‌باشد.

#### ۱۰-۴-۲-۱-۲ ظرفیت باربری

در حالتی که جسم پی در مدل سازه در نظر گرفته نمی‌شود باید از ظرفیت‌های باربری کلی پی برای تعریف بخش افقی نمودارهای رفتاری نیرو- تغییر مکان یا لنگر- چرخش آن در شکل (۱۰-۱) استفاده کرد. در غیر این صورت باید از ظرفیت‌های باربری موضعی پی استفاده شود.

#### - ظرفیت‌های باربری کلی پی

ظرفیت باربری کلی قائم پی،  $Q_c$  (از بعد نیرو)، از رابطه (۱۰-۱) به دست می‌آید:

$$Q_c = q_c BL \quad (10-1)$$

در رابطه (۱۰-۱)،  $q_c$  ظرفیت باربری قائم مورد انتظار پی است که طبق بند (۱۰-۴) تعیین می‌شود.

ظرفیت باربری توام قائم و چرخشی پی،  $M_c$  (از بعد لنگر)، از رابطه (۱۱-۱) تعیین می‌شود:

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

در رابطه (۱۱-۱)،  $P$  بار قائم 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 قائم مورد انتظار پی از بعد تنش می‌باشد. رابطه‌ی فوق مستقل از این که بخشی از کف پی به کشش بیفتد یا نیفتد تنظیم شده است.

#### - ظرفیت‌های باربری موضعی پی

ظرفیت باربری موضعی قائم پی در هر گره (از بعد نیرو) از ضرب  $q_c$  در سطح سهمیه‌ی آن گره به دست 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 ضرب در سطح سهمیه‌ی گره تعیین می‌شود.

#### ۱۰-۴-۲-۲ پی‌های عمیق

#### ۱۰-۴-۲-۲-۱ شمع‌ها

شمع‌ها در این بند به پی‌هایی اطلاق می‌شود که از یک کلاهک شمع و تعدادی شمع‌های کوبیده شده یا درجا اجرا شده تشکیل شده‌اند و مجموعاً یک گروه شمع ممکن است تکیه‌گاه یک ستون برابر باشد و زنجیره‌ای خطی از گروه‌های شمع می‌توانند تکیه‌گاه یک دیوار برشی باشند. موارد مورد اشاره در این بند جهت شمع‌های با قطر کمتر از ۶۰ سانتی‌متر یا مساوی با آن ارایه شده است. پارامترهای سختی شمع‌های با قطر بیشتر براساس موارد مندرج در بند (۱۰-۴-۲-۲) تعیین می‌شوند.

#### ۱۰-۴-۲-۲-۱ پارامترهای سختی

در مورد پی‌های عمیق می‌توان از مدل‌سازی خود پی (سر شمع- شمع‌ها) در مدل سازه صرف نظر کرده و کل پی را با ۶ 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 سر شمع و سختی جانبی گروه شمع محاسبه شده توسط مهندس ژئوتکنیک پروژه یا با استفاده از مراجع موجود در

متون فنی محاسبه می‌شود.

سختی قائم پی عمیق ( $k_{pv}$ ) مساوی مجموع سختی‌های محوری شمع‌ها بوده و از رابطه (۱۰-۱۲) به دست می‌آید:

$$k_{pv} = \sum_{n=1}^N \left[ \frac{AE}{L} \right]_n \quad (12-10)$$

در رابطه (۱۰-۱۲)  $E, A$  و  $L$  سطح مقطع، مدول ارتجاعی و طول شمع  $n$ -ام 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 (۱۰-۱۳) به دست می‌آید:

$$k_{pr} = \sum_{n=1}^N \left[ \frac{AE}{L} \right]_n s_n^2 \quad (13-10)$$

در رابطه (۱۰-۱۳)،  $S_n$  فاصله‌ی شمع  $n$ -ام از محور دوران (گذرنده از مرکز سطح سر شمع‌ها) می‌باشد.

#### ۱۰-۴-۲-۲-۱-۲ ظرفیت باربری

ظرفیت باربری قائم گروه شمع حد اکثر مساوی مجموع ظرفیت‌های باربری قائم تک تک شمع‌های آن گروه ضرب در ضریب گروه شمع در نظر گرفته می‌شود. ظرفیت باربری جانبی گروه شمع با در نظر گرفتن مشارکت شمع‌ها (اثر گروه) و نیز سر شمع‌ها (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 صلب بودن سر شمع به دست می‌آید.

حد پایین ظرفیت لنگری گروه شمع با فرض توزیع مثلی نیروی محوری در شمع‌ها و یا به کارگیری حد پایین ظرفیت باربری قائم آن‌ها تعیین می‌شود. مثلاً اگر همه‌ی شمع‌ها یکسان باشند، در این حالت نیروی محوری دورترین شمع در سمت کششی برابر حد پایین ظرفیت باربری قائم کششی آن و نیروی محوری دورترین شمع در سمت فشاری برابر حد پایینی ظرفیت باربری قائم 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 یا به کارگیری حد بالای ظرفیت باربری قائم آن‌ها به دست می‌آید، مثلاً اگر همه‌ی شمع‌ها در فواصل یکسان باشند، در این حالت نیروی محوری نیمه‌ی 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.

#### ۱۰-۴-۲-۲-۲ پی‌های چاهی

پارامترهای سختی و ظرفیت باربری پی‌های چاهی و پایه‌ها با ملحوظ نمودن اثر اندرکنش خاک و چاهک یا پایه با مدل نمودن خاک به صورت فنرهای وینکلر طبق بند (۱۰-۴-۲-۲-۱) تعیین می‌شود.



#### ۱۰-۴-۳ معیارهای پذیرش پی

معیارهای داده شده در این قسمت مربوط به ارزیابی ظرفیت باربری کل پی می‌باشد. ارزیابی پی بتنی طبق ضوابط سازه‌های بتنی در بند (۵-۵-۱۲) و برای شمع‌های فولادی طبق بند (۱۰-۱۱) انجام می‌شود. قبل از کنترل ظرفیت باربری پی باید واژگونی کل سازه در تراز پی‌ها طبق معادله‌های (۳-۹) یا (۴-۹) کنترل شود. در صورت نیاز به استفاده از ظرفیت کششی پی‌ها، این ظرفیت کنترل شونده توسط نیرو محسوب می‌شود و از کرانه‌ی بالای آن نباید استفاده شود.

#### ۱۰-۴-۳-۱ معیارهای پذیرش پی در سیستم با تکیه‌گاه صلب

در این حالت در مدل‌سازی، سیستم‌های قائم 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 این حالت با توجه به نوع روش تحلیل سازه به شرح زیر تعیین می‌شود.

#### ۱۰-۴-۳-۱-۱ روش‌های تحلیل خطی

رفتار پی در این حالت کنترل شونده توسط تغییر شکل محسوب شده و نیروهای وارد بر پی از جمع نیروهای ثقلی و زلزله از رابطه (۱۴-۱۰) تعیین می‌شود:

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \quad (14-10)$$

در رابطه (۱۴-۱۰)،  $Q_{UD}$  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 (۱۵-۱۰) استفاده شود:

$$\frac{Q_{UD}}{kQ_{CE}} \leq 3 \quad (15-10)$$

در رابطه (۱۵-۱۰)،  $Q_{CE}$  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 ۰٫۷۵ یا ۱ است. اگر رابطه (۱۵-۱۰) برقرار نباشد، باید سازه را با اضافه نمودن عناصر قائم باربر جانبی بهسازی نمود به طوری که نیروهای وارد بر پی کاهش یابد یا این که تکیه‌گاه سیستم‌های قائم باربر جانبی را با به کارگیری فنرها (و میراگرها، یا با میرایی افزایش یافته برای سازه) با مشخصاتی که ارایه شد، انعطاف‌پذیر نمود و با تحلیل مجدد سازه، پی‌ها را مجدداً ارزیابی کرد. در صورتی که رابطه‌ی (۱۵-۱۰) برقرار باشد لازم است در مرحله‌ی بعد شالوده به طور جداگانه به عنوان یک عضو کنترل شونده توسط نیرو و طبق معیارهای پذیرش بندهای (۱۰-۱۱) یا (۵-۵-۱۲) با به کارگیری نیروهای  $Q_{UF}$  که طبق رابطه (۳-۱۸) محاسبه شده مورد ارزیابی قرار گیرد.

#### ۱۰-۴-۳-۲ روش‌های تحلیل غیر خطی

در این حالت رفتار پی کنترل شونده توسط نیرو محسوب می‌شود. ارزیابی پی در این حالت با استفاده از رابطه‌ی (۱۶-۱۰) انجام می‌شود:

$$Q_{UF} \leq kQ_{CL} \quad (16-10)$$

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

#### ۱۰-۳-۲ معیارهای پذیرش در سیستم با تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر

در این حالت در مدل‌سازی، تکیه‌گاه‌های سیستم‌های قائم باربر جانبی با به کارگیری فنرهای انعطاف‌پذیر در نظر گرفته شده‌اند. در صورتی که نسبت نیرو به ظرفیت در سازه در روش تحلیل خطی و نسبت نیرو و تغییر شکل به ظرفیت‌های مربوط در سازه در روش تحلیل غیر خطی قابل قبول باشد، فرض می‌شود که ظرفیت پی نیز قابل قبول است. به عبارت دیگر، در این حالت کنترل ظرفیت باربری پی‌ها انجام نمی‌شود. برای ارزیابی لرزه‌ای پی طبق بندهای (۱۰-۱۱) یا (۵-۵-۱۲) در هر دو تحلیل خطی و غیر خطی لازم است از نیروهای  $Q_{UF}$  استفاده شود که در تحلیل خطی طبق معادله (۳-۱۸) محاسبه شده‌اند و در تحلیل غیر خطی مستقیماً به دست می‌آیند.

#### ۱۰-۵ فشار لرزه‌ای جانبی خاک

دیوارهای ساختمانی نگهدارنده‌ی خاک باید در مقابل اثرات فشارهای لرزه‌ای زمین ارزیابی شوند. در غیاب مطالعات ژئوتکنیکی خاص پروژه، اضافه فشار خاک در حین زلزله‌ی وارد بر یک دیوار ساختمانی که یک توده‌ی خاک غیر اشباع با سطح افقی (تراز) در بالای سطح آب زیر زمینی را نگه می‌دارد می‌تواند از رابطه (۱۰-۱۰) محاسبه شود:

$$\Delta p = \gamma / \epsilon K_h H \quad (17-10)$$

در رابطه‌ی فوق،  $\Delta p$  اضافه فشار جانبی خاک در حین زلزله‌ی وارد بر دیوار حایل است که توزیع آن در ارتفاع دیوار یکنواخت فرض می‌شود،  $H$  ارتفاع کل دیوار،  $\gamma$  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 بند ۲-۱ برای محاسبه‌ی زلزله‌ی طرح استفاده می‌شود،  $K_h$  همان شتاب مبنای محل خواهد بود).

فشار جانبی نیروی لرزه‌ای حاصل از رابطه (۱۰-۱۷) باید به فشار جانبی استاتیکی خاک در حالت بدون ضریب اضافه شده تا فشار کل خاک وارد بر دیوار به دست آید. رفتار دیوار حایل کنترل شونده توسط نیرو فرض می‌شود.

#### ۱۰-۶ بهسازی پی

روش انتخاب بهسازی پی باید هماهنگ با روش بهسازی سازه و ضوابط و اصول کلی این استاندارد باشد. این هماهنگی به معنی تضمین این مساله است که بهسازی مجموعه‌ی سازه و پی منجر به تامین سطح عملکرد

سازه تحت سطح خطر انتخابی می‌شود. هنگامی که اجزای جدیدی به سازه اضافه می‌شود، پی این اجزا در مدل‌سازی پی ساختمان باید در نظر گرفته شود. اگر روش بهسازی پی به گونه‌ای است که هر بخش از پی بهسازی شده نوعی از بارها را تحمل می‌کند (مثلاً بر بخش قدیمی بارهای ثقلی و بر بخش جدید بارهای زلزله وارد می‌شود)، باید این بخش‌ها به نحو مناسب و به طور مجزا مدل‌سازی شوند. اثرات بهسازی پی روی سختی، مقاومت و انعطاف‌پذیری آن باید در مدل تحلیلی سازه‌ی بهسازی شده در نظر گرفته شوند. سازگاری اجزای جدید و موجود باید تحت تغییر مکان‌های متناسب با سطح عملکرد انتخابی کنترل شود.

## ۱۱ بهسازی سازه‌های فولادی

### ۱۱-۱ محدوده‌ی کاربرد

در این بند ملزومات بهسازی اجزای فولادی مقاوم در برابر زلزله در ساختمان ارایه می‌شود. ملزومات این بند هم برای اجزای فولادی ساختمان موجود بوده و هم برای اجزای فولادی تقویت شده یا اضافه شده به سیستم ساختمانی موجود می‌باشد.

در بخش‌های مختلف این بند نحوه‌ی جمع‌آوری اطلاعات لازم از خواص مصالح و نحوه‌ی بازرسی وضعیت موجود ساختمان، روش‌های مدل‌سازی، مقاومت اعضا، معیارهای پذیرش و معیارهای بهسازی قاب‌های فولادی مورد بررسی قرار می‌گیرد.

در ادامه، برخی سیستم‌ها و اجزای ویژه شامل دیوارهای برشی فولادی، قاب‌های فولادی با میان قاب، قاب-های با اتصالات خورجینی، ستون‌های مرکب و تیرهای لانه زنبوری جهت بهسازی بررسی می‌شوند. در انتهای بند نیازهای بهسازی دیافراگم‌ها و شمع‌های فولادی مشخص می‌شوند.

### ۱۱-۲ مشخصات مصالح و بازرسی وضعیت موجود ساختمان

#### ۱۱-۲-۱ کلیات

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

کلیات تعیین مشخصات مصالح و بازرسی وضعیت موجود ساختمان طبق بند (۲-۲) صورت می‌پذیرد. ضوابط ویژه‌ی ساختمان‌های فولادی در بندهای مختلف این بند ذکر شده است.

مشخصات مصالح براساس ضوابط بند (۱۱-۲-۲) تعیین می‌شود. بازرسی وضعیت موجود نیز براساس ضوابط بند (۱۱-۲-۳) می‌باشد. وسعت آزمایش‌های انجام شده و نحوه‌ی بازرسی وضعیت موجود ساختمان، ملاک تعیین ضریب آگاهی براساس ضوابط بند (۱۱-۲-۴) می‌باشد.

## ۱۱-۲-۲ مشخصات مصالح

### ۱۱-۲-۲-۱ کلیات

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

در صورتی که انجام آزمایش برای یافتن این کمیت‌ها ضروری شود، می‌توان اطلاعات مفید دیگری نظیر مقاومت نهایی و تغییر شکل نهایی مصالح را از روی منحنی‌های تنش- کرنش مصالح به دست آورد. اگر برای برآوردن ضوابط مربوط به سطوح مختلف اطلاعات در بند (۸-۲-۵) نیاز به انجام آزمایش باشد باید شرایط بند (۱۱-۲-۲-۳-۱) در مورد نحوه‌ی محاسبه مشخصات مصالح در نظر گرفته شود. حداقل تعداد آزمایش‌ها باید براساس ملزومات بند (۱۱-۲-۲-۳-۲)، (۱۱-۲-۲-۳-۳) و ضوابط پیوست ۲ تعیین شود. تعیین کربن معادل مصالح مبنا و اجزای اتصال و یا بررسی قابلیت جوش‌پذیری مصالح مبنا و اجزای اتصال به تشخیص مهندس به‌ساز ممکن است با انجام آزمایش ضرورت یابد.

### ۱۱-۲-۲-۲ جمع‌آوری مشخصات مصالح در سطح اطلاعات حداقل

در صورتی که مشخصات مصالح در دفترچه‌ی محاسبات یا نقشه‌های اجرایی موجود باشد این مقادیر را می‌توان به عنوان مشخصات کرانه پایین مصالح در سطح اطلاعات حداقل در نظر گرفت. در غیر این صورت جمع‌آوری مشخصات مصالح باید طبق سطح اطلاعات متعارف یا جامع در بند (۱۱-۲-۲-۳) صورت گیرد. در صورتی که مشخصات مورد انتظار مصالح لازم باشد می‌توان مقادیر کرانه پایین مصالح را در ضریب ۱٫۱ ضرب نمود.

### ۱۱-۲-۲-۳ جمع‌آوری مشخصات مصالح در سطح اطلاعات متعارف یا جامع

#### ۱۱-۲-۲-۳-۱ کلیات

آزمایش نمونه‌ها برای تعیین مشخصات مکانیکی آن‌ها باید بر مبنای یک استاندارد معتبر منتشر شده توسط مراجع رسمی کشور صورت گیرد. تا زمانی که این استانداردها تدوین و ارایه نشده‌اند یا استفاده از استانداردهای دیگری که در این استاندارد به آن اشاره نگردیده ضرورت داشته باشد، به ترتیب از استانداردهای منتشر شده به وسیله‌ی موسسه‌ی استانداردها و تحقیقات صنعتی ایران، مدارک سازمان بین‌المللی استاندارد (ISO) یا استانداردهای انجمن امریکایی برای آزمایش مصالح (ASTM) استفاده خواهد شد. گستره‌ی آزمایش‌های لازم از یک سو به میزان در دسترس بودن اطلاعات اولیه‌ی ساختمان و اطلاعات حین ساخت آن و از سوی دیگر به امکان دسترسی به اجزای مختلف ساختمان و شرایط مصالح دارد. مشخصات مصالح باید با نمونه‌برداری از مصالح و انجام آزمایش تعیین شود. نمونه‌برداری باید از نواحی‌ای که تنش کم می‌باشد انجام گیرد. هرگاه ادوات اتصال هم‌چون پیچ یا پرچ برای آزمایش انتخاب شود، در هنگام برداشت آن‌ها باید پیچ مناسبی را به طور موقت جانشین آن‌ها قرار داد. نمونه‌برداری از یک اتصال جوشی باید با مرمت آن اتصال همراه باشد.

اگر فولاد مبنا ST37 (فولاد نرمه) بود، در این حالت، ابعاد و طول جوش در محل هر نمونه‌ی اتصال نمایان

شده اندازه‌گیری و با آزمایش‌های غیر مخرب کیفیت جوش مشخص شود. اگر فولاد به کار رفته بالاتر از ST37 باشد، در این حالت مقاومت جوش با نمونه‌گیری از محل اتصال علاوه بر موارد ذکر شده در فوق تعیین شود. در مورد اتصالات پیچی یا پرچی در محل هر اتصال نمایان، علاوه بر تعیین تعداد، ابعاد و آرایش مربوط یک نمونه از هر تیپ باز شده و مشخصات مکانیکی مصالح با آزمایش تعیین شود. مشخصات مورد انتظار مصالح برابر متوسط مقادیر حاصل از آزمایش است. مشخصات کرانه‌ی پایین مصالح برابر متوسط منهای یک انحراف معیار مقادیر حاصل از آزمایش می‌باشد.

#### ۱۱-۲-۲-۳-۲-۲ آزمون‌های متعارف

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

۱۱-۲-۲-۳-۲-۲-۱۱ اگر مدارک فنی معتبر حاوی گزارش آزمون مصالح موجود باشد نیاز به انجام آزمون اضافی نمی‌باشد و می‌توان از مقادیر مقاومت ذکر شده در مدارک به طور مستقیم استفاده نمود.

۱۱-۲-۲-۳-۲-۲-۱۱ در صورت نبود گزارش آزمون مصالح، انجام حداقل یک آزمون کشش از هر نوع از اعضای سازه (تیر، ستون، بادبند، اجزای تقویت) و اجزای اتصالات که حتی‌المقدور از اعضای تکرارشونده انتخاب می‌شوند، لازم می‌باشد. در صورتی که پراکندگی در نتایج (آزمون‌های قبلی و آزمون‌های اخیر) در حدی باشد که بیانگر یکسان بودن رده‌ی فولاد برای تمام نمونه‌ها باشد، در این حالت متوسط نتایج به عنوان مقاومت مورد انتظار مصالح استفاده می‌شود.

در صورتی که پراکندگی نتایج در حدی باشد که نشان دهنده‌ی استفاده‌ی فولاد با رده‌های متفاوت باشد باید با نمونه‌گیری و آزمون بیشتر یا با هر روش معتبر دیگر (نظیر آزمون‌های متالورژیکی) رده‌های فولادی مخصوص تعیین شود.

در صورت صلاحدید مهندس بهساز، تعداد آزمون‌های مخرب می‌تواند با جایگزینی آن‌ها با آزمون‌های غیرمخرب مناسب، براساس ضوابط پیوست ۲، کاهش داده شود.

#### ۱۱-۲-۲-۳-۳-۲-۱۱ آزمون‌های جامع

حداقل تعداد آزمون‌های لازم جهت تعیین مقاومت تسلیم و مقاومت کششی مصالح فولادی در یک برنامه‌ی جمع‌آوری اطلاعات در سطح جامع باید براساس ضوابط زیر باشد:

۱۱-۲-۲-۳-۳-۲-۲-۱۱ اگر مدارک فنی معتبر حاوی گزارش آزمون مصالح موجود باشد انجام حداقل دو آزمون کشش از هر نوع از اعضای سازه (تیر، ستون، بادبند، اجزای تقویت) و اجزای اتصالات که حتی‌المقدور از اعضای تکرارشونده انتخاب می‌شوند، لازم می‌باشد؛

۱۱-۲-۲-۳-۳-۲-۲-۱۱ در صورت نبود گزارش آزمون مصالح و یا این که گزارش آزمون مغایر با نتایج مندرج در مدارک فنی باشد، انجام حداقل سه آزمون کشش در هر چهار طبقه از ساختمان از هر نوع از اعضای سازه (تیر، ستون، بادبند، اجزای تقویت) و اجزای اتصالات که حتی‌المقدور از اعضای تکرارشونده انتخاب می‌شوند، لازم می‌باشد.

در صورت صلاحدید مهندس بهساز، تعداد آزمون‌های مخرب می‌تواند با جایگزینی آن‌ها با آزمون‌های

غیرمخرب مناسب، براساس ضوابط پیوست ۲، کاهش داده شود.

### ۱۱-۲-۳ بازرسی وضعیت موجود

#### ۱۱-۲-۳-۱ کلیات

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

- بررسی وضعیت اجزایی که نیروها و تغییرشکل‌های منتج از زلزله را دریافت می‌کنند به منظور تشخیص وجود هر نوع تضعیف ناشی از اثرات نیرو یا شرایط محیط؛
- بررسی وجود پیکربندی اعضا و اجزا و اتصالات آن‌ها و وجود پیوستگی در مسیر انتقال بار بین اعضا و سیستم سازه‌ای؛
- شناسایی دیگر شرایط شامل وجود اعضای غیر سازه‌ای که موثر در رفتار سازه بوده و محدودیت‌هایی را بر بهسازی تحمیل می‌نمایند؛
- تشخیص شرایط خاک و پی آن گونه که در بند ۱۰ آمده است؛
- شناسایی ساختمان‌های مجاور براساس بند (۸-۲-۴).

#### ۱۱-۲-۳-۲ مشخصات اجزا

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

- ابعاد و ضخامت اعضا و همچنین ورق‌های پوششی، مهاربندها و سخت‌کننده‌ها؛
  - سطح مقطع، اساس مقطع، ممان اینرسی و خواص پیچشی اعضا در مقاطع بحرانی؛
  - موقعیت و مشخصات اتصالات و وصله‌ها به نحوی که اجرا شده‌اند؛
  - شرایط فیزیکی فلز مینا و اجزای اتصال شامل بررسی تغییر شکل‌ها و آسیب دیدگی‌های موجود.
- مرور مدارک فنی ساختمان به منظور تشخیص سیستم‌های باربر ثقلی و جانبی و اعضای آن‌ها و همچنین اعضا و اتصالات بحرانی و هر نوع تغییر ایجاد شده‌ی بعدی در وضعیت اعضا و پیکربندی سازه ضروری می‌باشد.

در صورت کامل نبودن مدارک فنی ساختمان و همچنین برای تطبیق وضعیت موجود با نقشه‌ها، باید بازدید کاملی از ساختمان برای تعیین اطلاعات لازم مطابق بند (۱۱-۲-۳-۳) انجام شود.

#### ۱۱-۲-۳-۳ روش‌های و محدوده‌ی کاربرد

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

هدف از این بازرسی شناسایی و تعیین هر گونه مساله در رابطه با هندسه و پیکربندی ساختمان، تعیین موارد کاهش سختی و مقاومت در اعضا، کنترل پیوستگی مسیرهای انتقال بار، تشخیص نیاز و ضرورت انجام

آزمایش‌های دیگری جهت تشخیص و اندازه‌گیری میزان آسیب و ضعف و نیز اندازه‌گیری ابعاد موجود ساختمان و مقایسه‌ی آن با اطلاعات موجود در مدارک فنی و تعیین وجود هر گونه تغییر شکل دائمی می‌باشد.

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

ضوابط بازرسی عینی وضعیت موجود به شرح زیر می‌باشند:

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

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

#### ۱۱-۲-۳-۴ مدل‌سازی تحلیلی ساختمان

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

#### ۱۱-۲-۴ ضریب آگاهی $k$

نحوی انتخاب ضریب آگاهی ( $k$ ) در محاسبه‌ی ظرفیت اعضای فولادی و تغییر شکل‌های مجاز آن‌ها براساس بند (۲-۲-۵-۴) خواهد بود.

#### ۱۱-۳ ملزومات و فرضیات طراحی

#### ۱۱-۳-۱ سختی

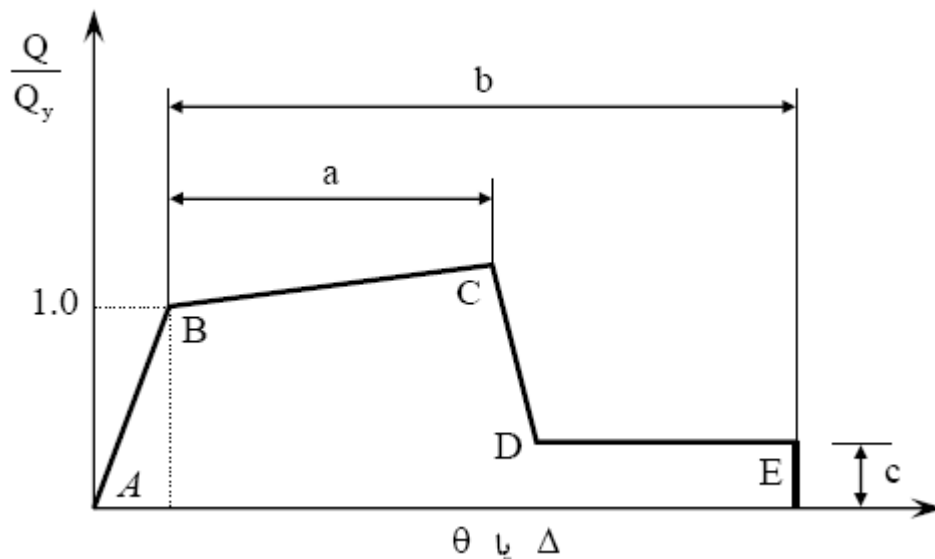
در بندهای زیر نکاتی در مورد نحوه‌ی تعیین سختی اعضا در مدل‌سازی ارائه شده است. بند (۱۱-۳-۱-۱) ضوابطی برای تعیین سختی اعضا برای مدل‌سازی در روش‌های خطی و بند (۱۱-۳-۱-۲) ضوابطی برای تعیین سختی اعضا برای مدل‌سازی در روش‌های غیر خطی ارائه می‌نماید.



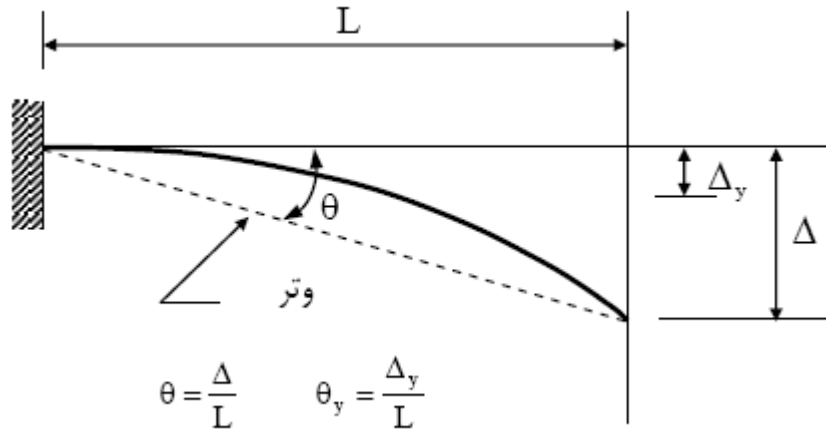


در روش استاتیکی غیر خطی به عوض استفاده از نتایج آزمایش یا تحلیل می‌توان از منحنی نیرو- تغییر شکل داده شده در شکل (۱-۱۱)، با مقادیر  $a$ ،  $b$ ،  $c$  تعریف شده در جدول‌های (۳-۱۱) و (۴-۱۱) برای اجزای قاب‌های خمشی فولادی استفاده نمود. اثرات سخت‌شدگی کرنشی با در نظر گرفتن شیبی برای ۳ درصد شیب قسمت ارتجاعی در نظر گرفته می‌شود. منظور نمودن شیب بیشتر برای قسمت سخت‌شدگی کرنشی فقط با انجام آزمایش، قابل قبول می‌باشد. هر گاه در ناحیه‌ی چشمه‌ی اتصال تسلیم رخ دهد، باید از شیب ۶ درصد برای سخت‌شدگی کرنشی در ناحیه‌ی چشمه‌ی اتصال استفاده نمود. منظور نمودن شیب بیشتر فقط با انجام آزمایش قابل قبول است. خاطر نشان می‌شود که به هر حال مقاومت نظیر نقطه‌ی  $C$  نباید از ظرفیت مورد انتظار عضو تجاوز نماید.

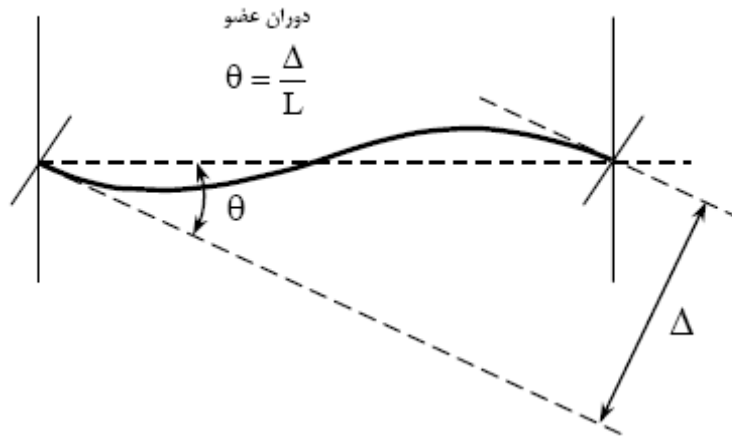
پارامترهای  $Q_y$  و  $Q$  به ترتیب در شکل (۱-۱۱) عبارتند از نیروی تعمیم یافته و مقاومت نظیر اولین تسلیم در عضو، در تیرها و ستون‌ها  $\theta$  عبارت است از کل چرخش ارتجاعی و خمیری تیر یا ستون،  $\theta_y$  چرخش حد تسلیم،  $\Delta$  کل تغییر مکان ارتجاعی و خمیری و  $\Delta_y$  تغییر مکان حد تسلیم. برای چشمه‌ی اتصال،  $\theta_y$  عبارت است از زاویه‌ی تغییر شکل برشی بر حسب رادیان. شکل (۲-۱۱) بیانگر چرخش خط واصل بین ابتدا و انتهای تیر می‌باشد. چرخش تیر را می‌توان یا با جمع چرخش حد تسلیم  $\theta_y$  و چرخش خمیری و یا براساس تغییر مکان نسبی طبقه تعیین نمود. برای اعضای فولادی، نتایج آزمایش‌ها غالباً بر حسب چرخش خط واصل بین ابتدا و انتهای اعضا داده شده است. استفاده از معادلات (۱-۱۱) و (۲-۱۱) برای تعیین  $\theta_y$  در تیرها و ستون‌ها در مواقعی که نقطه‌ی عطف در وسط تیر و ستون اتفاق می‌افتد مجاز می‌باشد.



شکل (۱-۱۱) منحنی نیرو- تغییر شکل تعمیم یافته برای اعضاء و اجزای فولادی



الف) مثال عضو کنسولی



ب) مثال عضوی از یک قاب  
شکل (۲-۱۱) تعریف چرخش عضو

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye} l_b}{\sqrt{EI_b}} \quad \text{در تیرها (۱-۱۱)}$$

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye} l_c}{\sqrt{EI_c}} \left[ 1 - \frac{P}{P_{ye}} \right] \quad \text{در ستون‌ها (۲-۱۱)}$$

برای عملکرد خمشی تیرها و ستون‌ها مقدار  $Q_{CE}$  عبارت خواهد بود از ظرفیت خمیری خمشی مقطع که از روابط (۳-۱۱) و (۴-۱۱) محاسبه می‌شود:

$$Q_{CE} = M_{CE} = ZF_{ye} \quad \text{در تیرها (۳-۱۱)}$$

$$Q_{CE} = M_{CE} = \frac{1}{\sqrt{1 - \frac{P}{P_{ye}}}} ZF_{ye} \leq ZF_{ye} \quad \text{در ستون‌ها (۴-۱۱)}$$

در چشمه‌ی اتصال  $Q_{CE}$  عبارت است از ظرفیت برشی خمیری چشمه‌ی اتصال و براساس رابطه (۵-۱۱) محاسبه می‌شود.

$$Q_{CE} = V_{CE} = 0.55 F_{ye} d_c t_p \quad \text{در چشمه‌ی اتصال (۵-۱۱)}$$

که در آن:

$d_c$ : ارتفاع مقطع ستون،  $cm$ ؛

$E$ : ضریب ارتجاعی،  $kg/cm^2$ ؛

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

$I$ : لنگر اینرسی،  $cm^4$ ؛

$l_b$ : طول تیر،  $cm$ ؛

$l_c$ : ارتفاع ستون،  $cm$ ؛

$M_{CE}$ : مقاومت خمشی مورد انتظار؛

$P$ : نیروی محوری عضو در تغییر مکان هدف در تحلیل استاتیکی غیر خطی، یا در مرحله‌ی آغاز محاسبات در تحلیل دینامیکی غیر خطی؛

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

$Q$ : بار تعمیم یافته‌ی عضو؛

$Q_{CE}$ : مقاومت تعمیم یافته‌ی مورد انتظار؛

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

$\theta$ : چرخش عضو (خط واصل بین ابتدا و انتها)؛

$\theta_y$ : چرخش حد تسلیم؛

$V_{CE}$ : مقاومت برشی مورد انتظار،  $kg$ ؛

$Z$ : اساس مقطع خمیری،  $cm^3$ .

در روش دینامیکی غیر خطی رفتار کامل چرخه‌ای هر جزء به وسیله‌ی آزمایش مشخص می‌شود.

### ۱۱-۳-۲ مقاومت

طبقه‌بندی رفتاری اعضای فولادی تحت عناوین کنترل شونده توسط تغییر شکل یا نیرو و محاسبه‌ی مقاومت‌های طراحی، طبق آنچه در بندهای (۱۱-۴) تا (۱۱-۱۰) ذکر شده صورت می‌پذیرد.

### ۱۱-۳-۲-۱ رفتار کنترل شونده توسط تغییر شکل

مقاومت‌های طراحی در مورد رفتارهای کنترل شونده توسط تغییر شکل،  $Q_{CE}$ ، برابر با مقاومت‌های مورد انتظار می‌باشد که توسط آزمایش به دست آمده یا با اصول پذیرفته‌شده‌ی مقاومت مصالح محاسبه شده است. مقاومت مورد انتظار عبارت است از متوسط حداکثر مقاومت مورد انتظار در محدوده‌ی تغییر شکل‌هایی که عضو تحمل خواهد نمود. وقتی این مقاومت با محاسبه به دست آید، خواص مورد انتظار مصالح (شامل سخت‌شدگی کرنشی) باید به کار رود.

### ۱۱-۳-۲-۲ رفتار کنترل شونده توسط نیرو

مقاومت‌های طراحی در مورد رفتار کنترل شونده توسط نیرو،  $Q_{CL}$ ، مساوی کرانه‌ی پایینی مقاومت‌هایی می‌-

باشد که توسط آزمایش تعیین شده یا با استفاده از اصول پذیرفته شده‌ی مقاومت مصالح تعیین شده‌اند. کرانه‌ی پایینی مقاومت عبارت است از مقاومت متوسط منهای یک انحراف معیار. اگر کرانه‌ی پایینی با محاسبه تعیین می‌شود، باید از کرانه‌ی پایینی خواص مصالح استفاده نمود.

### ۱۱-۳-۳ معیارهای بهسازی

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

### ۱۱-۴ قاب‌های خمشی فولادی

#### ۱۱-۴-۱ کلیات

قاب‌های خمشی فولادی مورد بحث در این استاندارد شامل قاب‌های گروه ۱ و گروه ۳ ماده ۱۰-۰-۲ مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمانی ایران می‌باشند. قاب‌های خمشی در این بخش به قاب‌هایی اطلاق می‌شود که قادرند کل و یا سهمی از نیروی زلزله را از طریق تیرها و ستون‌ها و اتصالات (اعم از اتصالات صلب و نیمه صلب) تحمل نمایند.

قاب‌های خمشی براساس نوع اتصالات به قاب‌های نیمه صلب تفکیک می‌شوند. قاب‌های خمشی ممکن است به تنهایی برای مقاومت در برابر نیروهای زلزله طراحی شوند و یا ممکن است به همراه دیوارهای برشی یا مهاربندی‌های فولادی برای نیروهای زلزله طراحی شوند.

#### ۱۱-۴-۲ قاب‌های صلب

#### ۱۱-۴-۲-۱ کلیات

در این نوع قاب‌ها فرض می‌شود که اتصالات تیر و ستون به اندازه‌ی کافی صلب است به جهت قبول شرایط اتصال صلب باید:

- ۱- مقاومت اتصال حداقل برابر با مقاومت ضعیف‌ترین دو عضو متصل شونده (تیر یا ستون) باشد؛
- ۲- تغییر شکل اتصال (بدون احتساب تغییر شکل چشمه‌ی اتصال) نباید در کل تغییر مکان جانبی قاب بیش‌تر از ۱۰ درصد دخالت نماید؛
- ۳- مقاومت و سختی (ضخامت) چشمه‌ی اتصال از ضوابط داده شده در استاندارد بند ۲-۱ پیروی نماید. عدم برآوردن هر کدام از شرایط فوق نوع اتصال را تبدیل به اتصال نیمه صلب می‌نماید. قاب‌های صلب مورد بحث در این بخش می‌تواند شامل قاب‌های ویژه و یا قاب‌های معمولی تعریف شده در استاندارد بند ۲-۱ باشد.

چهار نوع مختلف اتصال که می‌تواند به عنوان اتصال صلب مورد استفاده قرار گیرد به شرح زیر می‌باشد:

- اتصال با جوش نفوذی کامل بین بال‌های تیر و ستون به همراه اتصال برشی پیچی یا جوشی بین جان تیر و بال ستون (اتصال مستقیم)؛

- اتصال با استفاده از ورق‌های بالا و پایین اتصال روی بال‌های تیر (اتصال با ورق‌های اتصال بال)؛

- اتصال با ورق انتهایی؛
- اتصال با بال جدا شده از جان که در آن جان تیر قبل از رسیدن به اتصال بریده شده و بال‌ها با جوش نفوذی به بال ستون متصل می‌شود؛
- هر گاه اتصال با ورق اتصال بال یا ورق انتهایی برای تامین اتصال صلب بیش از حد ضعیف یا انعطاف‌پذیر باشد، در این حالت باید به عنوان اتصال نیمه صلب منظور شود. خواص سختی و مقاومت این دو نوع اتصال برای اتصالات نیمه صلب در بند (۱۱-۴-۳) بحث شده است.

#### ۱۱-۴-۲-۲-۲ سختی

#### ۱۱-۴-۲-۲-۱ روش استاتیکی و دینامیکی خطی

- تیرها، ستون‌ها و چشمه‌های اتصال: سطح مقطع محوری، سطح برشی، لنگر اینرسی و سختی چشمه‌ی اتصال باید براساس ضوابط بند (۱۱-۳-۱) تعیین شود.
- گره اتصال: مدل‌سازی گره اتصال برای قاب‌های صلب به استثنای مواردی که گره‌ها به منظور شکل-گیری مفاصل خمیری به دور از بر ستون، صلب گردیده‌اند نیاز نمی‌باشد. برای چنین گره‌هایی المان صلبی بین ستون و تیر تعریف می‌شود تا دهانه‌ی موثر تیر مشخص شود.

#### ۱۱-۴-۲-۲-۲ روش استاتیکی غیر خطی

- هر گاه از روش استاتیکی غیر خطی بیان شده در بند ۳ استفاده شود می‌توان از معیارهای بیان شده در این بند در تحلیل استفاده نمود.
- خواص محدوده‌ی ارتجاعی اجزا باید مطابق بند (۱۱-۴-۲-۱) مدل شود.
- برای بیان رفتار غیر ارتجاعی باید از رابطه‌ی غیر خطی لنگر-انحنا و همچنین رابطه‌ی تقابلی تیر و تیر-ستون‌ها استفاده نمود. برای این هدف می‌توان از نتایج آزمایش‌ها و یا تحلیل‌های انجام یافته استفاده کرد.
- رفتار خطی و غیر خطی چشمه‌ی اتصال باید در مدل‌سازی وارد شود به استثنای مواردی که در بند (۱۱-۳-۱) بیان شده است.
- در صورت نداشتن نتایج قابل قبول از رفتار غیر ارتجاعی اجزا می‌توان از منحنی نیرو-تغییر شکل داده شده در شکل (۱-۱۱) با مقادیر  $a$ ،  $b$  و  $c$  داده شده در جدول (۱۱-۳) و (۱۱-۴) براساس ضوابط بند (۱۱-۳-۱) استفاده نمود.

#### ۱۱-۴-۲-۲-۳ روش دینامیکی غیر خطی

در این روش لازم است رفتار چرخه‌ای کامل هر جز به طور مناسب براساس نتایج آزمایش مدل شود.

#### ۱۱-۴-۲-۳ مقاومت

#### ۱۱-۴-۲-۳-۱ کلیات

مقاومت اجزا باید براساس ملزومات کلی بند (۱۱-۳-۲) و ملزومات مشخص شده در این بند محاسبه شود.

#### ۱۱-۴-۲-۳-۲ روش استاتیکی و دینامیکی خطی

۱۱-۴-۲-۳-۲-۱-۱ تیرها: مقاومت اعضای از سازه‌های فولادی که نیروی محوری در آن‌ها ناچیز بوده و تحت تلاش خمشی قرار دارند براساس مقررات این بند محاسبه می‌شود. این تلاش با عملکرد رفتاری کنترل شونده توسط تغییر شکل در نظر گرفته می‌شود.

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

در تیرهایی که شرایط فشردگی مقطع و کفایت مهار جانبی در صورت لزوم حاصل است (تیرهای مشمول مورد الف ماده‌های ۱۰-۲-۱-۱۰ و ۲-۲-۱-۱۰ و ۳-۲-۱-۱۰ مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران) و همچنین در تیرهای مدفون در بتن مشروط بر آن که تسلیح لازم جهت جدا نشدن بتن در هنگام وقوع زلزله فراهم باشد، مقدار  $Q_{CE}$  براساس حالت حدی تسلیم و از رابطه (۶-۱۱) محاسبه می‌شود.

$$Q_{CE} = M_{CE} = M_{PCE} = ZF_{y_e} \quad (۶-۱۱)$$

در رابطه‌ی فوق  $M_{PCE}$  ظرفیت خمشی خمیری مورد انتظار مقطع می‌باشد. در تیرهایی که شرایط فشردگی مقطع و یا کفات مهار جانبی برآوردن نمی‌شود، مقدار  $Q_{CE}$  براساس حالات حدی کمانش موضعی بال و یا کمانش جانبی پیچشی و از رابطه (۷-۱۱) محاسبه می‌شود.

$$Q_{CE} = M_{CE} = \frac{5}{3} \times F_b S \quad (۷-۱۱)$$

در رابطه‌ی فوق  $F_b$  تنش خمشی مجاز براساس مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران بوده و برای محاسبه‌ی آن باید از  $F_{y_e}$  به جای  $F_y$  استفاده نمود.

هر گاه مقاومت برشی جان بدون سخت‌کننده حاکم بر مقاومت تیر شود، مقدار  $Q_{CE}$  براساس حالت حدی تسلیم برشی جان و از رابطه (۸-۱۱) محاسبه می‌شود.

$$Q_{CE} = V_{CE} = 1/5 \times F_V A_W \quad (۸-۱۱)$$

که در رابطه‌ی فوق  $A_W$  سطح مقطع اسمی جان تیر، تعریف شده بر اساس ماده (۴-۲-۱-۱۰) مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران و  $F_V$  تنش برشی مجاز و براساس ماده (۴-۲-۱-۱۰) مبحث ۱۰ مقررات ملی

ساختمان ایران بسته به نسبت  $\frac{h}{t_w}$  و با استفاده از  $F_{y_e}$  به جای  $F_y$  قابل محاسبه می‌باشد.

۱۱-۴-۲-۳-۲-۲-۱-۱ ستون‌ها: این بند مربوط به ارزیابی مقاومت در اعضای است که نیروی محوری در آن‌ها قابل صرف نظر کردن نمی‌باشد. رفتار این نوع اعضا با عملکرد کنترل شونده توسط نیرو در نظر گرفته می‌شود.

کرانه‌ی پایین مقاومت،  $Q_{CL}$ ، ستون‌های فولادی تحت اثر نیروی محوری فشاری کوچک‌ترین مقدار حاصل ناشی از حالت حدی کمانش ستون، کمانش موضعی بال و یا جان خواهد بود. کرانه‌ی پایین مقاومت فشاری ستون‌ها ناشی از حالات حدی ذکر شده برای مقاطعی که دارای شرایط فشرده یا غیر فشرده می‌باشند براساس معادله (۹-۱۱) محاسبه می‌شود.

$$Q_{CL} = P_{CL} = \nu/\nu \times AF_a \quad (9-11)$$

که در این رابطه  $F_a$  تنش مجاز محوری فشاری بوده که با قرار دادن  $F_{yLB}$  کرانه‌ی پایین تنش حد تسلیم به جای  $F_y$  مطابق با مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران قابل محاسبه می‌باشد.

مقاومت مورد انتظار اعضا تحت کشش،  $Q_{CE}$ ، براساس رابطه (۱۰-۱۱) قابل محاسبه می‌باشد.

$$Q_{CE} = T_{CE} = AF_{ye} \quad (10-11)$$

۱۱-۴-۲-۳-۳-۲-۴-۳-۳-۳-۳-۳-۲-۳-۳-۲-۴-۱۱ چشمه‌ی اتصال: مقاومت چشمه‌ی اتصال براساس رابطه (۱۱-۵) محاسبه می‌شود.

۱۱-۴-۲-۳-۲-۴-۱۱ اتصال تیر به ستون: مقاومت اتصالات باید بر پایه‌ی کنترل مکانیزم حاکم بر پایه‌ی کلیه مودهای شکست ممکن محاسبه شود.

۱۱-۴-۲-۳-۲-۴-۱۱-۵-۲-۳-۲-۴-۱۱ اتصال بین صفحه‌ی کف ستون و پی‌بتنی: مقاومت اتصال، بین ستون و پی باید بر مبنای کوچک‌ترین مقدار حاصل از حالات حدی مقاومت ستون، مقاومت صفحه‌ی کف ستون و مقاومت پیچ‌های مهار محاسبه شود. مقاومت صفحه‌ی کف ستون نیز بر مبنای کوچک‌ترین مقدار حاصل از حالات حدی مقاومت مورد انتظار پیچ یا جوش، تنش لهیدگی مورد انتظار بتن زیر کف ستون و تنش حد تسلیم مورد انتظار،  $F_{ye}$  صفحه‌ی کف ستون محاسبه می‌شود.

مقاومت میل مهار محاسبه می‌شود. تنش لهیدگی مورد انتظار بتن زیر کف ستون و تنش حد تسلیم مورد انتظار،  $F_{ye}$  صفحه‌ی کف ستون محاسبه می‌شود. از حالات حدی مقاومت جاری شدن برشی یا کششی میل مهار یا کاهش طول مهار محاسبه می‌شود. بتن محاسبه می‌شود.

#### ۱۱-۴-۲-۳-۳-۲-۴-۳-۳-۳-۲-۴-۱۱ روش استاتیکی غیر خطی

در این روش رابطه‌ی نیرو- تغییر شکل مطابق شکل (۱۱-۱) باید برای هر جزء براساس بند (۱۱-۳-۱-۲) مشخص شود. مقادیر مقاومت مورد انتظار،  $Q_{CE}$  و کرانه‌ی پایین مقاومت،  $Q_{CL}$ ، برای اجزای سازه‌ای فولادی مطابق با روش‌های خطی بیان شده در بند (۱۱-۴-۲-۳-۳-۲-۴-۱۱) قابل محاسبه می‌باشد.

#### ۱۱-۴-۲-۳-۳-۲-۴-۳-۳-۲-۴-۱۱ روش دینامیکی غیر خطی

برای این روش رفتار کامل چرخه‌ای هر جزء باید براساس آزمایش تعیین شود.

#### ۱۱-۴-۲-۳-۳-۲-۴-۳-۳-۲-۴-۱۱ معیارهای پذیرش

##### ۱۱-۴-۲-۳-۳-۲-۴-۱۱ کلیات

معیارهای پذیرش اجزا براساس ملزومات کلی بند (۱۱-۳-۲) و ملاحظات مشخص شده در این بند محاسبه می‌شود.

#### ۱۱-۴-۲-۳-۳-۲-۴-۳-۳-۲-۴-۱۱ روش استاتیکی و دینامیکی خطی

۱- تیرها: معیارهای پذیرش مشخص شده در این بند مربوط به اعضای خمشی است که نیروی محوری در آن‌ها ناچیز می‌باشد. مقادیر  $m$  که در رابطه (۳-۱۹) استفاده می‌شود براساس جدول (۱۱-۲) تعیین می‌شود.

مقادیر داده شده در جدول براساس آن است که  $L_b \leq L_c = \frac{635 b_f}{\sqrt{F_{ye}}}$  باشد ( $L_b$  فاصله‌ی دو مهار جانبی)

متوالی می‌باشد).

در صورتی که مقدار  $L_c < L_b \leq L_r = \frac{14 \times 10^5}{[d / A_f] F_{ye}}$  باشد، در این صورت به جای استفاده از مقدار  $m$  داخل جدول باید از مقدار  $m_e$  که از رابطه (۱۱-۱۱) حاصل می‌شود استفاده نمود.

$$m_e = C_b \left[ m - [m - 1] \frac{L_b - L_c}{L_r - L_c} \right] \leq m \quad (11-11)$$

در رابطه‌ی فوق مقدار  $C_b$  با توجه به مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران محاسبه شده و مقدار  $m$  براساس جدول (۲-۱۱) و با فرض  $L_b \leq L_c$  تعیین می‌شود.

در صورتی که مقدار  $L_b > L_r$  شود، مقدار  $m$  برابر یک انتخاب می‌شود. در تیرهای مدفون شده در داخل بتن مشروط بر آن که در هنگام وقوع زلزله بتن جدا نشود، از مقادیر  $m$  ردیف الف تیرها در جدول (۲-۱۱) می‌توان استفاده نمود.

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

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

$$\frac{P_{UF}}{P_{CL}} \leq 0.15 \quad \text{هر گاه}$$

$$\frac{P_{UF}}{\kappa P_{CL}} + \frac{M_{UDx}}{m_x \kappa M_{CEx}} + \frac{M_{UDy}}{m_y \kappa M_{CEy}} \leq 1.0 \quad (12-11)$$

$$0.15 < \frac{P_{UF}}{P_{CL}} \leq 0.5 \quad \text{و اگر}$$

$$\frac{P_{UF}}{\kappa P_{CL}} + \frac{C_{mx} M_{UDx}}{m_x \kappa \left[ 1 - \frac{P_{UF}}{\kappa P_{ex}} \right] M_{CEx}} + \frac{C_{my} M_{UDy}}{m_y \kappa \left[ 1 - \frac{P_{UF}}{\kappa P_{ey}} \right] M_{CEy}} \leq 1 \quad (13-11)$$

و همچنین



(۱۴-۱۱)

$$\frac{P_{UF}}{\kappa A F_{yLB}} + 0.85 \left[ \frac{M_{UDx}}{m_x \kappa M_{PCE_x}} + \frac{M_{UDy}}{m_y \kappa M_{PCE_y}} \right] \leq 1.0; M_{UDx} \leq m_x \kappa M_{PCE_x}, M_{UDy} \leq m_y \kappa M_{PCE_y}$$

در معادلات (۱۲-۱۱)، (۱۳-۱۱) و (۱۴-۱۱):

 $P_{UF}$ : نیروی محوری ستون محاسبه شده براساس مورد ۲ بند (۳-۴-۱-۱)؛ $P_{CL}$ : کرانه پایین مقاومت فشاری ستون که براساس معادله (۹-۱۱) محاسبه می‌شود؛ $M_{UDx}$ : لنگر خمشی حول محور  $x$  عضو، محاسبه شده براساس مورد ۱ بند (۳-۴-۱-۱)؛ $M_{UDy}$ : لنگر خمشی حول محور  $y$  عضو، محاسبه شده براساس مورد ۱ بند (۳-۴-۱-۱)؛ $M_{CE_x}$ : مقاومت خمشی مورد انتظار عضو حول محور  $x$  که براساس معادله (۶-۱۱) یا (۷-۱۱) محاسبه می‌شود؛ $M_{CE_y}$ : مقاومت خمشی مورد انتظار عضو حول محور  $y$  که براساس معادله (۶-۱۱) یا (۷-۱۱) محاسبه می‌شود؛ $P_e$ : بار بحرانی اوپلر  $P_e = \frac{23}{12} F'_e \times A$  که در آن  $F'_e$  براساس مادهی (۱۰-۶-۱-۱۰) مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران محاسبه می‌شود؛ $C_m$ : ضریب تعیین شده در ماده (۱۰-۶-۱-۱۰) مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران؛  
 $\kappa$ : ضریب آگاهی؛ $M_{PCE}$ : ظرفیت خمشی خمیری مورد انتظار مقطع که براساس معادله (۶-۱۱) محاسبه می‌شود؛ $m_x$ : مقدار ضریب  $m$  برای ستون‌ها جهت خمش حول محور  $x$  با توجه به جدول (۲-۱۱)؛ $m_y$ : مقدار ضریب  $m$  برای ستون‌ها جهت خمش حول محور  $y$  با توجه به جدول (۲-۱۱).در ستون‌های فولادی که نیروی محوری وارد شده بیش از ۵۰ درصد مقدار کرانه‌ی پایین مقاومت فشاری ستون،  $P_{CL}$  می‌باشد رفتار ستون چه از نظر خمشی و چه از نظر نیروی محوری کنترل شونده توسط نیرو بوده و لذا در ترکیب تنش‌ها معادله‌ی اندرکنش به صورت زیر خواهد شد.

$$\frac{P_{UF}}{P_{CL}} > 0.5 \quad \text{هر گاه}$$

$$\frac{P_{UF}}{\kappa P_{CL}} + \frac{C_{mx} M_{UFx}}{\kappa \left[ 1 - \frac{P_{UF}}{\kappa P_{ex}} \right] M_{CLx}} + \frac{C_{my} M_{UFy}}{\kappa \left[ 1 - \frac{P_{UF}}{\kappa P_{ey}} \right] M_{CLy}} \leq 1 \quad (۱۵-۱۱)$$

و همچنین

(۱۶-۱۱)

$$\frac{P_{UF}}{\kappa A F_y LB} + 0.85 \left[ \frac{M_{UFx}}{\kappa M_{PCLx}} + \frac{M_{UFy}}{\kappa M_{PCLy}} \right] \leq 1.0; M_{UFx} \leq \kappa M_{PCLx}, M_{UFy} \leq \kappa M_{PCLy}$$

در معادلات (۱۵-۱۱) و (۱۶-۱۱):

$M_{UF}$ : لنگر خمشی حول محور  $x$  یا  $y$  محاسبه شده براساس مورد ۲ بند (۹-۴-۱-۱) با  $M_{CL}$ : کرانه‌ی پایین مقاومت خمشی عضو حول محور  $x$  یا  $y$  که براساس رابطه‌ی (۱۱-۶) یا (۱۱-۷) با جایگزینی  $F_{yLB}$  کرانه‌ی پایین تنش حد تسلیم به جای  $F_{ye}$  محاسبه می‌شود. اعضای فولادی تحت اثر نیروی محوری کششی با رفتار کنترل شونده توسط تغییر شکل می‌باشند و لذا براساس معادله (۹-۱۹) ارزیابی می‌شوند.

ستون‌های فولادی که تحت اثر توام نیروی محوری کششی و لنگر خمشی قرار دارند، اعضای با رفتار کنترل شونده توسط تغییر شکل محسوب شده و در این حالت معادله‌ی ترکیب تنش به صورت معادله (۱۱-۱۷) خواهد شد.

$$\frac{T_{UD}}{m_t \kappa T_{CE}} + \frac{M_{UDx}}{m_x \kappa M_{CEx}} + \frac{M_{UDy}}{m_y \kappa M_{CEy}} \leq 1.0 \quad (۱۷-۱۱)$$

در معادله (۱۷-۱۱):

مقادیر  $M_{UDx}$ ،  $M_{UDy}$ ،  $M_{CEx}$ ،  $M_{CEy}$  همان تعاریف پارامترهای معادله (۱۱-۱۲) را دارند.  $m_t$ : مقدار  $m$  برای تیر یا ستون تحت کشش بوده که براساس جدول (۱۱-۲) تعیین می‌شود؛  $m_x$  و  $m_y$ : مقادیر  $m$  تعریف شده در معادله (۱۱-۱۲)؛

$T_{UD}$ : نیروی محوری کششی ستون محاسبه شده براساس مورد ۱ بند (۹-۴-۱-۱)؛

$T_{CE}$ : مقاومت کششی مورد انتظار که براساس معادله (۱۱-۱۰) محاسبه می‌شود.

۳- چشمه‌ی اتصال در اتصالات صلب: رفتار برشی چشمه‌ی اتصال کنترل شونده توسط تغییر شکل بوده و براساس معادله (۳-۱۹) ارزیابی می‌شود. مقاومت برشی مورد انتظار چشمه‌ی اتصال،  $Q_{CE}$ ، براساس معادله (۱۱-۵) محاسبه شده و مقدار ضریب  $m$  نیز از جدول (۱۱-۲) تعیین می‌شود.

۴- اتصالات صلب تیر- ستون: اتصالات صلب مشخص شده در بند (۱۱-۴-۲-۱) با رفتار کنترل شونده توسط تغییر شکل بوده و براساس معادله (۳-۱۹) با مقادیر  $Q_{UD}$  و  $Q_{CE}$  محاسبه شده برای اجرای بحرانی اتصال و با مقدار  $m$  حاصل از جدول (۱۱-۲) که در صورت لزوم مطابق این بند تغییر می‌نماید ارزیابی می‌شوند. در یک اتصال، جزییات ورق‌های پیوستگی، مقاومت چشمه‌ی اتصال، نسبت دهانه به عمق تیر و بالاخره لاغری بال و جان تیر در معیارهای پذیرش و نهایتاً در مقدار  $m$  موثر می‌باشد. لذا مقادیر  $m$  داده شده در جدول (۱۱-۲) در صورت عدم برآوردن چهار شرطی که متعاقباً بیان می‌شود تغییر و کاهش داده خواهد شد. در هر حال لازم نیست مقدار آن کمتر از یک انتخاب شود.

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

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

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

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

در روابط فوق  $t_{cf}$  ضخامت بال ستون،  $t_{bf}$  ضخامت بال تیر و  $b_{bf}$  عرض بال تیر می باشد. شرط دوم (اثرات چشمه‌ی اتصال): در صورت عدم برآوردن شرایط زیر مقدار  $m$  باید در ضریب ۰٫۸ ضرب شود.

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

که در آن  $V_y = 0.55 F_{ye(col)} d_c t_{cw}$  و  $V_{PZ}$  برش محاسبه شده در چشمه‌ی اتصال در مرحله‌ی شکل-گیری مفصل خمیری در ناحیه‌ی بحرانی در اتصال می باشد. مقدار  $V_{pz}$  در صورتی که  $M_{ye}$  تیر (برش متناظر با تنش حد تسلیم در بال) در وجود ستون شکل گیرد برابر است با:

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

که در آن  $L$  طول دهانه،  $h$  ارتفاع طبقه و مقادیر  $d_b$  و  $d_c$  به ترتیب ارتفاع نیم رخ تیر و ستون می باشند. شرط سوم (اثرات نسبت دهانه به عمق تیر): هرگاه نسبت دهانه‌ی خالص به عمق تیر،  $L/d$  بزرگ‌تر از ۱۰ شود، مقادیر  $m$  در جدول (۱۱-۲) باید در ضریب  $1.4 - 0.04 \frac{L}{d}$  ضرب شوند.

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

$$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}, \frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$$

در صورتی که هر کدام از نسبت‌های ابعادی اجزای بال یا جان تیر از مقادیر زیر تجاوز نمایند مقدار ضریب  $m$  باید در عدد ۰٫۵ ضرب شود.

$$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}, \frac{h}{t_w} \geq \frac{5362}{\sqrt{F_{ye}}}$$

برای مقادیر دیگر از نسب ابعادی بال و یا جان تیر بین مقادیر داده شده در بالا مقدار ضریب اصلاح با استفاده از درونیابی خطی و براساس کوچک‌ترین مقدار ضریب اصلاح حاصل تعیین می شود. اتصالات صلبی که براساس شکل‌گیری مفصل خمیری در تیر و به دور از وجه ستون طراحی می شوند باید با رفتار کنترل شونده توسط نیرو با توجه به معادله (۱۱-۱۸) طراحی شوند.

$$Q_{CLc} \geq Q_{CEb} \quad (11-18)$$

که در آن  $Q_{CLc}$  کرانه‌ی پایین مقاومت اتصال بوده و  $Q_{CEb}$  مقاومت خمشی مورد انتظار تیر می باشد. ۵- اتصال بین صفحه‌ی کف ستون و پی بتنی: برای تسلیم صفحه‌ی کف ستون، تسلیم پیچ و شکست جوش

می‌توان از مقادیر  $m$  داده شده در جدول (۲-۱۱) برای اتصال نیمه صلب با ورق انتهایی بسته به حالت حدی مربوط استفاده نمود. در صورتی که حالت حدی اتصال صفحه‌ی کف ستون و پی بتنی به وسیله‌ی مدهای شکست میل مهار حاکم به وسیله‌ی بتن کنترل شود رفتار اتصال کنترل شونده توسط نیرو باید منظور شود.

#### ۱۱-۴-۲-۴-۳ روش استاتیکی و دینامیکی غیر خطی

تلاش‌های محاسبه شده در اجزای سازه باید ملزومات مورد بحث در بند (۲-۴-۹) را برآورده‌نماید. مقادیر حداکثر تغییر مکان‌های غیر الاستیک مجاز باید براساس جدول‌های (۳-۱۱) و (۴-۱۱) تعیین شوند.

۱- تیرها: عملکرد خمشی تیرها بر مبنای رفتار کنترل شونده توسط تغییر شکل می‌باشد. مقدار تغییر شکل دورانی خمیری مجاز این نوع اعضا در جدول (۳-۱۱) داده شده است. در این جداول  $\theta_y$  براساس بند (۱۱-۳-۲) محاسبه می‌شود.

۲- ستون‌ها: نیروی محوری فشاری در ستون‌ها کنترل شونده توسط نیرو محسوب شده و مقدار  $P_{CL}$  براساس بند (۲-۳-۲-۴-۱۱) محاسبه می‌شود.

تلاش خمشی در ستون‌های همراه با نیروی محوری که در تغییر مکان هدف، مقدار نیروی محوری کم‌تر از  $0.5P_{CL}$  دارند کنترل شونده توسط تغییر شکل محسوب شده و مقدار حداکثر مجاز دوران خمیری این اعضا بسته به فشردگی مقطع و مقدار نیروی محوری از جدول (۳-۱۱) تعیین می‌شود. در این جداول  $\theta_y$  براساس بند (۲-۱-۳-۱۱) محاسبه می‌شود. تلاش خمشی در ستون‌هایی که نیروی محوری در تغییر مکان هدف برابر و یا بیش از  $0.5P_{CL}$  می‌باشد کنترل شونده توسط نیرو محسوب شده و باید توسط معادلات (۱۱-۱۵) و (۱۱-۱۶) ارزیابی شوند.

۳- چشمه‌ی اتصال در اتصالات صلب: چرخش خمیری مورد انتظار در چشمه‌ی اتصال نیز با توجه به معیارهای پذیرش داده شده در جدول (۳-۱۱) تعیین می‌شود.

۴- اتصالات صلب تیر- ستون: اتصالات صلب مشخص شده در بند (۱-۲-۴-۱۱) با رفتار کنترل شونده توسط تغییر شکل بوده و مقدار چرخش خمیری حاصل از تحلیل باید با مقدار داده شده در جدول (۳-۱۱) که بسته به مورد مطابق شرایط زیر تغییر می‌نماید مقایسه شود. در یک اتصال، جزییات ورق‌های پیوستگی، مقاومت چشمه‌ی اتصال، نسبت دهانه به عمق تیر و بالاخره لاغری بال و جان تیر در معیارهای پذیرش موثر می‌باشد. لذا مقادیر مجاز چرخش خمیری در صورت عدم برآوردن چهار شرط زیر تغییر و کاهش می‌یابد. شرط اول (اثرات ورق پیوستگی): در صورت عدم برآوردن شرایط زیر مقدار چرخش خمیری داده شده در جدول (۳-۱۱) باید در ضریب ۰٫۸ ضرب شود.

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

یا

$$t \geq \frac{t_{bf}}{2} \quad \text{و} \quad \frac{b_{bf}}{7} \leq t_{cf} < \frac{b_{bf}}{5.2}$$

$$t \geq t_{bf} \quad \text{و} \quad t_{cf} < \frac{b_{bf}}{7}$$

در روابط فوق  $t_{cf}$  ضخامت بال ستون و  $b_{bf}$  عرض بال تیر می‌باشد. شرط دوم (اثرات چشمه‌ی اتصال): در صورت عدم برآوردن شرایط زیر مقدار چرخش خمیری داده شده در جدول (۳-۱۱) باید در ضریب ۰٫۸ ضرب شود.

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

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

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

که در آن  $L$  طول دهانه و  $h$  ارتفاع طبقه و مقادیر  $d_b$  و  $d_c$  به ترتیب ارتفاع نیم رخ تیر و ستون می‌باشند. شرط سوم (نسبت دهانه به عمق تیر): هر گاه نسبت دهانه‌ی خالص به عمق تیر،  $\frac{L}{d}$ ، کمتر از ۸ باشد، مقدار چرخش خمیری در جدول (۳-۱۱) باید در ضریب  $\frac{L/d - 2}{6}$  ضرب شود.

شرط چهارم (اثرات لاغری بال و جان تیر): هر گاه نسبت ابعادی اجزای بال و جان تیر شرایط زیر را ارضا نماید نیاز به تغییر مقدار چرخش خمیری در جدول (۳-۱۱) نمی‌باشد.

$$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}, \frac{h}{t_w} \geq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$$

در صورتی که هر کدام از نسبت‌های ابعادی اجزای بال یا جان تیر از مقادیر زیر تجاوز نماید مقدار چرخش خمیری داده شده در جدول (۳-۱۱) باید در ضریب ۰٫۵ ضرب شود.

$$\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}, \frac{h}{t_w} \geq \frac{5365}{\sqrt{F_{ye}}}$$

برای مقادیر دیگر از نسبت‌های ابعادی بال و یا جان تیر بین مقادیر داده شده در بالا مقدار ضریب اصلاح چرخش خمیری با استفاده از درون‌یابی خطی و براساس کوچک‌ترین مقدار حاصل تعیین می‌شود. اتصالات صلبی که براساس شکل‌گیری مفصل خمیری در تیر و به دور از وجه ستون طراحی می‌شوند باید با رفتار کنترل شونده توسط نیرو و با بررسی آن که کرانه‌ی پایین مقاومت اتصال بیشتر از مقاومت خمشی مورد انتظار تیر در محل اتصال باشد ارزیابی شوند.

#### ۱۱-۴-۲-۵ معیارهای بهسازی

اجزای سازه فولادی که معیارهای پذیرش مشخص شده در بندهای قبل را برای سطح عملکرد انتخابی تامین نمایند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۳-۱۱-۳) و سایر ضوابط این استاندارد باشد.

## ۱۱-۴-۳ قاب‌های نیمه صلب

### ۱۱-۴-۳-۱ کلیات

در صورتی که اتصالات شرایط مندرج در بند (۱۱-۴-۲-۱) را نداشته باشند، به عنوان اتصالات نیمه صلب محسوب می‌شوند. دو نوع اتصال رایج که می‌تواند به عنوان اتصال نیمه صلب مورد استفاده قرار گیرد به قرار زیر می‌باشد:

الف- اتصال با نبشی‌های بالایی و پایینی با استفاده از پیچ یا پرچ.

ب- اتصال با سپری بالایی و پایینی با استفاده از پیچ یا پرچ به بال ستون و پیچ یا پرچ یا جوش به بال تیر. در صورتی که اتصال با ورق بال یا ورق انتهایی، ضعیف یا انعطاف‌پذیر باشد، باید به عنوان اتصالات نیمه صلب منظور شود. دیگر انواع اتصالات نیمه صلب در جدول (۱۱-۲) بیان شده‌اند. در یک اتصال نیمه صلب ضعیف‌ترین مکانیزم شکست، حاکم بر رفتار گره اتصال خواهد بود.

### ۱۱-۴-۳-۲ سختی

#### ۱۱-۴-۳-۲-۱ روش استاتیکی و دینامیکی خطی

۱- تیرها، ستون‌ها و چشمه‌های اتصال: سطح مقطع محوری، سطح برشی و لنگر اینرسی و سختی تیرها، ستون‌ها و چشمه‌های اتصال باید براساس ضوابط بند (۱۱-۳-۱-۱) تعیین شوند.

۲- گره اتصال: مقدار سختی  $K_{\theta}$  برای هر اتصال نیمه صلب جهت تحلیل قاب‌های با این نوع اتصال می‌تواند براساس آزمایش و یا یک تحلیل مناسب تعیین شود. در محاسبه‌ی تغییر مکان قاب، تغییر شکل اتصال نیز باید منظور شود. سختی  $K_{\theta}$  را می‌توان به روش تقریبی از رابطه (۱۱-۱۹ الف) برآورد نمود.

$$K_{\theta} = \frac{M_{CE}}{0.005} \quad \text{(الف ۱۱-۱۹)}$$

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

رابطه‌ی فوق برای قاب‌های نیمه صلب زیر مورد قبول می‌باشد.

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

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

برای دیگر اتصالات نیمه صلب ذکر نشده در بندهای قبل مقدار سختی دورانی با توجه به رابطه (۱۱-۱۹ ب)

$$K_{\theta} = \frac{M_{CE}}{0.003} \quad \text{(ب ۱۱-۱۹)}$$

مقاومت اتصال  $M_{CE}$  در بند (۱۱-۴-۳-۳) محاسبه شده است.

به جای استفاده از مدل تحلیلی دقیق قاب نیمه صلب، به عنوان یک روش تقریبی می‌توان در مدل‌سازی قاب را صلب منظور نمود مشروط بر آن که، سختی تیرهای اتصال به وسیله‌ی رابطه (۱۱-۲۰) اصلاح شود.

$$EI_b \text{ (اصلاح شده)} = \frac{1}{\frac{6h}{L_b^2 K_\theta} + \frac{1}{EI_b}} \quad (۲۰-۱۱)$$

که در آن:

- $K_\theta$ : سختی فنر چرخشی معادل اتصال که براساس رابطه (۱۹-۱۱ الف) یا (۱۹-۱۱ ب) محاسبه می‌شود؛
  - $E$ : ضریب ارتجاعی؛
  - $I_b$ : لنگر اینرسی تیر؛
  - $h$ : ارتفاع متوسط ستون‌های طبقه؛
  - $L_b$ : طول دهانه‌ی تیر از مرکز تا مرکز.
- با تحلیل قاب بدین روش مقدار چرخش اتصال، همان چرخش حاصل در تیر در گره اتصال خواهد بود.

#### ۱۱-۴-۳-۲ روش استاتیکی غیر خطی

هر گاه از روش استاتیکی غیر خطی بیان شده در بند ۳ استفاده شود، می‌توان از معیارهای بیان شده در این بند در تحلیل استفاده نمود.

- ۱- خواص محدوده‌ی ارتجاعی اجزا باید مطابق بند (۱۱-۴-۳-۲) مدل شود.
- ۲- برای تیرها، ستون‌ها و چشمه‌های اتصال باید از رفتار غیر خطی لنگر- انحنای و یا بار- تغییر مکان داده شده در بند (۱۱-۳-۲) استفاده نمود.

جهت رفتار لنگر- دوران اتصال نیمه صلب می‌توان از نتایج آزمایش‌ها بهره گرفت. اما در صورت نداشتن نتایج قابل قبول می‌توان از دیگرام لنگر- دوران داده شده در شکل (۱۱-۱) با مقادیر  $a$  و  $b$  و  $c$  داده شده در جدول‌های (۱۱-۳) و (۱۱-۴) استفاده نمود. در اتصالات نیمه صلبی که رابطه‌ی (۱۹-۱۱ الف) در مورد آن‌ها صادق است، مقدار  $\theta_y$  برابر با  $0.005$  انتخاب می‌شود، برای دیگر اتصالات مقدار  $\theta_y$  برابر  $0.003$  انتخاب می‌شود.

#### ۱۱-۴-۳-۳ روش دینامیکی غیر خطی

در این روش لازم است رفتار چرخه‌ای کامل هر جزء به طور مناسب براساس نتایج آزمایش مدل شود.

#### ۱۱-۴-۳-۳ مقاومت

#### ۱۱-۴-۳-۳ کلیات

مقاومت اجزا باید براساس ملزومات کلی بند (۱۱-۳-۲) و ملزومات مشخص شده در این بند محاسبه شود.

#### ۱۱-۴-۳-۳ روش استاتیکی و دینامیکی خطی

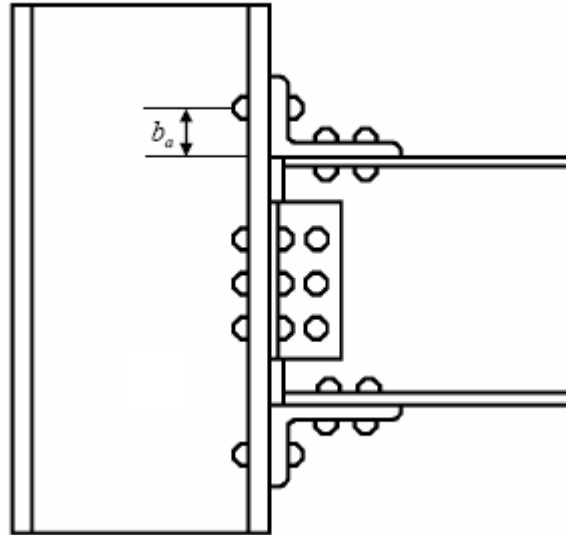
مقاومت تیرها و ستون‌های فولادی که براساس روش‌های خطی تحلیل می‌شوند براساس بند (۱۱-۴-۳-۳-۲) در قاب‌های صلب محاسبه می‌شود. مقاومت مورد انتظار،  $Q_{CE}$ ، برای اتصالات در قاب‌های نیمه صلب براساس نتایج آزمایش و یا روش‌های بیان شده در این بند محاسبه می‌شود.

- ۱- اتصال با نبشی‌های بالایی و پایینی: این اتصال با استفاده از نبشی‌های بالایی و پایینی و با استفاده از پیچ

یا پرچ جهت اتصال تیر به ستون مطابق شکل (۳-۱۱) مورد استفاده قرار می‌گیرد. لنگر مقاوم مورد انتظار اتصال،  $M_{CE}$ ، در جهت اطمینان کوچک‌ترین مقدار حاصل از چهار حالت حدی بیان شده در زیر خواهد بود.

۱-۱- حالت حدی ۱:

هر گاه برش وسایل اتصال بین بال تیر و بال افقی نبشی، مقاومت اتصال را کنترل نماید.



شکل (۳-۱۱) اتصال پیچی یا پرچی تیر به ستون با نبشی

در اتصالات پرچی و اتصالات اتکایی و اصطکاکی با پیچ‌های پر مقاومت:

$$Q_{CE} = M_{CE} = d_b \left[ \frac{5}{3} F_V A_b N_b \right] \quad (۱۱-۲۱ \text{ الف})$$

در اتصالات اتکایی با پیچ معمولی:

$$Q_{CE} = M_{CE} = d_b [2 F_V A_b N_b] \quad (۱۱-۲۱ \text{ ب})$$

در روابط فوق:

$d_b$ : عمق تیر؛

$F_V$ : تنش برشی مجاز پیچ‌ها یا پرچ‌ها بر اساس مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران و با استفاده از مقادیر تنش حد تسلیم یا تنش حد نهایی مورد انتظار پرچ یا پیچ؛

$A_b$ : سطح مقطع پیچ یا پرچ؛

$N_b$ : حداقل تعداد پیچ‌ها یا پرچ‌های متصل‌کننده‌ی بال بالا یا پایین تیر به ساق نبشی.

۲-۱- حالت حدی ۲: هر گاه ظرفیت کششی بال افقی نبشی، کنترل‌کننده‌ی ظرفیت اتصال باشد، در این حالت  $Q_{CE}$  از رابطه‌ی (۲۲-۱۱) محاسبه می‌شود.

$$Q_{CE} = M_{CE} \leq P_{CE} [d_b + t_a] \quad (۲۲-۱۱)$$

در رابطه‌ی فوق  $t_a$  ضخامت نبشی بوده و مقدار  $P_{CE}$  کوچک‌ترین مقدار محاسبه شده از دو رابطه‌ی زیر خواهد بود.



$$P_{CE} = 5.3 F_t A_g \quad \text{بر روی سطح مقطع کل} \quad (۲۳-۱۱)$$

$$P_{CE} = 2 F_t A_e \quad \text{بر روی سطح مقطع مؤثر} \quad (۲۴-۱۱)$$

که در آن:

$F_t$ : تنش مجاز کششی بر روی سطح مقطع کل و یا سطح مقطع مؤثر بر اساس مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران و با استفاده از مقادیر تنش حد تسلیم یا تنش نهایی مورد انتظار مصالح؛

$A_g$ : سطح مقطع بال افقی نبشی؛

$A_e$ : سطح مقطع مؤثر بال افقی نبشی بر اساس مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران.

۱-۳- حالت حدی ۳: هر گاه ظرفیت کششی پیچ یا پرچ که بال قایم نبشی را به بال ستون متصل می‌کند متصل می‌کند کنترل کننده‌ی ظرفیت اتصال باشد داریم:

$$Q_{CE} = M_{CE} = [d_b + b_a] [2 F_t A_b N_b] \quad (۲۵-۱۱)$$

که در آن:

$b_a$ : فاصله‌ی نشان داده شده در شکل (۱۱-۳)؛

$F_t$ : تنش کششی مجاز مورد انتظار در پیچ‌ها و پرچ‌ها بر اساس مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران و با استفاده از مقادیر تنش حد تسلیم یا تنش حد نهایی مورد انتظار مصالح پیچ یا پرچ؛

$A_b$ : سطح مقطع پیچ یا پرچ؛

$N_b$ : حداقل تعداد پیچ‌ها یا پرچ‌ها که ساق قایم نبشی بالا یا پایین را به بال ستون متصل می‌کند.

۱-۴- حالت حدی ۴: هر گاه تسلیم خمشی بال قایم نبشی کنترل کننده‌ی ظرفیت اتصال شود، در این حالت مقدار  $Q_{CE}$  در کلیه‌ی اتصالات اعم از پرچی یا پیچی از رابطه‌ی (۱۱-۲۶) محاسبه می‌شود.

$$Q_{CE} = M_{CE} = \frac{F_{ye} [d_b + b_a]}{\left[ b_a - \frac{t_a}{2} \right]} \times \frac{w t_a^2}{4} \quad (۲۶-۱۱)$$

که در آن  $w$  طول نبشی است.

۲- اتصال با استفاده از سپری: در این اتصال سپری بالا و پایین مطابق شکل (۱۱-۴ الف) و (۱۱-۴ ب) به بال ستون پیچ یا پرچ شده و بال تیر نیز به وسیله پیچ یا پرچ و یا جوش به جان سپری متصل می‌شود.

لنگر مقاوم،  $M_{CE}$ ، در این حالت کوچک‌ترین مقدار محاسبه شده از چهار حالت حدی زیر خواهد بود.

۱-۲- حالت حدی ۱: هر گاه برش وسایل اتصال بین بال تیر و جان سپری مقاومت اتصال را کنترل نماید برای اتصالات پرچی یا پیچی یکی از معادلات (۱۱-۲۱ الف) یا (۱۱-۲۱ ب) مورد استفاده قرار می‌گیرد و برای اتصال جوشی از رابطه‌ی (۱۱-۲۷) باید استفاده نمود.

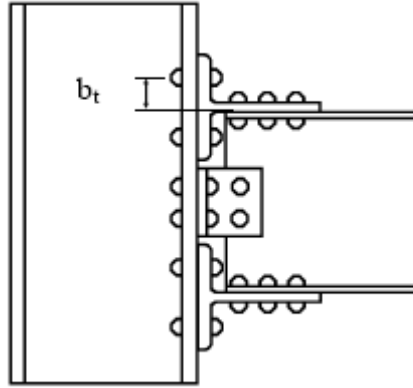
$$Q_{CE} = M_{CE} = d_b [2 R_w L_w] \quad (۲۷-۱۱)$$

که در آن  $R_w$  ارزش جوش گوشه در برش بر اساس مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران و  $L_w$  حداقل طول جوش گوشه اتصال دهنده‌ی بال بالا یا پایین تیر به جان سپری می‌باشد.

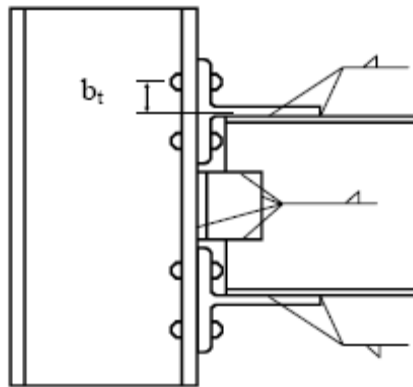
۲-۲- حالت حدی ۲: هر گاه ظرفیت کششی پیچ‌ها یا پرچ‌های متصل کننده‌ی بال سپری به بال ستون کنترل کننده‌ی ظرفیت اتصال شود، داریم.

$$Q_{CE} = M_{CE} = [d_b + 2b_t + t_s] [2 F_t A_b N_b] \quad (28-11)$$

که در آن پارامترهای  $F_t$ ،  $A_b$  و  $N_b$  همان تعریف پارامترهای رابطه‌ی (۱۱-۲۵) را داشته و علاوه بر آن؛  
فاصله‌ی نشان داده شده در شکل‌های (۱۱-۴ الف) و (۱۱-۴ ب)؛  
 $t_s$ : ضخامت جان سپری.



شکل (۱۱-۴ الف): اتصال پیچی یا پرچی جان سپری به بال تیر



شکل (۱۱-۴ ب): اتصال جوشی جان سپری به بال تیر

۳-۲- حالت حدی ۳: هر گاه کشش در جان سپری کنترل‌کننده‌ی مقاومت اتصال شود، می‌توان از روابط (۱۱-۲۳) و (۱۱-۲۴) جهت تعیین  $P_{CE}$  با مقادیر  $A_g$  و  $A_e$  به ترتیب برابر سطح مقطع کل و سطح مقطع مؤثر جان سپری و سپس از رابطه‌ی (۱۱-۲۲) با قرار دادن  $t_s$  به جای  $t_a$  جهت تعیین  $Q_{CE}$  استفاده نمود.

۴-۲- حالت حدی ۴: هر گاه خمش بال‌های سپری کنترل‌کننده‌ی مقاومت اتصال شود.

$$Q_{CE} = M_{CE} = 2 \times \frac{F_{ye} [d_b + t_s]}{[b_t - k_1]} \times \frac{wt_f^2}{4} \quad (29-11)$$

در رابطه‌ی فوق:

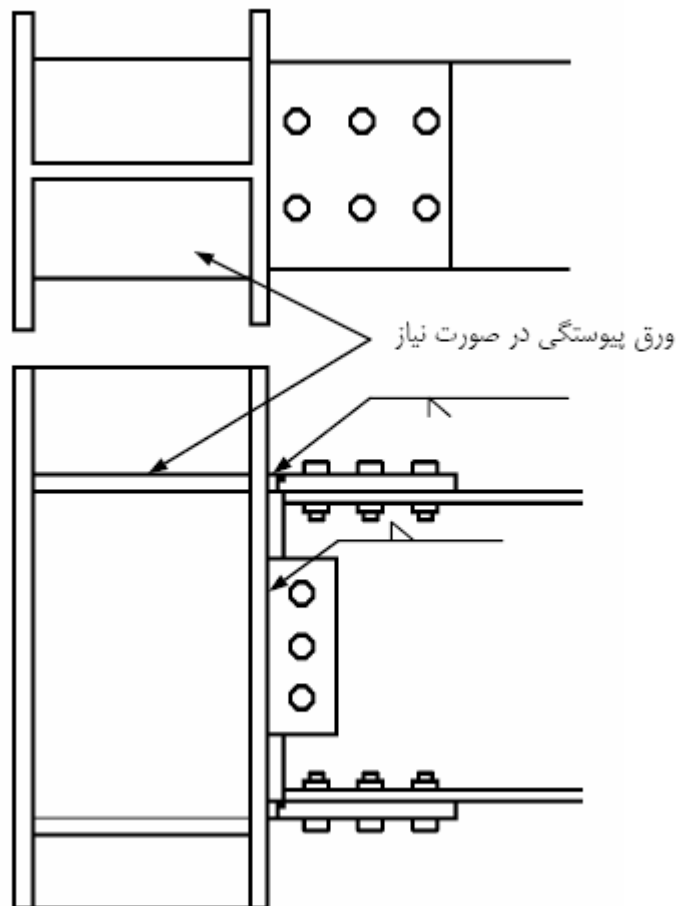
$b_f$  : فاصله‌ی نشان داده شده در شکل‌های (۴-۱۱ الف) و (۴-۱۱ ب)؛

$k_1$  : فاصله از مرکز جان سپری تا لبه‌ی گردی شروع اتصال جان به بال سپری؛

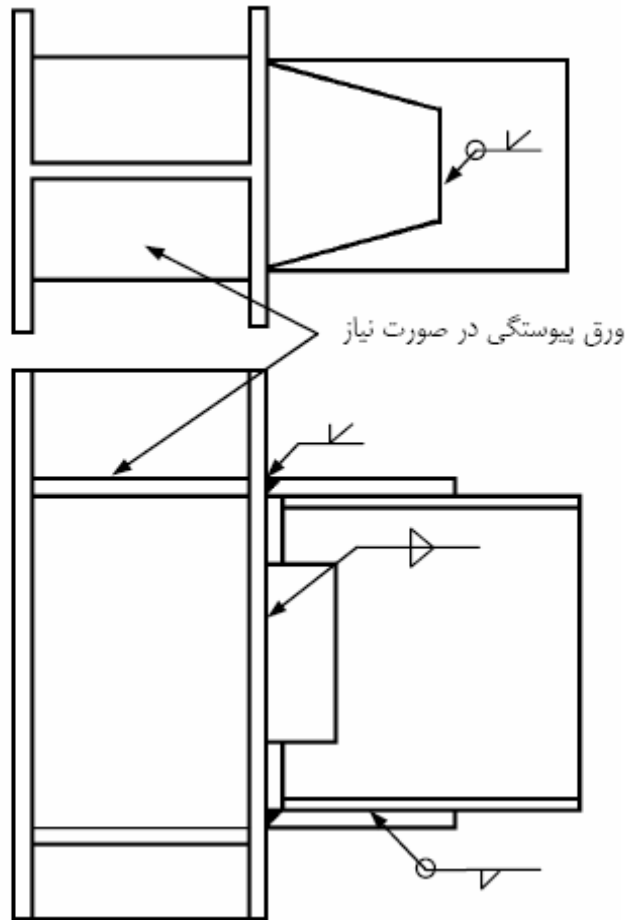
$w$  : طول سپری؛

$t_f$  : ضخامت بال سپری.

۳- اتصال با ورق بال: در این اتصال با استفاده از جوش نفوذی کامل به بال ستون متصل شده و همچنین توسط پیچ یا پرچ و یا توسط جوش به بال تیر آهن متصل می‌شود، نمونه‌ی این اتصال در اشکال (۵-۱۱ الف) و (۵-۱۱ ب) نشان داده شده است، اتصال نبشی جان می‌تواند با استفاده از پیچ، پرچ و یا جوش باشد.



شکل (۵-۱۱ الف): اتصال ورق به بال تیر با پیچ یا پرچ



شکل (۱۱-۵ ب): اتصال ورق به بال تیر با جوش

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

۱-۳- حالت حدی ۱: هر گاه برش وسایل اتصال بین بال تیر و ورق اتصال، مقاومت اتصال را کنترل نماید، برای اتصالات پرچی یا پیچی یکی از روابط (۱۱-۲۱ الف) یا (۱۱-۲۱ ب) مورد استفاده قرار می‌گیرد و برای اتصال جوشی از رابطه‌ی (۱۱-۲۷) باید استفاده نمود.

۲-۳- حالت حدی ۲: هر گاه ظرفیت کششی وری اتصال کنترل‌کننده‌ی ظرفیت اتصال شود، در این حالت  $Q_{CE}$  چه در اتصال جوشی و چه در اتصال پیچی یا پرچی از رابطه‌ی (۱۱-۲۲) با جایگزینی  $t_p$  با  $t_a$  ضخامت ورق اتصال محاسبه می‌شود. مقدار  $P_{CE}$  نیز بسته به کشش ورق بر روی سطح مقطع کل یا سطح مقطع خالص از روابط (۱۱-۲۳) و (۱۱-۲۴) محاسبه خواهد شد.

۳-۳- حالت حدی ۳: هر گاه جوش اتصال ورق به بال ستون کنترل‌کننده‌ی ظرفیت اتصال شود، در این حالت  $Q_{CE}$  از رابطه‌ی (۱۱-۳۰) که در آن  $R_w$  ارزش جوش نفوذی کامل در برش (محاسبه شده بر اساس مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران) می‌باشد، محاسبه می‌شود.

$$Q_{CE} = M_{CE} = (d_b + t_p) (2 R_w L_w) \quad (30-11)$$

۴- اتصال با ورق انتهایی جوش شده به مقطع تیر و پیچ شده به بال ستون مطابق شکل (۶-۱۱) نیز در صورتی می‌تواند به عنوان اتصال صلب منظور شود که کرانه‌ی پایین مقاومت اتصال یا مقاومت مورد انتظار اتصال برابر یا بیش‌تر از مقاومت مورد انتظار تیز متصل‌شونده باشد.

کرانه‌ی پایین مقاومت،  $Q_{CL} = M_{CL}$ ، بر اساس حالت حدی از پیچ‌ها که تحت اثر مشترک کشش و برش می‌باشند محاسبه می‌شود. تنش اسمی کششی  $F_t$  در اتصالات برشی (اتکایی)، نباید از مقادیر مندرج در جدول (۱-۱۱) بیشتر شود. در اتصالات اصطکاکی نیز باید مقدار نیروی مقاوم در لغزش،  $r_s$ ، هر پیچ که از

رابطه‌ی (۳۱-۱۱) محاسبه می‌شود در ضریب کاهش  $1 - \frac{f_t A_b}{1.13 T_b}$  ضرب شود.

$$r_s = 1.5 T_b N_s \quad (31-11)$$

در رابطه‌ی فوق؛

$f_t$  : تنش کششی وارد شده بر هر پیچ؛

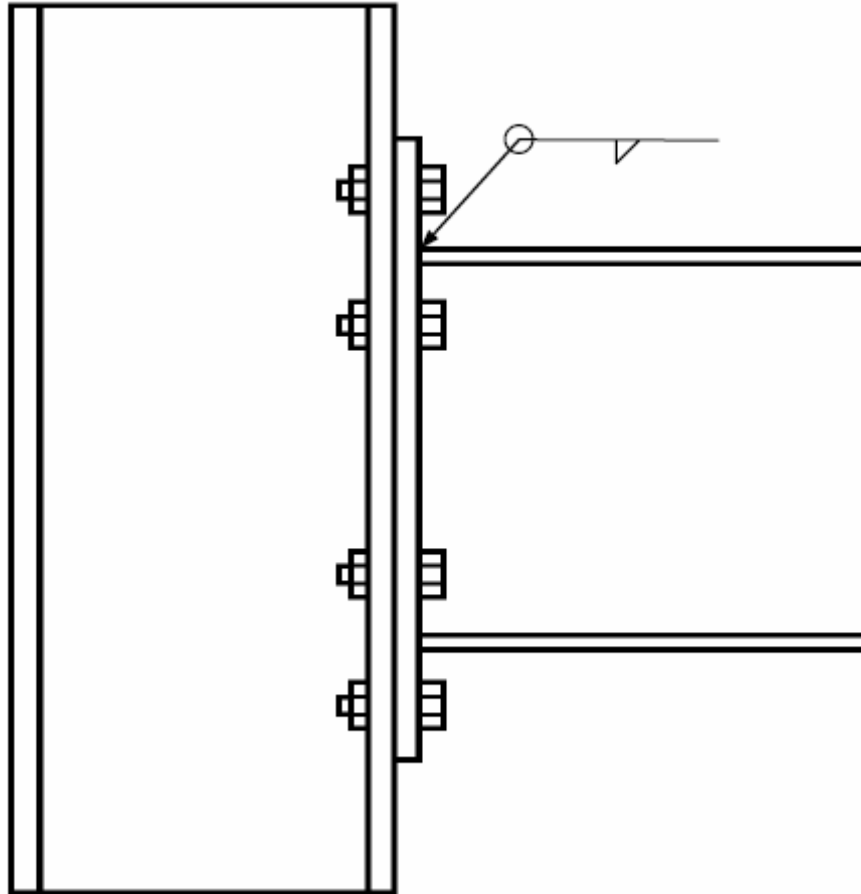
$A_b$  : سطح مقطع اسمی پیچ؛

$T_b$  : بار پیش‌تنیدگی پیچ‌ها که مطابق با مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران تعیین می‌شود؛

$N_s$  : تعداد سطوح لغزش؛

$f_v$  : تنش برشی وارد شده بر هر پیچ.

مقاومت مورد انتظار،  $Q_{CE} = M_{CE}$ ، بر اساس حالت حدی خمش در ورق انتهایی محاسبه می‌شود.



شکل (۱۱-۶): اتصال با ورق انتهایی

جدول (۱۱-۱): تنش اسمی کششی،  $F_t$ ، در اتصالات برشی (اتکابی) بر حسب  $kg/cm^2$

نوع وسیله‌ی اتصال	سطح برش از قسمت رزوه شده می-گذرد	سطح برش خارج از قسمت رزوه قرار دارد
پیچ معمولی	$4100 - 2.5 f_v \leq 3150$	
پیچ A325	$8070 - 2.5 f_v \leq 6200$	$8070 - 2.0 f_v \leq 6200$
پیچ A490	$9800 - 2.5 f_v \leq 7500$	$9800 - 2.0 f_v \leq 7500$
قطعه‌ی رزوه شده	$0.98 F_{ue} - 2.5 f_v \leq 0.75 F_{ue}$	$0.98 F_{ue} - 2.0 f_v \leq 0.75 F_{ue}$
پرچ	$0.98 F_{ue} - 2.4 f_v \leq 0.75 F_{ue}$	

۱۱- اتصال نیمه صلب مختلط: سختی و مقاومت مورد پذیرش برای این نوع اتصال باید بر پایه‌ی یک روش تحلیلی منطقی و یا نتایج آزمایش تعیین شود.

۱۱-۳-۳-۳-۴ روش استاتیکی غیر خطی

در این روش رابطه‌ی نیرو- تغییر شکل مطابق شکل (۱۱-۱) باید برای هر جزء و بر اساس بند (۱۱-۳-۱) مشخص می‌شود. مقادیر مقاومت مورد انتظار،  $Q_{CE}$ ، اتصالات نیمه صلب همان مقادیر محاسبه شده در

روش‌های خطی در بند (۲-۳-۳-۱۱) خواهد بود.

#### ۴-۳-۳-۴-۱۱ روش دینامیکی غیر خطی

برای این روش رفتار چرخه‌ای هر جزء باید بر اساس آزمایش تعیین شود.

#### ۴-۳-۴-۱۱ معیارهای پذیرش

##### ۴-۳-۴-۱۱ کلیات

معیارهای پذیرش اجزا بر اساس ملزومات کلی بند (۲-۳-۱۱) و ملاحظات مشخص شده در این بند محاسبه می‌شود.

#### ۲-۴-۳-۴-۱۱ روش استاتیکی و دینامیکی خطی

مطابق بند (۱-۴-۳) تلاش‌های وارد شده بر هر عضو باید با ظرفیت آن عضو مقایسه شود. مقدار ضریب  $m$  برای اجزا و اتصالات قاب‌های نیمه صلب باید بر اساس جدول (۲-۱۱) تعیین شود. حالات حدی که در جدول (۲-۱۱) ذکر نشده‌اند باید با رفتار کنترل‌شونده تحت اثر نیرو بررسی شوند.

#### ۳-۴-۳-۴-۱۱ روش استاتیکی و دینامیکی غیر خطی

تلاش‌های محاسبه شده اجزا باید ضوابط بند (۲-۴-۳) را ارضا نمایند. ماکزیمم تغییر مکان غیر خطی مجاز بر اساس جدول‌های (۳-۱۱) و (۴-۱۱) تعیین می‌شود.

#### ۵-۳-۴-۱۱ معیارهای بهسازی

اجزای سازه‌های فولادی نیمه صلبی که معیارهای پذیرش مشخص شده در بندهای قبل را برای سطح عملکرد انتخابی تأمین ننماید باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید بر اساس ضوابط بند (۳-۳-۱۱) و سایر ضوابط این استاندارد باشد.

#### ۵-۱۱ قاب‌های فولادی مهاربندی شده

##### ۱-۵-۱۱ کلیات

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

روش‌های مدل‌سازی و معیارهای بهسازی قاب‌های مهاربندی شده با محورهای متقارب و غیر متقارب به ترتیب در بندهای (۲-۵-۱۱) و (۳-۵-۱۱) ذکر شده است. اجزای قاب‌های مهاربندی شده با محورهای متقارب و غیر متقارب شامل ستون‌ها، تیرها، مهاربندها و اتصالات آن‌ها می‌باشد. علاوه بر این، در قاب‌های مهاربندی شده با محورهای غیر متقارب عضو تیر پیوند نیز موجود است.

#### ۲-۵-۱۱ قاب‌های مهاربندی شده با محورهای متقارب

##### ۱-۲-۵-۱۱ کلیات

قاب‌های مهاربندی شده با محورهای متقارب (CBF) عبارتند از سیستم‌های قابی مهاربندی شده که در آن‌ها

محورهای اعضا در هر گره در یک نقطه یکدیگر را قطع می‌کنند، یا اگر در چند نقطه قطع می‌کنند، فاصله‌ی بین دورترین نقطه‌ی تقاطع از مرکز گره (محل تلاقی محورهای تیر و ستون) کوچک‌تر یا مساوی عرض مقطع کوچک‌ترین عضو متصل‌شونده در گره باشد. اثرات ناشی از برون محورهای موضعی فوق باید در طراحی اعضای متصل‌شونده در نظر گرفته شود.

#### ۱۱-۵-۲-۲ سختی

#### ۱۱-۵-۲-۲-۱ روش استاتیکی و دینامیکی خطی

سطح مقطع محوری، سطح برش و لنگر اینرسی اعضا باید مطابق با ضوابط بیان شده در بند (۱۱-۳-۱) محاسبه شود. گره اتصال مطابق آنچه که در بندهای (۱۱-۲-۲-۴-۵) و (۱۱-۲-۳-۴-۱۱) آمده است مدل می‌شود.

مهاربندها را باید به عنوان ستون آن گونه که در بند (۱۱-۳-۵) مشخص شده مدل نمود.

#### ۱۱-۵-۲-۲-۲ روش استاتیکی غیر خطی

اگر از روش استاتیکی غیر خطی گفته شده در بند ۳ استفاده شود، معیارهای زیر حاکم خواهند بود:

۱- در مورد خواص محدوده‌ی ارتجاعی اعضا از ضوابط بند (۱۱-۲-۲-۵-۱۱) استفاده شود.

۲- منحنی‌های غیر خطی لنگر- انحنای یا نیرو- تغییر مکان که نمایانگر جاری شدن و کمانش می‌باشند باید مطابق با بند (۱۱-۳-۱) برای تیرها و ستون‌ها و بند (۱۱-۲-۳-۴-۱۱) برای اتصالات نیمه صلب باشند. به جای استفاده از روابطی که مبتنی بر آزمایش یا تحلیل می‌باشند، منحنی غیر خطی نیرو- تغییر مکان مهاربندها را می‌توان آن گونه که در شکل (۱۱-۱) نشان داده شده و با استفاده از مقادیر داده شده برای پارامترهای مربوط در جدول‌های (۱۱-۳) و (۱۱-۴) مدل نمود. برای مهاربندهای تحت فشار، پارامتر  $\Delta$  در شکل (۱۱-۱) باید به عنوان تغییر شکل محوری در نظر گرفته شود.

کاهش مقاومت مهاربند پس از کمانش باید در مدل منظور شود. مدل‌سازی مهاربند فشاری با فرض رفتار ارتجاعی- خمیری برای آن در صورتی مجاز است که نیروی حد جاری شدن مساوی مقاومت پس‌ماند پس از کمانش فرض شود که در شکل (۱۱-۱) و جدول‌های (۱۱-۳) و (۱۱-۴) توسط پارامتر C نشان داده شده است. آثار وجود نیروهای بزرگ‌تر از این کرانه‌ی پایینی نیرو باید در نظر گرفتن سایر اعضای که مهاربند به آن‌ها متصل است ارزیابی شود.

#### ۱۱-۵-۲-۲-۳ روش دینامیکی غیر خطی

در این روش رفتار کامل چرخه‌ای هر عضو باید بر اساس آزمایش یا روش مورد تأیید دیگری تعیین شود.

#### ۱۱-۵-۲-۳ مقاومت

#### ۱۱-۵-۲-۳-۱ کلیات

مقاومت اعضا باید با استفاده از ضوابط کلی داده شده در بند (۱۱-۲-۴) و ضوابط تصریح شده در این بند محاسبه شود.



#### ۱۱-۵-۲-۳-۲ روش استاتیکی و دینامیکی خطی

مقاومت مورد انتظار،  $Q_{CE}$ ، مهاربندهای فولادی تحت فشار محوری باید مساوی کمترین مقدار بین حالات حدی کمانش کلی یا موضعی باشد. مقاومت طراحی مؤثر،  $P_{CE}$ ، مهاربند در فشار از رابطه‌ای مشابه رابطه‌ی (۹-۱۱) با استفاده از  $F_{as}$  به جای  $F_a$  به دست می‌آید. عبارت  $F_{as}$  است از تنش مجاز فشاری مهاربند که در بند ۸-۲ از پیوست شماره ۲ ویرایش ۲ استاندارد بند ۲-۱ آمده است. در هنگام استفاده از بند مزبور باید به جای  $F_y$  از  $F_{ye}$  استفاده نمود. در حالت معمول مهاربندهای ضربدری که در آن هر دو مهاربند در وسط طول یکدیگر را قطع می‌نمایند و در آن جا به هم متصلند، طول مؤثر هر دو مهاربند باید برابر نصف طول مهاربند شامل ورق‌های اتصال انتهایی در کمانش درون صفحه‌ای و  $0.67$  طول کل مهاربند به شرح فوق در کمانش خارج از صفحه در نظر گرفته شود. برای دیگر حالات هندسی مهاربندی (۷، ۸، مهاربندی)، طول مهاربند برابر است با طول کل آن شامل ورق‌های اتصال انتهایی و طول مؤثر برابر  $0.8$  طول کل مهاربند برای کمانش درون صفحه و برابر طول کل مهاربند برای کمانش خارج از صفحه خواهد بود.

مقاومت مورد انتظار،  $Q_{CE}$ ، مهاربند فولادی در کشش بایستی مشابه با ستون‌ها محاسبه شود که در بند (۱۱-۴-۲-۳-۲) داده شده است.

مقاومت مورد انتظار،  $Q_{CE}$ ، و کرانه‌ی پایینی مقاومت،  $Q_{CL}$ ، تیرها و ستون‌های قاب مهاربندی شده باید مشابه با ضوابط مربوط به تیرها و ستون‌های قاب صلب در بند (۱۱-۴-۲-۳) محاسبه شود. مقاومت تیرهایی که تحت بار محوری قابل ملاحظه می‌باشند باید مشابه با ستون‌های قاب‌های صلب محاسبه شود.

کرانه‌ی پایینی مقاومت اتصالات مهاربند باید با استفاده از رابطه‌ی (۱۱-۱۰) و براساس کمترین عدد به دست آمده بر مبنای مقاومت ورق اتصال یا وسایل اتصال محاسبه شود.

#### ۱۱-۵-۲-۳-۳ روش استاتیکی غیر خطی

به جای استفاده از روابط مبتنی بر آزمایش یا تحلیل، منحنی نیرو- تغییر مکان هر عضو آن گونه که در شکل (۱۱-۱) نشان داده شده است باید مطابق با بند (۱۱-۳-۱-۲) تعریف شود.

مقادیر مقاومت مورد انتظار،  $Q_{CE}$  مساوی است با همان مقادیری که در بند (۱۱-۵-۲-۳-۲) برای روش‌های خطی داده شده است.

#### ۱۱-۵-۲-۳-۴ روش دینامیکی غیر خطی

در این روش رفتار چرخه‌ای کامل در هر عضو باید توسط آزمایش تعیین شود.

#### ۱۱-۵-۲-۴ معیارهای پذیرش

##### ۱۱-۵-۲-۴-۱ کلیات

معیارهای پذیرش اعضا مطابق با ضوابط کلی داده شده در بند (۱۱-۳-۲) و ضوابط تصریح شده در این بند می‌باشد. کشش و فشار محوری در مهاربندها باید با رفتار کنترل شونده توسط تغییر شکل در نظر گرفته شود. رفتار تیرها و ستون‌های تحت بار محوری قابل ملاحظه باید کنترل شونده توسط نیرو یا تغییر شکل مطابق با ضوابط ستون‌های قاب‌های صلب در بند (۱۱-۴-۲-۴) در نظر گرفته شود. آثار ناشی از فشار،

کشش، برش و خمش در اجزای اتصالات مهاربند شامل ورق‌های اتصال، پیچ‌ها، جوش‌ها و سایر اتصالات باید کنترل شونده توسط نیرو فرض شود.

#### ۱۱-۵-۲-۴-۲ روش استاتیکی و دینامیکی خطی

نیروهای طراحی باید با مقاومت‌های طراحی طبق بند (۳-۴-۱-۲) مقایسه شوند. در این مقایسه، ضرایب  $m$  برای اعضای فولادی باید از جدول (۲-۱۱) برگرفته شوند. بست‌های اتصال اعضای ساخته شده باید در فاصله‌ای از یکدیگر قرار داشته باشند که بزرگ‌ترین نسبت لاغری اجزای مهاربند از  $\frac{2}{3}$  برابر نسبت لاغری حاکم در کل مهاربند به عنوان یک عضو یکپارچه تجاوز ننماید. بست‌های اتصال دوخت اعضای فشاری باید قادر به انتقال حداکثر نیروی موجود در یک جزء به اجزای مجاور آن باشند. در غیر این صورت یا باید بست‌های اتصال را اضافه نمود و یا مقادیر ضریب  $m$  در جدول (۲-۱۱) را به نصف تقلیل داد که البته لازم نیست کوچک‌تر از یک در نظر گرفته شوند.

#### ۱۱-۵-۲-۴-۳ روش استاتیکی و دینامیکی غیر خطی

نیروها و تغییر شکل‌های محاسباتی اعضا باید ضوابط بند (۳-۴-۳) را برآورده نمایند. حد تغییر شکل‌ها باید از جدول‌های (۳-۱۱) و (۴-۱۱) برگرفته شود.

#### ۱۱-۵-۲-۵ معیارهای بهسازی

اعضای قاب مهاربندی شده با محورهای متقارب که معیارهای پذیرش مشخص شده در بندهای قبل را برای سطح عملکرد انتخابی برآورده نسازند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۳-۱۱-۳) و سایر ضوابط این استاندارد باشد.

#### ۱۱-۵-۳ قاب‌های مهاربندی شده با محورهای غیر متقارب

##### ۱۱-۵-۳-۱ کلیات

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

##### ۱۱-۵-۳-۲ سختی

#### ۱۱-۵-۳-۱ روش استاتیکی و دینامیکی خطی

سختی ارتجاعی تیرها، مهاربندها و اتصالات آن‌ها به همان طریقی تعیین می‌شود که در مورد قاب‌های خمشی صلب و نیمه صلب و قاب‌های مهاربندی شده‌ی با محورهای متقارب بیان شد. مدل رفتاری نیرو-

تغییر مکان یک تیر پیوند باید هم شامل تغییر شکل برشی و هم تغییر شکل خمشی باشد. سختی ارتجاعی تیر پیوند نیز باید از رابطه‌ی (۱۱-۳۲) محاسبه شود.

$$K_e = \frac{K_s K_b}{K_s + K_b} \quad (۱۱-۳۲)$$

که در آن:

$$K_s = \frac{GA_w}{e} \quad (۱۱-۳۳)$$

$$K_b = \frac{12 EI_b}{e^3} \quad (۱۱-۳۴)$$

$$; (d_b - 2t_f)t_w : A_w$$

$e$ : طول تیر پیوند؛

$G$ : مدول برشی؛

$K_e$ : سختی تیر پیوند؛

$K_b$ : سختی خمشی؛

$K_s$ : سختی برشی؛

$d_b$ : ارتفاع مقطع تیر؛

$t_f$ : ضخامت بال؛

$t_w$ : ضخامت جان.

#### ۱۱-۵-۳-۲-۲ روش استاتیکی غیر خطی

به جای استفاده از روابط مبتنی بر آزمایش یا تحلیل، رفتار غیر خطی نیرو-تغییر مکان هر عضو در EBF باید با استفاده از شکل (۱۱-۱) و آنچه در بند (۱۱-۳-۱) گفته شد، مدل شود.

مدل‌های غیر خطی برای تیرها، ستون‌ها و اتصالات در قاب‌های خمشی صلب و نیمه صلب و در مورد مهاربندهای سیستم CBF در اینجا نیز قابل استفاده‌اند.

زاویه‌ی چرخش تیر پیوند در حد جاری شدن باید از رابطه‌ی (۱۱-۳۵) محاسبه شود:

$$\theta_y = \frac{Q_{CE}}{K_e e} \quad (۱۱-۳۵)$$

در رابطه‌ی فوق، سختی ارتجاعی تیر پیوند است که از رابطه‌ی (۱۱-۳۲) به دست می‌آید.

#### ۱۱-۵-۳-۳ روش دینامیکی غیر خطی

اگر از روش دینامیکی غیر خطی استفاده شود، رفتار چرخه‌ای کامل هر عضو بر مبنای آزمایش یا یک روش تحلیلی مورد تایید باید مدل شود.

#### ۱۱-۵-۳-۳ مقاومت

#### ۱۱-۵-۳-۳-۱ کلیات

مقاومت اعضا باید بر مبنای ضوابط کلی بند (۱۱-۳-۲) و ضوابط تصریح شده در این بند محاسبه شود.

### ۱۱-۵-۳-۳-۲ روش استاتیکی و دینامیکی خطی

کرانه‌ی پایین مقاومت فشاری،  $P_{CL}$ ، مهاربندها در قاب‌های مهاربندی شده با محورهای غیر متقارب باید مانند ستون‌ها طبق بند (۱۱-۴-۲-۳-۲) محاسبه شود به جز آن که از کرانه‌ی پایینی مقاومت جاری شدن  $F_{yLB}$  به عنوان مقاومت جاری شدن استفاده شود.

مقاومت مورد انتظار،  $Q_{CE}$ ، و کرانه‌ی پایینی آن،  $Q_{CL}$ ، در مورد تیرها و ستون‌ها باید مطابق آنچه در مورد تیرها و ستون‌های قاب‌های خمشی صلب در بند (۱۱-۴-۲-۳) ذکر شد محاسبه شود. مقاومت تیرهایی که تحت بار محوری قابل ملاحظه قرار دارند باید مانند ستون‌های قاب‌های صلب محاسبه شود.

کرانه‌ی پایین مقاومت اتصالات مهاربندها بایستی با استفاده از رابطه‌ی (۱۱-۱۰) و عینا مشابه با آنچه در بند (۱۱-۵-۲-۳-۲) در مورد اتصالات مهاربندها در سیستم‌های CBF گفته شد محاسبه شود. مقاومت تیر پیوند توسط برش، خمش یا ترکیبی از این دو تعیین می‌شود. در رابطه‌ی زیر  $M_{CE}$  ظرفیت خمشی مورد انتظار تیر پیوند بوده و  $V_{CE}$  مساوی با  $0.55 F_{y_e} A_w$  می‌باشد.

اگر  $e \leq \frac{1.6 M_{CE}}{V_{CE}}$  باشد، از رابطه‌ی (۱۱-۳۶) برای محاسبه‌ی مقاومت مورد انتظار تیر پیوند استفاده می‌شود:

$$Q_{CE} = V_{CE} = 0.55 F_{y_e} A_w \quad (۱۱-۳۶)$$

اگر  $e > \frac{2.6 M_{CE}}{V_{CE}}$ ، رابطه‌ی (۱۱-۳۷) برای محاسبه‌ی مقاومت مورد انتظار تیر پیوند به کار می‌رود.

$$Q_{CE} = V_{CE} = 2 \frac{M_{CE}}{e} \quad (۱۱-۳۷)$$

در محاسبه‌ی  $M_{CE}$  برای تعیین مقادیر حدی  $e$  و نیز محاسبه‌ی  $V_{CE}$  در رابطه (۱۱-۳۷) باید اثرات بار محوری در صورت وجود در نظر گرفته شود.

از درون‌یابی خطی بین معادلات (۱۱-۳۶) و (۱۱-۳۷) در مورد مقادیر بینابینی  $e$  استفاده شود.

### ۱۱-۵-۳-۳-۳ روش استاتیکی غیر خطی

مقاومت EBF همان گونه محاسبه می‌شود که در بند (۱۱-۵-۲-۳-۳) در مورد CBFها بیان شد. به جای استفاده از روابط مبتنی بر آزمایش یا تحلیل، مدل نیرو- تغییر مکان هر عضو طبق شکل (۱۱-۱) در ارتباط با بند (۱۱-۵-۲-۳-۲) تعیین می‌شود.

### ۱۱-۵-۳-۳-۴ روش دینامیکی غیر خطی

اگر از روش دینامیکی غیر خطی استفاده شود، رفتار چرخه‌ای کامل هر عضو بر مبنای آزمایش یا یک روش تحلیلی مورد تایید مدل شود.

#### ۱۱-۵-۳-۴ معیارهای پذیرش

##### ۱۱-۵-۳-۴-۱ کلیات

معیارهای پذیرش اعضا براساس ملزومات کلی بند (۱۱-۳-۲) و ضوابط تصریح شده در این بند محاسبه می-شوند. برش و خمش در تیر پیوند باید کنترل شونده توسط تغییر شکل در نظر گرفته شوند. در سایر موارد و در مورد دیگر اعضای EBF، همه‌ی رفتارها باید کنترل شونده توسط نیرو فرض شود. تلاش‌های فشاری، کششی، برشی و خمشی در اتصالات مهاربندها که شامل ورق، پیچ، جوش و یا سایر اجزا می‌باشند باید کنترل شونده توسط نیرو در نظر گرفته شوند.

##### ۱۱-۵-۳-۴-۲ روش استاتیکی و دینامیکی خطی

تلاش‌های طراحی باید با مقاومت‌های طراحی طبق بند (۳-۴-۱) مقایسه شوند. ضرایب  $m$  برای اعضای فولادی باید از جدول (۱۱-۲) برگرفته شوند. برای جزییات تیرهای پیوند باید از آیین‌نامه‌های معتبر استفاده نمود. مقاومت مهاربند و ستون متصل شونده به تیر پیوند باید برای ۲۵ درصد بیشتر از مقاومت نظیر تیر پیوند باشد تا جاری شدن تیر پیوند بدون کمانش مهاربند و ستون رخ دهد. در جایی که تیر پیوند توسط جوش نفوذی کامل به بال ستون متصل است، ضوابط این اتصالات عینا ضوابط مربوط به اتصال جوش نفوذی کامل در قاب‌های خمشی صلب خواهد بود. ضرایب  $m$  در مورد خمش و برش تیر پیوند باید از جدول (۱۱-۲) برگرفته شود.

##### ۱۱-۵-۳-۴-۳ روش استاتیکی و دینامیکی غیر خطی

تلاش‌های محاسباتی اعضا باید ضوابط بند (۳-۴-۲) را برآورد نمایند. حد تغییر شکل‌ها باید از جدول‌های (۱۱-۳) و (۱۱-۴) برگرفته شود.

##### ۱۱-۵-۳-۵ معیارهای بهسازی

اعضایی از قاب‌های مهاربندی شده با محورهای غیر متقارب که معیارهای پذیرش مربوط به سطح عملکرد مورد نظر را برآورده نمی‌سازند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۱۱-۳-۳) و سایر ضوابط این استاندارد باشد.

جدول (۱۱-۲) - معیار پذیرش در روش‌های خطی - اجزای سازه‌های فولادی

ضریب m در روش‌های خطی <sup>۱</sup>					جزء / تلاش
اعضای غیر اصلی		اعضای اصلی		کلیه‌ی اعضا	
CP	LS	CP	LS	IO	
تیرها - در خمشی					
۱۲	۱۰	۸	۶	۲	الف: $\frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$ , $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$
۴	۳	۳	۲	۱/۲۵	ب: $\frac{h}{t_w} \geq \frac{5365}{\sqrt{F_{ye}}}$ یا $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$
برای مقادیر دیگر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل برای m					پ: مقادیر دیگر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$
ستون‌ها - در خمشی <sup>۲</sup> و <sup>۳</sup>					
برای $P_{UF}/P_{CL} \leq 0.15$					
۱۲	۱۰	۸	۶	۲	الف: $\frac{h}{t_w} \leq \frac{2500}{\sqrt{F_{ye}}}$ , $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$
۳	۲	۲	۱/۲۵	۱/۲۵	ب: $\frac{h}{t_w} \geq \frac{3850}{\sqrt{F_{ye}}}$ یا $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$
برای مقادیر دیگر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل برای m					پ: مقادیر دیگر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$
برای $0.15 < P_{UF}/P_{CL} \leq 0.5$					
۷	۶	۵	۴	۱/۲	الف: $\frac{h}{t_w} \leq \frac{2170}{\sqrt{F_{ye}}}$ , $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$
۱/۸	۱/۸	۱/۴	۱/۲	۱/۲	ب: $\frac{h}{t_w} \geq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$ یا $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$
برای مقادیر دیگر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل برای m					پ: مقادیر دیگر $\frac{h}{t_w}$ یا $\frac{b_f}{2t_f}$
تیرها و ستون‌ها در کشش					
(به استثنای تیرها و ستون‌های EBF)					
۷	۶	۵	۳	۱/۲۵	
۱۲	۱۲	۱۱	۸	۱/۵	چشمه‌ی اتصال - برش

جدول (۱۱-۲) - ادامه

ضریب m در روش های خطی <sup>۱</sup>					جزء / تلاش
اعضای غیر اصلی		اعضای اصلی		کلیه ی اعضا	
CP	LS	CP	LS	IO	
<b>اتصالات صلب<sup>۸</sup></b>					
۵/۵-۰/۰۲۵d	۴/۳-۰/۰۲d	۳/۹-۰/۰۱۷d	۴/۳-۰/۰۳۳d	۱/۰	اتصال با جوش نفوذی کامل بین بال های تیر و ستون <sup>۹</sup> (اتصال مستقیم)
۴/۷	۳/۸	۳/۴	۲/۷	۱/۶	ماهیچه ی جوش شده اضافه شده به اتصال مستقیم با دال مختلط
۳/۳	۲/۸	۲/۵	۲/۱	۱/۳	ماهیچه ی جوش شده اضافه شده به اتصال مستقیم بدون دال مختلط
۶/۹-۰/۰۴۶d	۵/۴-۰/۰۳۵d	۵/۴-۰/۰۳۵d	۴/۳-۰/۰۲۶d	۲/۴-۰/۰۱۲d	ورق جوش شده اضافه شده به اتصال مستقیم
۶/۲-۰/۰۲۶d	۴/۹-۰/۰۱۹d	۳/۱-۰/۰۱۳d	۲/۳-۰/۰۰۸d	۱/۴-۰/۰۰۳d	اتصال مستقیم اصلاح شده به همراه جان پیچ شده
۶/۷	۵/۳	۵/۳	۴/۲	۲/۰	اتصال مستقیم اصلاح شده به همراه جان جوش شده
۱۱/۰-۰/۰۶۸d	۸/۴-۰/۰۵۱d	۸/۱-۰/۰۵۱d	۶/۳-۰/۰۳۹d	۲/۷-۰/۰۱۳d	بال جدا شده از جان <sup>۹</sup>
۸/۴-۰/۰۱۳d	۶/۵-۰/۰۱d	۶/۲-۰/۰۱۳d	۴/۹-۰/۰۱d	۲/۲-۰/۰۰۳d	تیر با مقطع کاهش یافته <sup>۹</sup>
					ورق اتصال بال جوش شده
۷/۳	۵/۷	۴/۱	۳/۳	۱/۷	الف : در مقطع خالص ورق
رفتار کنترل شونده توسط نیرو					ب : حالات دیگر حدی
۵/۹	۴/۶	۳/۸	۳/۱	۱/۶	اتصال ماهیچه ای بال پایین تیر با جوش نفوذی کامل
۶/۰	۴/۷	۳/۹	۳/۱	۱/۶	اتصال ماهیچه ای بال بالا و پایین با جوش نفوذی کامل
۴/۲	۳/۴	۳/۴	۲/۸	۱/۷	اتصال با ورق و بال تیر جوش شده به بال ستون
<b>اتصالات نیمه صلب</b>					
					نبشی بالا و پایین <sup>۱۰</sup>
۸	۶	۶	۴	۱/۵	الف : شکست برشی در پیچ یا پرچ (حالت حدی ۱) <sup>۱۱</sup>
۲	۱/۵	۲	۱/۵	۱/۲۵	ب : شکست کششی بال افقی نبشی (حالت حدی ۲)
۴	۴	۲/۵	۱/۵	۱/۲۵	ب : شکست کششی پیچ یا پرچ (حالت حدی ۳) <sup>۱۱</sup>
۱۴	۷	۷	۵	۲	ت : شکست خمشی نبشی (حالت حدی ۴)
					اتصال با سپری <sup>۱۰</sup>
					الف : شکست برشی در وسایل اتصال (حالت حدی ۱)
۸	۶	۶	۴	۱/۵	۱ : شکست برشی در پیچ یا پرچ <sup>۱۱</sup>
۲	۱/۵	۲	۱/۵	۱/۲۵	۲ : شکست در جوش
۴	۴	۲/۵	۱/۵	۱/۲۵	ب : شکست کششی پیچ یا پرچ (حالت حدی ۳) <sup>۱۱</sup>
۲	۱/۵	۲	۱/۵	۱/۲۵	ب : شکست کششی در جان سپری (حالت حدی ۳)
۱۴	۷	۷	۵	۲	ت : شکست خمشی بال های سپری (حالت حدی ۴)
					ورق اتصال بال پیچ شده <sup>۱۰</sup>
۵	۴	۵	۴	۱/۵	الف : شکست در سطح مقطع موثر و یا برش در پیچ یا پرچ <sup>۱۱</sup>
۲	۱/۵	۲	۱/۵	۱/۲۵	ب : شکست در جوش اتصال ورق به بال تیر و یا بال ستون و همچنین شکست کششی در سطح مقطع کل ورق
					ورق انتهایی پیچ شده
۷	۷	۷	۵/۵	۲	الف : تسلیم ورق انتهایی

جدول (۱۱-۲) - ادامه

ضریب m در روش‌های خطی <sup>۱</sup>					جزء/ تلاش
اعضای غیراصلی		اعضای اصلی		کلیدی اعضا	
CP	LS	CP	LS	IO	
۴	۴	۳	۲	۱/۵	ب: تسلیم پیچ‌ها
۳	۳	۲	۱/۵	۱/۲۵	پ: تسلیم جوش
					تیر مختلط در بالا و نبشی در پایین <sup>۱۱</sup>
۶	۴	۳	۲	۱/۲۵	الف: شکست دال مسطح
۷	۵	۶	۴	۱/۵	ب: تسلیم موضعی بال و لهدگی جان ستون
۷	۶	۶	۴	۱/۵	پ: تسلیم بال نبشی پایین
۳/۵	۲/۵	۲/۵	۱/۵	۱/۲۵	ت: تسلیم کنشی پیچ‌ها یا برچ‌ها در بال ستون
۴/۵	۳/۵	۳/۵	۲/۵	۱/۲۵	ت: تسلیم برشی اتصالات بال تیر
۱۷/۰-۰/۱۵۲ d <sub>bE</sub>	۱۳/۰-۰/۱۱۴ d <sub>bE</sub>	-----	-----	۱/۶-۰/۰۰۲ d <sub>bE</sub>	اتصال برشی با دال <sup>۹</sup>
۱۷/۰-۰/۱۵۲ d <sub>bE</sub>	۱۳/۰-۰/۱۱۴ d <sub>bE</sub>	-----	-----	۴/۹-۰/۰۳۸ d <sub>bE</sub>	اتصال برشی بدون دال <sup>۹</sup>
					تیر پیوند EBF <sup>۱۲</sup> و <sup>۱۳</sup>
۱۵	۱۳	۱۳	۹	۱/۵	الف: $e \leq \frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}}$
مشابه با مقادیر m در تیرها					ب: $e \geq \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$
با استفاده از درون‌یابی خطی محاسبه می‌شود.					پ: $\frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}} < e < \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$
<b>مهاربند فشاری (به استثنای مهاربندهای EBF)</b>					
۹	۷	۸	۶	۱/۲۵	الف: زوج نبشی کمانش داخل صفحه
۸	۶	۷	۵	۱/۲۵	ب: زوج نبشی کمانش خارج صفحه
۸	۶	۸	۶	۱/۲۵	پ: مقطع Z یا I
۹	۷	۸	۶	۱/۲۵	ت: زوج ناودانی کمانش در صفحه
۸	۶	۷	۵	۱/۲۵	ت: زوج ناودانی کمانش خارج از صفحه
۷	۵	۷	۵	۱/۲۵	ج: مقاطع تو خالی پر شده با بتن
					چ: مقطع قوطی (نورد سرد)
۷	۵	۷	۵	۱/۲۵	۱: $\frac{d}{t} \leq \frac{750}{\sqrt{F_y}}$
۳	۲	۳	۲	۱/۲۵	۲: $\frac{d}{t} \geq \frac{1590}{\sqrt{F_y}}$
با استفاده از درون‌یابی خطی محاسبه می‌شود.					۳: $\frac{750}{\sqrt{F_y}} < \frac{d}{t} < \frac{1590}{\sqrt{F_y}}$



جدول (۱۱-۲) - ادامه

ضریب m در روش‌های خطی <sup>۱</sup>					جزء / تلاش
اعضای غیراصلی		اعضای اصلی		کلیدی اعضا	
CP	LS	CP	LS	IO	
ح: مقاطع لوله‌ای شکل					
۷	۵	۷	۵	۱/۲۵	۱: $\frac{d}{t} \leq \frac{105 \times 10^3}{\sqrt{F_y}}$
۳	۲	۳	۲	۱/۲۵	۲: $\frac{d}{t} \geq \frac{421 \times 10^3}{\sqrt{F_y}}$
با استفاده از درون‌یابی خطی محاسبه می‌شود.					۳: $\frac{105 \times 10^3}{\sqrt{F_y}} < \frac{d}{t} < \frac{421 \times 10^3}{\sqrt{F_y}}$
۱۰	۸	۸	۶	۱/۲۵	مهاربندی کششی (به استثنای مهاربندی‌های EBF) <sup>۱۴</sup>
۱۴	۱۲	۱۲	۸	۱/۲۵	دیوارهای برشی فولادی <sup>۱۵</sup>
اجزای دیافراگم					
۳	۲	۳	۲	۱/۲۵	تسلیم برشی دیافراگم، پانل یا کمانش ورق
۸	۶	۸	۶	۱/۲۵	تیرهای لبه و برشگیرها در دیافراگم با تکیه‌گاه جانبی کافی
۳	۲	۳	۲	۱/۲۵	تیرهای لبه و برشگیرها در دیافراگم با تکیه‌گاه جانبی نسبی
<p>۱- در مقاطع مرکب در صورتی که بست‌ها ملزومات بند ۵-۴-۲-۴ را ارضا نمایند، مقدار m باید نصف شود. حداقل مقدار m برابر یک می‌باشد، همچنین در خمش حول محور ضعیف نیازی به کنترل <math>\frac{h}{t_w}</math> نمی‌باشد و تیر، ستون و مهاربند قاب‌های برون‌محور کنترل‌شونده توسط نیرو می‌باشند.</p> <p>۲- ستون‌ها در قاب‌های خمشی یا مهارشده می‌توانند براساس حداکثر نیروی متحمل در اعضای متصل‌شده به ستون طراحی شوند. در ستون‌ها با مقاطع مستطیل یا مربع شکل نسبت <math>\frac{b_f}{2t_f}</math> با نسبت <math>\frac{b}{t}</math> و عدد ۴۲۰ با عدد ۹۲۰ و همچنین عدد ۵۴۵ با عدد ۱۵۹۰ جایگزین‌شده و علاوه بر آن نسبت <math>\frac{h}{t_w}</math> نیز حذف شود.</p> <p>۳- ستون‌های با نسبت <math>\frac{P_{UF}}{P_{CL}} &lt; 0.5</math> کنترل‌شونده توسط نیرو محسوب می‌شوند.</p> <p>۴- <math>m = 8(1 - 1.7P_{UF}/P_{CL})</math></p> <p>۵- <math>m = \frac{32}{3}(1 - 1.7P_{UF}/P_{CL})</math></p> <p>۶- <math>m = \frac{40}{3}(1 - 1.7P_{UF}/P_{CL})</math></p> <p>۷- <math>m = 16(1 - 1.7P_{UF}/P_{CL})</math></p> <p>۸- مقدار مندرج در جدول باید براساس ردیف ۴ بند ۵-۴-۲-۴ تغییر نمایند.</p> <p>۹- عمق تیر برحسب سانتی‌متر و <math>d_{bg}</math> عمق گروه پیچ‌ها برحسب سانتی‌متر.</p> <p>۱۰- ورق جان یا تکیه‌گاه با سخت‌کننده جهت تحمل برش بررسی می‌شوند. بدون اتصال برشی تلاش‌ها نباید غیراصلی منظور شوند و باید مقادیر m در اعضای اصلی را برای آن‌ها به کار برد. هرگاه عمق تیر، <math>d_b</math>، بیش از ۴۵ سانتی‌متر باشد، مقادیر ضریب m باید در عدد <math>\frac{45}{d_b}</math> ضرب شوند. اما انتخاب کم‌تر از یک برای m نیاز نمی‌باشد.</p> <p>۱۱- برای پیچ‌های با مقاومت بالا مقادیر m نصف شوند اما انتخاب کم‌تر از ۱/۲۵ برای m نیاز نمی‌باشد.</p>					

## جدول (۱۱-۲) - ادامه

- ۱۲- مقادیر داده شده برای تیرهای پیوندی است که حداقل دارای سه سخت کننده‌ی قائم در جان تیر پیوند می‌باشند. هرگاه سخت کننده‌ی قائمی به کار نرفته باشد، مقادیر داده شده باید نصف شوند. ولی انتخاب کم‌تر از ۱٫۲۵ نیاز نمی‌باشد. برای جان‌های با یک یا دو سخت کننده‌ی قائم مقادیر  $m$  با استفاده از درون‌یابی خطی بین مقادیر داده شده برای سه سخت کننده و بدون سخت کننده قابل محاسبه می‌باشند.
- ۱۳- با فرض رعایت ضوابط شکل‌پذیری توصیه شده در آیین‌نامه‌های معتبر.
- ۱۴- برای مهاربندهایی که فقط به کشش طراحی می‌شوند، مقادیر داخل جدول نصف شوند ولی نیاز به انتخاب  $m$  کم‌تر از یک نمی‌باشد.
- ۱۵- در صورت وجود سخت کننده‌های ممانعت کننده از کمانش کاربرد دارند

جدول ۱۱-۳- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی - اجزای سازه‌ی فولادی

معیارهای پذیرش					پارامترهای مدل‌سازی			جزء / تلاش
زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان					نسبت تنش پس‌ماند	زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان		
اعضای غیراصلی		اعضای اصلی <sup>۴</sup>		کیه‌ی اعضا		b	a	
CP	LS	CP	LS	IO	c	b	a	
تیرها - در خمش								
$11\theta_y$	$9\theta_y$	$8\theta_y$	$6\theta_y$	$\theta_y$	$0.6$	$11\theta_y$	$9\theta_y$	الف: $\frac{h}{t_w} \leq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$ و $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$
$4\theta_y$	$3\theta_y$	$3\theta_y$	$2\theta_y$	$0.25\theta_y$	$0.2$	$6\theta_y$	$4\theta_y$	ب: $\frac{h}{t_w} \geq \frac{5365}{\sqrt{F_{ye}}}$ یا $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$
ج: مقادیر دیگر $b_f/2t_f$ یا $h/t_w$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل								
ستون‌ها - در خمش <sup>۲،۱</sup>								
برای $P/P_{CL} \leq 0.15$								
$11\theta_y$	$9\theta_y$	$8\theta_y$	$6\theta_y$	$\theta_y$	$0.6$	$11\theta_y$	$9\theta_y$	الف: $\frac{h}{t_w} \leq \frac{2500}{\sqrt{F_{ye}}}$ و $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$
$4\theta_y$	$3\theta_y$	$3\theta_y$	$2\theta_y$	$0.25\theta_y$	$0.2$	$6\theta_y$	$4\theta_y$	ب: $\frac{h}{t_w} \geq \frac{3850}{\sqrt{F_{ye}}}$ یا $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$
ج: مقادیر دیگر $b_f/2t_f$ یا $h/t_w$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل								
برای $0.15 < P/P_{CL} \leq 0.50$								
_____	_____	_____	_____	$0.25\theta_y$	$0.2$	_____	_____	الف: $\frac{h}{t_w} \leq \frac{2170}{\sqrt{F_{ye}}}$ و $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{420}{\sqrt{F_{ye}}}$
$1/2\theta_y$	$1/2\theta_y$	$0.8\theta_y$	$0.5\theta_y$	$0.25\theta_y$	$0.2$	$1/5\theta_y$	$\theta_y$	ب: $\frac{h}{t_w} \geq \frac{3185}{\sqrt{F_{ye}}}$ یا $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{545}{\sqrt{F_{ye}}}$
ج: مقادیر دیگر $b_f/2t_f$ یا $h/t_w$ بین مقادیر داده‌شده در ردیف الف و ب با استفاده از درون‌یابی خطی و کوچک‌ترین مقدار حاصل								
$12\theta_y$	$12\theta_y$	$11\theta_y$	$8\theta_y$	$\theta_y$	$1/0$	$12\theta_y$	$12\theta_y$	چشمه‌ی اتصال
اتصالات صلب <sup>۷</sup>								
$0.43-$	$0.433-$	$0.284-$	$0.337-$	$0.128-$	$0.2$	$0.43-$	$0.51-$	اتصال مستقیم <sup>۸</sup>
$0.0024d$	$0.002d$	$0.0016d$	$0.0035d$	$0.0012d$		$0.0024d$	$0.0051d$	
$0.26$	$0.270$	$0.228$	$0.172$	$0.065$	$0.2$	$0.26$	$0.26$	ماهیچه جوش‌شده به اتصال مستقیم با دال
$0.23$	$0.180$	$0.152$	$0.119$	$0.045$	$0.2$	$0.23$	$0.18$	ماهیچه جوش‌شده به اتصال مستقیم بدون دال
$0.50-$	$0.42-$	$0.426-$	$0.319-$	$0.140-$	$0.2$	$0.56-$	$0.56-$	ورق جوش‌شده با اتصال مستقیم <sup>۸</sup>
$0.0043d$	$0.0031d$	$0.0031d$	$0.0024d$	$0.0012d$		$0.0043d$	$0.0043d$	
$0.50-$	$0.375-$	$0.210-$	$0.139-$	$0.053-$	$0.2$	$0.50-$	$0.21-$	اتصال مستقیم اصلاح‌شده به همراه جان پیچ‌شده <sup>۸</sup>
$0.0024d$	$0.002d$	$0.0012d$	$0.0008d$	$0.0004d$		$0.0024d$	$0.0012d$	
$0.54$	$0.410$	$0.410$	$0.312$	$0.103$	$0.2$	$0.54$	$0.41$	اتصال مستقیم اصلاح‌شده به همراه جان جوش‌شده

جدول ۱۱-۳- ادامه

معیارهای پذیرش					پارامترهای مدل سازی			جزء / تلاش
زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان					نسبت تنش پس ماند	زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان		
اعضای غیر اصلی		اعضای اصلی <sup>۱۴</sup>		کلیدی اعضا		c	b	
CP	LS	CP	LS	IO				
-/۰.۹۴	-/۰.۷۰۵	-/۰.۶۷۰	-/۰.۵۰۹	-/۰.۱۶۸	۰/۲	-/۰.۹۴	-/۰.۶۷	بال جداشده از جان <sup>۸</sup>
-/۰.۰۰۶۳d	-/۰.۰۰۴۷d	-/۰.۰۰۴۷d	-/۰.۰۰۳۵d	-/۰.۰۰۱۲d		-/۰.۰۰۶۳d	-/۰.۰۰۴۷d	
-/۰.۰۷	-/۰.۵۲۵	-/۰.۵	-/۰.۳۸	-/۰.۱۲۵	۰/۲	-/۰.۰۷	-/۰.۵	تیر با مقطع کاهش یافته <sup>۸</sup>
-/۰.۰۰۱۲d	-/۰.۰۰۸d	-/۰.۰۰۱۲d	-/۰.۰۰۰۸d	-/۰.۰۰۰۴d		-/۰.۰۰۱۲d	-/۰.۰۰۱۲d	
ورق اتصال بال جوش شده								
-/۰.۶۰	-/۰.۴۵۰	-/۰.۳۰۰	-/۰.۲۲۸	-/۰.۰۷۵	۰/۲	-/۰.۰۶	-/۰.۰۳	الف: در مقطع خالص ورق
رفتار کنترل شده توسط نیرو								ب: دیگر حالات حدی
-/۰.۴۷	-/۰.۳۵۳	-/۰.۳۷۰	-/۰.۲۰۵	-/۰.۰۶۸	۰/۲	-/۰.۴۷	-/۰.۲۷	اتصال ماهیچه‌ای بال پایین
-/۰.۴۸	-/۰.۳۶۰	-/۰.۲۸۰	-/۰.۲۱۳	-/۰.۰۷۰	۰/۲	-/۰.۴۸	-/۰.۲۸	اتصال ماهیچه‌ای بال بالا و پایین
-/۰.۳۱	-/۰.۲۳۳	-/۰.۲۳۶	-/۰.۱۷۷	-/۰.۰۷۸	۰/۲	-/۰.۳۱	-/۰.۳۱	اتصال با ورق و بال تیر جوش شده به بال ستون
اتصالات نیمه صلب								
نبشی بالایی و پایینی <sup>۹</sup>								
-/۰.۴۰	-/۰.۳۰	-/۰.۳۰	-/۰.۲۰	-/۰.۰۸	۰/۲	-/۰.۴۸	-/۰.۳۶	الف: شکست برشی در پیچ یا پرچ (حالت حدی ۱) <sup>۱۰</sup>
-/۰.۱۵	-/۰.۱۰	-/۰.۱۰	-/۰.۰۸	-/۰.۰۳	۰/۸	-/۰.۱۸	-/۰.۱۲	ب: شکست کششی بال افقی نبشی (حالت حدی ۲)
-/۰.۲۰	-/۰.۲۰	-/۰.۱۳	-/۰.۰۸	-/۰.۰۵	۱	-/۰.۲۵	-/۰.۱۶	پ: شکست کششی پیچ یا پرچ (حالت حدی ۳) <sup>۱۰</sup>
-/۰.۷۰	-/۰.۳۵	-/۰.۳۵	-/۰.۲۵	-/۰.۱۰	۰/۲	-/۰.۸۴	-/۰.۴۲	ت: شکست خمشی نبشی (حالت حدی ۴)
اتصال با سپری <sup>۹</sup>								
الف: شکست برشی وسایل اتصال (حالت حدی ۱)								
-/۰.۴۰	-/۰.۳۰	-/۰.۳۰	-/۰.۲۰	-/۰.۰۸	۰/۲	-/۰.۴۸	-/۰.۳۶	۱: شکست برشی در پیچ یا پرچ <sup>۱۰</sup>
-/۰.۱۵	-/۰.۱۰	-/۰.۱۰	-/۰.۰۸	-/۰.۰۳	۰/۸	-/۰.۱۸	-/۰.۱۲	۲: شکست در جوش
-/۰.۲۰	-/۰.۲۰	-/۰.۱۳	-/۰.۰۸	-/۰.۰۵	۰/۸	-/۰.۲۴	-/۰.۱۶	ب: شکست کششی پیچ یا پرچ (حالت حدی ۲) <sup>۱۰</sup>
-/۰.۱۵	-/۰.۱۰	-/۰.۱۰	-/۰.۰۸	-/۰.۰۳	۰/۸	-/۰.۱۸	-/۰.۱۲	پ: شکست کششی در جان سپری (حالت حدی ۳)
-/۰.۷۰	-/۰.۳۵	-/۰.۳۵	-/۰.۲۵	-/۰.۱۰	۰/۲	-/۰.۸۴	-/۰.۴۲	ت: شکست خمشی بال‌های سپری (حالت حدی ۴)
ورق اتصال بال پیچ شده <sup>۹</sup>								
-/۰.۲۵	-/۰.۲۰	-/۰.۲۵	-/۰.۲۰	-/۰.۰۸	۰/۸	-/۰.۳۰	-/۰.۳۰	الف: شکست در مقطع مؤثر ورق یا برش در پیچ یا پرچ <sup>۱۰</sup>
-/۰.۱۵	-/۰.۱۰	-/۰.۱۰	-/۰.۰۸	-/۰.۰۳	۰/۸	-/۰.۱۸	-/۰.۱۲	ب: شکست جوش یا شکست ورق در مقطع کل

جدول ۱۱-۳- ادامه

معیارهای پذیرش					پارامترهای مدل سازی			جزء / تلاش
زاویه‌ی چرخش خمیری، رادیان					نسبت تنش پس ماند	رادیان		
اعضای غیر اصلی		اعضای اصلی <sup>۱۴</sup>		کیه‌ی اعضا		c	b	
CP	LS	CP	LS	IO				
								ورق انتهایی پیچ شده
-/۰۳۵	-/۰۳۵	-/۰۳۵	-/۰۲۸	-/۰۱۰	-/۸	-/۰۴۲	-/۰۴۲	الف: تسلیم ورق انتهایی
-/۰۲۰	-/۰۲۰	-/۰۱۵	-/۰۱۰	-/۰۰۸	-/۸	-/۰۲۴	-/۰۱۸	ب: تسلیم پیچ‌ها
-/۰۱۵	-/۰۱۵	-/۰۱۰	-/۰۰۸	-/۰۰۳	-/۸	-/۰۱۸	-/۰۱۲	پ: تسلیم جوش
								تیر مختلط در بالا و نبشی در پایین <sup>۹</sup>
-/۰۳۰	-/۰۲۰	-/۰۱۵	-/۰۱۰	-/۰۰۵	-/۸	-/۰۳۵	-/۰۱۸	الف: شکست دال مسلح
-/۰۳۵	-/۰۲۵	-/۰۳۰	-/۰۲۰	-/۰۰۸	-/۴	-/۰۴۲	-/۰۳۶	ب: تسلیم موضعی بال و لهدگی جان ستون
-/۰۳۵	-/۰۲۵	-/۰۳۰	-/۰۲۰	-/۰۰۸	-/۲	-/۰۴۲	-/۰۳۶	پ: تسلیم بال پایینی نبشی
-/۰۱۸	-/۰۱۳	-/۰۱۳	-/۰۰۸	-/۰۰۵	-/۸	-/۰۲۲	-/۰۱۵	ت: تسلیم کششی پیچ و برچ در بال ستون
-/۰۲۳	-/۰۱۸	-/۰۱۸	-/۰۱۳	-/۰۰۵	-/۲	-/۰۲۷	-/۰۲۲	ث: تسلیم برشی اتصالات بال تیر
-/۱۵-	-/۱۱۲۵-	----	----	-/۰۰۷۳-	-/۲	-/۱۵-	-/۰۲۹-	اتصال برشی با دال <sup>۸</sup>
-/۰۰۰۱۴ d <sub>bE</sub>	-/۰۰۰۱۱ d <sub>bE</sub>			-/۰۰۰۰۴d		-/۰۰۰۱۴ d <sub>bE</sub>	-/۰۰۰۰۸ d <sub>bE</sub>	
-/۱۵-	-/۱۱۲۵-	----	----	-/۰۳۷۵-	-/۲	-/۱۵-	-/۱۵-	اتصال برشی بدون دال <sup>۸</sup>
-/۰۰۰۱۴ d <sub>bE</sub>	-/۰۰۰۱۱ d <sub>bE</sub>			-/۰۰۰۳۵d		-/۰۰۰۱۴ d <sub>bE</sub>	-/۰۰۰۱۴ d <sub>bE</sub>	
								تیر پیوند EBF <sup>۱۰</sup> و <sup>۱۱</sup>
-/۱۶	-/۱۴	-/۱۴	-/۱۱	-/۰۰۵	-/۸	-/۱۷	-/۱۵	الف: $e \leq \frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}}$
مشابه با مقادیر در تیرها								ب: $e \geq \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$
با استفاده از درون‌یابی خطی محاسبه می‌شود.								پ: $\frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}} < e < \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$
۱۵θ <sub>y</sub>	۱۳θ <sub>y</sub>	۱۳θ <sub>y</sub>	۱۰θ <sub>y</sub>	-/۵θ <sub>y</sub>	-/۷	۱۶θ <sub>y</sub>	۱۴θ <sub>y</sub>	دیوارهای برشی فولادی <sup>۱۲</sup>
<p>۱- ستون‌ها در قاب‌های خمشی یا مهارشده می‌توانند براساس ماکزیمم نیروی متحمل در اعضای متصل شده به ستون طراحی شوند. در ستون‌ها با مقاطع مستطیل یا مربع شکل نسبت <math>\frac{b_f}{2t_f}</math> با نسبت <math>\frac{b}{t}</math> و عدد ۴۲۰ با عدد ۹۲۰ و همچنین عدد ۵۴۵ با عدد ۱۵۹۰ جایگزین شده و علاوه بر آن نسبت <math>\frac{h}{t_w}</math> نیز حذف شود.</p> <p>۲- ستون‌های با نسبت <math>\frac{P}{P_{CL}} &gt; 0.5</math> کنترل شونده توسط نیرو محسوب می‌شوند.</p> <p>۳- <math>10(1 - 1.7P/P_{CL})\theta_y</math> = چرخش خمیری</p> <p>۴- <math>15(1 - 1.7P/P_{CL})\theta_y</math> = چرخش خمیری</p> <p>۵- <math>7(1 - 1.7P/P_{CL})\theta_y</math> = چرخش خمیری</p> <p>۶- <math>12(1 - 1.7P/P_{CL})\theta_y</math> = چرخش خمیری</p>								

### جدول ۱۱-۳- ادامه

۷- مقدار مندرج در جدول باید براساس ردیف ۴ بند ۵-۴-۲-۴-۲ تغییر نمایند.
۸- $d$ عمق تیر برحسب سانتی‌متر و $d_{bg}$ عمق گروه پیچ‌ها برحسب سانتی‌متر.
۹- ورق جان یا تکیه‌گاه با سخت‌کننده جهت تحمل برشی بررسی می‌شوند. بدون اتصال برشی تلاش‌ها نباید غیراصولی منظور شوند و باید مقادیر $m$ در اعضای اصلی را برای آن‌ها به‌کار برد. هرگاه عمق تیر، $d_b$ ، بیش از ۴۵ سانتی‌متر باشد، مقادیر ضریب $m$ باید در عدد $\frac{45}{d_b}$ ضرب شوند.
۱۰- برای پیچ‌های با مقاومت بالا اعداد داده‌شده در جدول نصف شوند.
۱۱- مقادیر داده‌شده برای تیرهای پیوندی است که حداقل دارای سه سخت‌کننده‌ی قائم در جان تیر پیوند می‌باشند. هرگاه سخت‌کننده‌ی قائمی به‌کاررفته باشد، مقادیر داده‌شده باید نصف شوند. برای جان‌های با یک یا دو سخت‌کننده‌ی قائم مقادیر $m$ با استفاده از دورن‌یابی خطی بین مقادیر داده‌شده برای سه سخت‌کننده و بدون سخت‌کننده قابل محاسبه می‌باشند.
۱۲- تغییرشکل عبارت از زاویه‌ی دوران بین تیر پیوند و تیر خارج از پیوند یا ستون.
۱۳- مقادیر داده‌شده برای دیوارهای برشی با سخت‌کننده است که در آن کماتش جلوگیری شده باشد.
۱۴- اعداد این دو ستون برای حالتی است که از روش استاتیکی غیرخطی ساده‌شده مطابق بند ۳-۳-۱-۱ برای تحلیل سازه استفاده شود. در غیر این صورت معیار پذیرش اعضای اصلی مشابه اعضای غیراصولی خواهد بود.

جدول ۱۱-۴ - پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در روش‌های غیرخطی - اجزای سازه‌ی فولادی

معیارهای پذیرش <sup>۱</sup> و <sup>۲</sup>					پارامترهای مدل‌سازی <sup>۱</sup> و <sup>۲</sup>			جزء / تلاش
تغییر شکل خمیری					نسبت تنش پس‌ماند	تغییر شکل خمیری		
اعضای غیر اصلی		اعضای اصلی		کلیه‌ی اعضا		a	b	
CP	LS	CP	LS	IO	c	b	a	
$7 \Delta_T$	$6 \Delta_T$	$5 \Delta_T$	$3 \Delta_T$	$0.25 \Delta_T$	۱/۰	$7 \Delta_T$	$5 \Delta_T$	تیرها و ستون‌ها در کشش (به استثنای تیر و ستون‌های EBF)
<b>مهاریند فشاری (به استثنای مهاریندی EBF)</b>								
$8/0 \Delta_C$	$7/0 \Delta_C$	$7/0 \Delta_C$	$5/0 \Delta_C$	$0.25 \Delta_C$	-۱/۲	$9 \Delta_C$	$0.5 \Delta_C$	الف: زوج نبشی کمانش داخل صفحه
$7/0 \Delta_C$	$6/0 \Delta_C$	$6/0 \Delta_C$	$4/0 \Delta_C$	$0.25 \Delta_C$	-۱/۲	$8 \Delta_C$	$0.5 \Delta_C$	ب: زوج نبشی کمانش خارج صفحه
$8/0 \Delta_C$	$7/0 \Delta_C$	$7/0 \Delta_C$	$5/0 \Delta_C$	$0.25 \Delta_C$	-۱/۲	$8 \Delta_C$	$0.5 \Delta_C$	پ: مقاطع Z یا I
$8/0 \Delta_C$	$7/0 \Delta_C$	$7/0 \Delta_C$	$5/0 \Delta_C$	$0.25 \Delta_C$	-۱/۲	$9 \Delta_C$	$0.5 \Delta_C$	ت: زوج ناودانی کمانش داخل صفحه
$7/0 \Delta_C$	$6/0 \Delta_C$	$6/0 \Delta_C$	$4/0 \Delta_C$	$0.25 \Delta_C$	-۱/۲	$8 \Delta_C$	$0.5 \Delta_C$	ت: زوج ناودانی کمانش خارج صفحه
$7/0 \Delta_C$	$6/0 \Delta_C$	$6/0 \Delta_C$	$4/0 \Delta_C$	$0.25 \Delta_C$	-۱/۲	$7 \Delta_C$	$0.5 \Delta_C$	ج: مقاطع تو خالی پر شده با بتن
ح: مقاطع قوطی نورد سرد								
$7 \Delta_C$	$6 \Delta_C$	$6 \Delta_C$	$4 \Delta_C$	$0.25 \Delta_C$	-۱/۴	$7 \Delta_C$	$0.5 \Delta_C$	۱: $\frac{d}{t} \leq \frac{750}{\sqrt{F_y}}$
$3 \Delta_C$	$2 \Delta_C$	$2 \Delta_C$	$1 \Delta_C$	$0.25 \Delta_C$	-۱/۲	$3 \Delta_C$	$0.5 \Delta_C$	۲: $\frac{d}{t} \geq \frac{1590}{\sqrt{F_y}}$
با استفاده از درون‌یابی خطی محاسبه می‌شود.							۳: $\frac{750}{\sqrt{F_y}} < \frac{d}{t} < \frac{1590}{\sqrt{F_y}}$	
ح: مقاطع لوله‌ای شکل								
$8 \Delta_C$	$5 \Delta_C$	$6 \Delta_C$	$4 \Delta_C$	$0.25 \Delta_C$	-۱/۴	$9 \Delta_C$	$0.5 \Delta_C$	۱: $\frac{d}{t} \leq \frac{105 \times 10^3}{\sqrt{F_y}}$
$3 \Delta_C$	$2 \Delta_C$	$2 \Delta_C$	$1 \Delta_C$	$0.25 \Delta_C$	-۱/۲	$3 \Delta_C$	$0.5 \Delta_C$	۲: $\frac{d}{t} \geq \frac{421 \times 10^3}{\sqrt{F_y}}$
با استفاده از درون‌یابی خطی محاسبه می‌شود.							۳: $\frac{105 \times 10^3}{\sqrt{F_y}} < \frac{d}{t} < \frac{421 \times 10^3}{\sqrt{F_y}}$	
$13 \Delta_T$	$11 \Delta_T$	$9 \Delta_T$	$7 \Delta_T$	$0.25 \Delta_T$	-۱/۸	$14 \Delta_T$	$11 \Delta_T$	مهاریند کششی (به استثنای مهاریندی‌های EBF)
<p>۱- <math>\Delta_C</math> تغییر شکل محوری در بار کمانشی مورد انتظار می‌باشد.</p> <p>۲- <math>\Delta_T</math> تغییر شکل محوری در بار نظیر کششی حد تسلیم (بار لهدیگی مورد انتظار) می‌باشد.</p>								

## ۱۱-۶ دیوارهای برشی فولادی

### ۱۱-۶-۱ کلیات

یک دیوار برشی فولادی سوراخ‌دار یا بدون سوراخ حتما باید در چهار طرف خود دارای عناصر لبه‌ای (تیرها و ستون‌ها) بوده و به آن‌ها جوش شده باشد. دیوارهای برشی فولادی باید طوری طراحی شوند که بارهای لرزه-ای را به تنهایی یا به همراه سایر اعضای سیستم مقاوم جانبی تحمل نمایند. عناصر لبه‌ای باید همانند تیرها و ستون‌ها مورد ارزیابی قرار گیرند.

### ۱۱-۶-۲ سختی

#### ۱۱-۶-۲-۱ روش استاتیکی و دینامیکی خطی

##### ۱۱-۶-۲-۱-۱ دیوارهای برشی سخت شده

استفاده از روش اجزا محدود در حالت تنش صفحه‌ای به همراه تیرها و ستون‌ها به عنوان عناصر لبه‌ای به منظور تحلیل یک دیوار برشی فولادی مجاز است. سختی کلی دیوار،  $K_W$ ، را می‌توان از رابطه‌ی (۱۱-۳۸) یا از یک روش مبتنی بر اصول مقاومت مصالح محاسبه نمود:

$$K_W = \frac{Gat_W}{h} \quad (۱۱-۳۸)$$

که در آن:

$G$ : مدول برشی فولاد؛

$a$ : عرض خالص دیوار بین ستون‌ها؛

$h$ : ارتفاع خالص دیوار بین تیرها؛

$t_W$ : ضخامت ورق دیوار.

##### ۱۱-۶-۲-۱-۲ دیوارهای برشی سخت نشده

برای محاسبه‌ی سختی کلی یک دیوار برشی فولادی سخت نشده می‌بایست موارد ذیل را ملحوظ کرد:

۱- از سختی قبل از کمانش دیوار صرف نظر می‌شود؛

۲- اثر میدان کششی ایجاد شده در ورق دیوار پس از کمانش به صورت یک سری نوار کششی به زاویه‌ی  $\alpha$  با قایم مدل می‌شود. در هنگام تحلیل کل سیستم باربر جانبی به همراه دیوارها مدل شده و هر یک از نوارها مبین یک عضو خرپایی می‌باشد که فقط توانایی انتقال نیروی محوری را دارد؛

۳- رفتار هر نوار به صورت ارتجاعی خمیری در نظر گرفته می‌شود که مقاومت حد جاری شدن آن مساوی مقاومت حد جاری شدن فولاد در کشش می‌باشد؛

۴- زاویه‌ی شیب نوارهای کششی بستگی به ضخامت ورق دیوار و سختی تیر و ستون‌های محیط آن دارد و براساس اصل حداقل انرژی از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:



$$\tan^4 \alpha = \frac{\frac{2}{t_w L} + \frac{1}{A_c}}{\frac{2}{t_w L} + \frac{2h}{A_b L} + \frac{h^4}{180 I_c L^2}} \quad (39-11)$$

که در آن:

$L$  و  $h$  و  $t_w$ : طول و ارتفاع و ضخامت پانل دیوار برشی؛

$A_b$ : سطح مقطع تیر؛

$A_c$  و  $I_c$ : سطح مقطع و لنگر اینترسی ستون.

۵- حداقل تعداد نوارها برای حفظ دقت در تحلیل برابر تعداد طبقات است. عرض نوارها یکسان انتخاب می-شود.

۶- پس از محاسبه زاویه میدان کششی و تعداد نوارها، هر نوار مبین یک عضو خرابایی با شیب  $\alpha$  است و سطح مقطع آن مساوی حاصل ضرب پهنای نوار در ضخامت جان پانل می-باشد. اتصال دو انتهای هر نوار به تیر و ستون مربوط، مفصلی فرض می-شود.

#### ۱۱-۲-۲-۶-۲ روش استاتیکی غیر خطی

سختی ناحیهی ارتجاعی رابطهی نیرو- تغییر مکان دیوار باید طبق بند قبلی محاسبه شود. رابطهی کامل غیر خطی نیرو- تغییر مکان باید براساس آزمایش یا یک روش تحلیلی مورد تایید باشد. به جای آن، استفاده از رابطهی کلی نیرو- تغییر مکان داده شده در شکل (۱۱-۱) که در بند (۱۱-۳-۱-۲) توصیف شده مجاز می-باشد.

#### ۱۱-۲-۲-۶-۳ روش دینامیکی غیر خطی

رفتار کامل چرخه‌ای هر عضو باید توسط یک روش منطقی مبتنی بر آزمایش مدل شود.

#### ۱۱-۲-۳-۶-۳ مقاومت

#### ۱۱-۲-۳-۶-۱ کلیات

مقاومت‌های اعضا باید طبق ضوابط کلی بند (۱۱-۳-۲) و ضوابط تصریح شده در این بند محاسبه شوند.

#### ۱۱-۲-۳-۶-۲ روش استاتیکی و دینامیکی خطی

دیوار فولادی به صورت جان یک تیر ورق مدل می-شود. مقاومت برشی مورد انتظار دیوار،  $Q_{CE}$ ، باید از رابطهی (۱۱-۸) محاسبه شود که در آن  $F_V$  تنش برشی مجاز براساس ماده ۱۰-۴-۱ یا ۱۰-۱-۳-۱۰ مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان ایران بسته به نسبت  $a/t_w$  در معادلهی (۱۱-۳۸) می-باشد. اگر از سخت‌کننده-هایی با فواصل مناسب برای جلوگیری از کمانش قطری دیوار استفاده شود، مقاومت مورد انتظار دیوار از رابطهی (۱۱-۴۰) به دست خواهد آمد:

$$Q_{CE} = V_{CE} = 0.55 F_{y_e} a t_w \quad (40-11)$$

که در آن  $a$  عرض خالص دیوار بین ستون‌های طرفین آن می-باشد.

### ۱۱-۳-۳-۳-۳ روش استاتیکی و دینامیکی غیر خطی

منحنی کلی نیرو- تغییر مکان نشان داده شده در شکل (۱-۱۱) که در بند (۲-۱-۳-۱۱) توصیف شده یا رابطه‌ی نیرو- تغییر مکان دیگری براساس آزمایش یا یک تحلیل منطقی مورد تایید مبتنی بر آزمایش، باید برای بیان رفتار کامل نیرو- تغییر مکانی دیوار برشی فولادی تا هنگام انهدام به کار گرفته شود. مقاومت مورد انتظار،  $Q_{CE}$  باید براساس بند (۲-۳-۳-۳-۳) محاسبه شود. تغییر مکان حد جاری شدن از رابطه‌ی (۴۱-۱۱) تعیین می‌شود:

$$\Delta y = \frac{Q_{CE}}{K_W} \quad (۴۱-۱۱)$$

### ۱۱-۳-۳-۳-۳ معیارهای پذیرش

#### ۱۱-۳-۳-۳-۳ روش استاتیکی و دینامیکی خطی

تلاش‌های محاسباتی باید با مقاومت‌های طراحی طبق بند (۱-۴-۳) مقایسه شوند. ضرایب  $m$  برای اعضای فولادی از جدول (۲-۱۱) برگرفته می‌شوند. رفتار برشی در دیوار برشی فولادی (سخت شده یا سخت نشده) یک رفتار مقید به تغییر مکان در نظر گرفته می‌شود که معیارهای پذیرش آن در جدول (۲-۱۱) داده شده است. محدودیت‌ها و ضوابط طراحی جان تیر ورق‌ها شامل موارد مربوط به فاصله‌ی سخت‌کننده‌ها طبق مبحث ۱۰ مقررات ملی ایران باید رعایت شود. به جای استفاده از سخت‌کننده‌ها، می‌توان دیوار فولادی را در بتن مدفون نمود.

#### ۱۱-۳-۳-۳-۳ روش استاتیکی و دینامیکی غیر خطی

تلاش‌های محاسباتی اعضا باید ضوابط بند (۲-۴-۳) را برآورد سازند. حد تغییر شکل‌ها باید از جدول‌های (۳-۱۱) و (۴-۱۱) برگرفته شود.

### ۱۱-۳-۳-۳-۳ معیارهای بهسازی

دیوارهای برشی فولادی که معیارهای پذیرش مربوط به سطح عملکرد مورد نظر را برآورد نمی‌سازند باید بهسازی شوند معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۳-۳-۱۱) و سایر ضوابط این استاندارد باشد.

### ۱۱-۳-۳-۳-۳ قاب‌های با اتصالات خورجینی

#### ۱۱-۳-۳-۳-۳ کلیات، سختی، مقاومت و معیارهای پذیرش

قاب‌های با اتصالات خورجینی نوع ویژه‌ای از قاب‌های خمشی نیمه صلب می‌باشند که در آن اتصال تیر به ستون رفتار نیمه صلب و غیر خطی دارد. این اتصال می‌تواند به صورت تقویت نشده (فقط با نبشی بالایی و پایینی) یا تقویت شده (با قطعات اضافه شده به نبشی‌ها) باشد. با افزایش مقدار نیرو، سختی اتصال تقویت نشده‌ی خورجینی سریعاً کاهش می‌یابد.

اتصال خورجینی بدون تقویت مقاومت کافی در مقابل بارهای جانبی ندارد و باید حمل بار جانبی در این قاب‌ها توسط مهاربندی یا دیوار برشی انجام پذیرد. از این رو ضوابط سختی، مقاومت و معیارهای پذیرش مربوط به این قاب‌ها عیناً مشابه قاب‌های مهاربندی شده خواهد بود. در صورتی که جزئیات خاصی پیشنهاد

شود که بر مبنای مدارک معتبر اتصال خورجینی تقویت شده‌ی رفتار صلب یا نیمه صلب را نشان دهد، ضوابط سختی، مقاومت و معیارهای پذیرش مطابق قاب‌های خمشی صلب خواهد بود. در این صورت اگر در سازه از ستون‌های مشبک با بست افقی (ماده ۱۰-۱-۵-۴ مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان) استفاده شده باشد باید مقطع ستون با کاربرد ورق‌های سرتاسری به صورت یکپارچه درآید. در حال حاضر استفاده از اتصال خورجینی نیمه صلب بدون مهاربندی یا دیواربندی یا دیوار برشی مجاز نمی‌باشد.

#### ۱۱-۷-۲ معیارهای بهسازی

قاب‌های با اتصالات خورجینی که معیارهای پذیرش مربوط به قاب‌های مهاربندی شده را برآورد نمی‌سازند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۱۱-۳-۳) و سایر ضوابط این استاندارد باشد.

#### ۱۱-۸ قاب‌های فولادی با میان قاب

قاب‌های فولادی که در آن‌ها میان قاب‌های بتنی یا بنایی مسلح یا غیر مسلح موجود است باید با در نظر گرفتن سختی مرکب قاب فولادی و دیوار میان قاب ارزیابی شوند.

خواص مهندسی و معیارهای پذیرش دیوارهای میان قاب مطابق با بند ۱۲ برای مصالح بتنی و بند ۱۳ برای مصالح بنایی می‌باشند. دیوارهای میان قاب به همراه قاب‌های مربوط در ترکیب با همدیگر با در نظر گرفتن سختی نسبی هر عضو نیروی زلزله را تحمل می‌کنند تا این که دیوارها به طور کامل منهدم شوند. اندرکنش بین قاب فولادی و میان قاب باید با استفاده از روش‌های ذکر شده در بند (۱۳-۸) در نظر گرفته شود. تحلیل هر عضو از این مجموعه باید در گام‌های متوالی انجام شده و در آن اثرات اندرکنش بین اعضا بسته به تراز عملکردی انتخابی در نظر گرفته شود. در نقطه‌ای که انهدام میان قاب طبق معیارهای پذیرش بند ۱۲ یا بند (۱۳-۸) مورد انتظار است، دیوار باید از مدل تحلیلی برداشته شود. در ادامه، تحلیل باید با در نظر گرفتن قاب فولادی تنها با در نظر گرفتن هر گونه ناپیوستگی در ارتفاع ساختمان که به واسطه‌ی خراب شدن دیوار ایجاد گردیده دنبال شود. در این هنگام، خواص مهندسی و معیارهای پذیرش قاب آن گونه که در بند (۱۱-۴) ذکر شده مورد عمل خواهند بود.

#### ۱۱-۹ دیافراگم‌ها

##### ۱۱-۹-۱ دیافراگم‌های کف فلزی بدون پوشش

##### ۱۱-۹-۱-۱ کلیات

دیافراگم‌های فلزی معمولاً به صورت ورق‌های موجدار فلزی می‌باشند. این ورق‌های موجدار به هم و به اسکلت توسط جوش یا سایر وسایل اتصال متصل می‌شوند. این دیافراگم‌ها به تنهایی یا با مهارهای قطری بار جانبی را تحمل می‌کنند.

تیرهای لبه و برش‌گیرها در این دیافراگم‌ها همان اعضای قاب فولادی متصل به دیافراگم می‌باشند. انتقال بار به اعضای قاب که به عنوان تیرهای لبه و یا برش‌گیرها عمل می‌نمایند، توسط اتصالات برشی، جوش، پیچ صورت می‌گیرد.

#### ۱۱-۹-۱-۲ سختی

##### ۱۱-۹-۱-۲-۱ روش استاتیکی و دینامیکی خطی

دیافراگم‌های کف فلزی را با توجه به ضوابط بند (۳-۲-۴) باید به انواع صلب، نیمه صلب و یا نرم دسته‌بندی کرد. ضرایب نرمی این گونه دیافراگم‌ها را باید از روش‌های معتبر برای استفاده در تحلیل محاسبه کرد.

##### ۱۱-۹-۱-۲-۲ روش استاتیکی و دینامیکی غیر خطی

در تحلیل‌های غیر ارتجاعی سازه‌ها معمولاً اگر اتصال دیافراگم ضعیف باشد، دیافراگم‌ها به صورت غیر ارتجاعی مدل نمی‌شوند. روش‌هایی مشابه آنچه که برای مدل‌سازی غیر ارتجاعی دیافراگم‌های چوبی در سازه‌های بنایی غیر مسلح استفاده می‌شوند را می‌توان به عنوان راهنما، در مواردی که لازم است رفتار غیر ارتجاعی دیافراگم مدل شود، به کار گرفت. سختی بعد از مرحله‌ی ارتجاعی را می‌توان ۳ درصد سختی اولیه در نظر گرفت.

#### ۱۱-۹-۱-۳ مقاومت

مقاومت دیافراگم فلزی را باید با توجه به ضوابط بند (۱۱-۳-۲) و توصیه‌های کلی این بند تعیین نمود. مقاومت مورد انتظار،  $Q_{CE}$ ، را برای این گونه دیافراگم‌ها باید دو برابر مقدار مجاز داده شده در آیین‌نامه‌ها و استانداردهای مربوط فرض نمود. مقاومت‌های کرانه‌ی پایین،  $Q_{CL}$ ، در مورد اتصال‌دهنده‌های جوشی را باید طبق ضوابط آیین‌نامه‌های جوش تعیین نمود.

#### ۱۱-۹-۱-۴ معیارهای پذیرش

رفتار اتصالات این نوع دیافراگم کنترل شونده توسط نیرو فرض می‌شود. ظرفیت اتصال باید به قدری باشد که بتواند تمام نیروی عکس‌العمل دیافراگم را به قاب منتقل نماید. در صورتی که ظرفیت دیافراگم توسط ظرفیت اتصالات به قاب کنترل شود، در این حالت دیافراگم به عنوان عضوی که رفتارش با نیرو کنترل می‌شود ملحوظ می‌شود.

دیافراگم‌هایی که ظرفیت آن‌ها توسط ظرفیت اتصال کنترل نمی‌شود، کنترل شونده توسط تغییر شکل فرض می‌شوند. ضرایب  $m$  برای مود جاری شدن برشی یا مود کمانشی ورق را می‌توان از جدول (۱۱-۲) استخراج نمود.

برای سطح عملکرد سازه‌ای ایمنی جانی، نباید دیافراگم سطح اتکا یا مهارش را از دست بدهد. برای سطوح عملکرد بالاتر میزان خسارت وارد شده به اتصالات نباید به حدی باشد که انتقال بار بین دیافراگم و قاب را مختل نماید.

میزان تغییر شکل‌ها نباید از حد مشخص شده در سطح عملکرد مورد نظر برای سایر اعضا (سازه‌ای یا غیر سازه‌ای) بیشتر باشد.

#### ۱۱-۹-۱-۵ معیارهای بهسازی

دیافراگم‌هایی که معیارهای پذیرش را برای سطح عملکرد مورد نظر تامین نمایند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۱۱-۳-۳) و سایر ضوابط این استاندارد باشد.

## ۱۱-۹-۲ دیافراگم‌های کف فلزی با پوشش بتن سازه‌ای

### ۱۱-۹-۲-۱ کلیات

کف فلزی در دیافراگم‌های فلزی با بتن رویه می‌تواند مختلط یا غیر مختلط باشد. در هر دو مورد دیافراگم فولادی و دال بتنی با مشارکت هم نیروهای وارد شده بر دیافراگم را تحمل می‌کنند. بتن رویه می‌تواند بتن معمولی یا بتن سبک باشد و مسلح شدن بتن می‌تواند با شبکه‌ی سیمی یا با آرماتورهای با قطر کم انجام گیرد.

در این گونه دیافراگم‌ها معمولاً دیافراگم فلزی از ورق‌های فولادی موج‌دار به شکل‌های گوناگون درست شده است. ورق‌های فولادی به یکدیگر و به تکیه‌گاه‌ها توسط جوش یا اتصالات مکانیکی متصل می‌شوند. تیر لبه و برش‌گیرها در این گونه دیافراگم‌ها همان اعضای قاب فولادی متصل به دیافراگم می‌باشند.

### ۱۱-۹-۲-۲ سختی

#### ۱۱-۹-۲-۲-۱ روش استاتیکی و دینامیکی خطی

اگر نسبت ابعاد دیافراگم بزرگ‌تر از ۵ نباشد، در مورد دیافراگم‌های موجود می‌توان فرض دیافراگم صلب را برای محاسبه‌ی توزیع نیروها به کار برد. در مورد نسبت‌های ابعاد بزرگ‌تر یا نامنظمی پلان اثر انعطاف‌پذیری دیافراگم باید مطابق بند (۹-۲-۴) در نظر گرفته شود. برای محاسبه‌ی سختی دیافراگم می‌توان از روش‌های معتبر با در نظر گرفتن اثر بتن رویه استفاده کرد.

#### ۱۱-۹-۲-۲-۲ روش استاتیکی و دینامیکی غیر خطی

در آنالیزهای غیر ارتجاعی سازه‌ها معمولاً اگر ضعیف‌ترین قسمت در دیافراگم اتصالات آن باشد، رفتار دیافراگم ارتجاعی فرض می‌شود. در مواردی که لازم است رفتار غیر ارتجاعی دیافراگم مدل شود، می‌توان روش‌هایی مشابه آنچه که برای مدل‌سازی غیر ارتجاعی دیافراگم‌های چوبی در سازه‌های بنایی غیر مسلح استفاده می‌شوند را به عنوان راهنما در نظر گرفت.

### ۱۱-۹-۲-۳ مقاومت

مقاومت این گونه دیافراگم‌ها را باید از روش‌های معتبر تعیین نمود. به عنوان روشی دیگر، می‌توان مقاومت مورد انتظار،  $Q_{CE}$ ، را برای این گونه دیافراگم‌ها، دو برابر مقدار مجازی که در آیین‌نامه‌ها و استانداردهای مربوط داده شده، فرض نمود. مقاومت‌های کرانه‌ی پایین،  $Q_{CL}$  را برای اتصال‌دهنده‌های جوشی باید طبق ضوابط آیین‌نامه‌های جوش تعیین نمود.

#### ۱۱-۹-۲-۴ معیارهای پذیرش

رفتار اتصالات این نوع دیافراگم کنترل شونده توسط نیرو فرض می‌شود. ظرفیت اتصال باید به قدری باشد که بتواند تمام نیروی عکس‌العمل دیافراگم را به قاب منتقل نماید. در صورتی که ظرفیت دیافراگم توسط ظرفیت اتصالات به قاب کنترل شود. در این حالت دیافراگم به عنوان عضوی که رفتارش با نیرو کنترل می‌شود ملحوظ می‌شود. دیافراگم‌هایی که ظرفیت آن‌ها توسط ظرفیت

اتصال کنترل نمی‌شود، کنترل شونده توسط تغییر شکل فرض می‌شوند. ضرایب  $m$  برای مود جاری شدن برشی را می‌توان از جدول (۱۱-۲) استخراج نمود.

برای سطح عملکرد سازه‌ای ایمنی جانی، نباید دیافراگم سطح اتکا یا مهارش را از دست بدهد. برای سطوح عملکرد بالاتر، میزان خسارت وارده به اتصالات یا ترک خوردگی بتن نباید به حدی باشد که انتقال بار بین دیافراگم و قاب را مختل نماید.

میزان تغییر شکل‌ها نباید از حد مشخص شده در سطح عملکرد مورد نظر برای سایر اعضا (سازه‌ای یا غیر سازه‌ای) بیشتر باشد.

معیارهای پذیرش برای برش‌گیرها در بند (۱۱-۹-۶-۴) ارائه شده‌اند. برش‌گیرهایی که برای تامین عملکرد مختلط با تیر را داشته باشند.

#### ۱۱-۹-۲-۵ معیارهای بهسازی

دیافراگم‌هایی که معیارهای پذیرش را برای سطح عملکرد مورد نظر تامین نمایند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۱۱-۳-۳) و سایر ضوابط این استاندارد باشد.

#### ۱۱-۹-۳ دیافراگم‌های کف فلزی با پوشش بتن غیر سازه‌ای

##### ۱۱-۹-۳-۱ کلیات

دیافراگم‌های کف فلزی با پوشش بتن غیر سازه‌ای را باید به عنوان دیافراگم فلزی بدون پوشش ارزیابی نمود، مگر این که اثر بتن رویه روی سختی و مقاومت توسط آزمایش تایید شده باشد.

##### ۱۱-۹-۳-۲ سختی

#### ۱۱-۹-۳-۱-۲ روش استاتیکی و دینامیکی خطی

در مدل‌سازی باید احتمال عملکرد مختلط و نیز تغییر در نحوه‌ی پخش بار را در نظر گرفت. اندرکنش اعضای جدید و اعضای موجود دیافراگم‌های تقویت شده از لحاظ سازگاری باید در نظر گرفته شود و نیز مکانیزم‌های انتقال بار بین اعضای جدید و موجود دیافراگم در تعیین انعطاف‌پذیری دیافراگم باید ملحوظ شود. به طور مشابه اندرکنش دیافراگم‌های جدید و قاب‌های موجود باید به دقت در نظر گرفته شود و نیز مکانیزم‌های انتقال بار بین دیافراگم‌های جدید و قاب‌های موجود نیز باید مطالعه شوند.

#### ۱۱-۹-۳-۲-۲ روش استاتیکی و دینامیکی غیر خطی

رفتار غیر ارتجاعی دیافراگم‌ها را معمولاً در صورتی که مقاومت اتصالات نسبت به مقاومت دیافراگم کم‌تر باشد، در تحلیل لرزه‌ای غیر ارتجاعی ملحوظ نمی‌کنند. در صورتی که رفتار غیر ارتجاعی محتمل باشد روال مدل‌سازی برای رفتار غیر ارتجاعی دیافراگم‌های چوبی در سازه‌های با مصالح بنایی غیر مسلح را می‌توان به عنوان سرمشقی برای مدل‌سازی رفتار غیر ارتجاعی دیافراگم فلزی با بتن رویه غیر سازه‌ای به کار برد.

### ۱۱-۹-۳-۳ مقاومت

مقاومت این گونه دیافراگم‌ها مطابق ضوابط دیافراگم‌های کف فلزی بدون پوشش در بند (۱۱-۹-۳-۱) محاسبه می‌شود. برای سایر اجزا از ضوابط بند (۱۱-۹-۳-۲) استفاده می‌شود.

### ۱۱-۹-۳-۴ معیارهای پذیرش

رفتار اتصالات این نوع دیافراگم کنترل شونده توسط نیرو فرض می‌شود. ظرفیت اتصال باید به قدری باشد که بتواند تمام نیروی عکس‌العمل دیافراگم را به قاب منتقل نماید.

در صورتی که ظرفیت دیافراگم توسط ظرفیت اتصالاتش به قاب کنترل شود، در این حالت دیافراگم به عنوان عضوی که رفتارش با نیرو کنترل می‌شود ملحوظ می‌شود. دیافراگم‌هایی که ظرفیت آنها توسط ظرفیت اتصال کنترل نمی‌شود، کنترل شونده توسط تغییر شکل فرض می‌شوند. ضرایب  $m$  برای حد جاری شدن برشی را می‌توان از جدول (۱۱-۲) استخراج نمود.

برای سطح عملکرد سازه‌ای ایمنی جانی، نباید دیافراگم سطح اتکا یا مهارش را از دست بدهد. برای سطوح عملکرد بالاتر، میزان خسارت وارده به اتصالات یا ترک خوردگی بتن نباید به حدی باشد که انتقال بار بین دیافراگم و قاب را مختل نماید.

میزان تغییر شکل‌ها نباید از حد مشخص شده در سطح عملکرد مورد نظر برای سایر اعضا (سازه‌ای و یا غیر سازه‌ای) بیشتر باشد.

### ۱۱-۹-۳-۵ معیارهای بهسازی

دیافراگم‌هایی که معیارهای پذیرش را برای سطح عملکرد مورد نظر تامین نمایند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۱۱-۳-۳) و سایر ضوابط این استاندارد باشد.

### ۱۱-۹-۴-۴ مهاربندی فولادی افقی (دیافراگم‌های خرپایی فولادی)

#### ۱۱-۹-۴-۱ کلیات

مهاربندی افقی فولادی به تنهایی یا به همراه دال‌های فلزی به کار رفته و به عنوان دیافراگم عمل می‌کند. اگر روی دال فلزی با بتن سازه‌ای پر شود، باید اثر سختی‌های نسبی مهاربندی افقی و قسمت بتنی در تحلیل ملحوظ شود.

ضوابط این بخش باید به دیافراگم‌های خرپایی فلزی موجود، مقاوم‌سازی شده و جدید اعمال شود. در صورتی که مهاربندی افقی فولادی در برنامه‌ی بهسازی مورد استفاده قرار گیرد، لازم است اندرکنش اجزای جدید و موجود سیستم دیافراگم (سازگاری سختی) ارزیابی شد و نحوه‌ی انتقال نیرو بین اجزای جدید و موجود دیافراگم در هنگام تعیین انعطاف‌پذیری دیافراگم بهسازی شده در نظر گرفته شود.

در تعیین میزان انعطاف‌پذیری سیستم قاب-دیافراگم نیز باید نحوه‌ی انتقال بار بین اعضای دیافراگم و قاب-های موجود ملحوظ شود.

#### ۱۱-۹-۴-۲ سختی

#### ۱۱-۹-۴-۲-۱ روش استاتیکی و دینامیکی خطی

سیستم‌های دیافراگم خرنپایی باید مشابه قاب‌های مهاربندی شده فولادی به صورت اعضای خرنپایی افقی، که تغییر شکل‌هایش با سختی محوری کنترل می‌شود، مدل‌سازی شوند. اتصالات به صورت مفصل در نظر گرفته می‌شوند مگر این که مقاومت در برابر لنگر داشته و یا در اتصالات برون مرکزیت موجود باشد. در چنین حالتی سختی اتصالات باید مدل شود. اثر انعطاف‌پذیری دیافراگم‌های خرنپایی در نحوه‌ی توزیع بار جانبی بین اعضای قائم را باید در نظر گرفت.

#### ۱۱-۹-۴-۲-۲ روش استاتیکی و دینامیکی غیر خطی

در مدل‌سازی جهت تحلیل غیر ارتجاعی می‌توان یا از مشخصات ارتجاعی دیافراگم‌های خرنپایی استفاده کرد و یا مدل‌سازی غیر ارتجاعی مشابه قاب‌های فولادی مهاربندی شده استفاده کرد.

#### ۱۱-۹-۴-۳ مقاومت

ظرفیت‌های اعضای دیافراگم خرنپایی را می‌توان مشابه آنچه در بند (۱۱-۵) برای اعضای قاب مهاربندی شده‌ی فولادی بیان شده، به دست آورد. در تعیین ظرفیت‌های دیافراگم خرنپایی، اثر تکیه‌گاه‌های جانبی تامین شده برای اعضای دیافراگم توسط دال فلزی، با یا بدون بتن رویه، باید در نظر گرفته شود. اثرات نیروهای ثقلی در محاسبات مربوط به اعضای که بار ثقلی را تحمل می‌کنند باید ملحوظ شود.

#### ۱۱-۹-۴-۴ معیارهای پذیرش

نحوه‌ی انتقال نیرو بین اعضای مختلف خرپا در اتصالات و نیز بین اعضای خرپاها و قاب، باید برای اطمینان از پیوستگی در مسیر بار ارزیابی شود. برای سطح عملکرد ایمنی جانی، از دست رفتن سطح اتکا یا مهار مجاز نمی‌باشد. برای سطوح عملکرد بالاتر، مقدار خسارت وارده به اتصالات یا اعضای مهاربندی نباید منجر به حذف امکان انتقال بار بین دیافراگم و قاب فولادی شود. تغییر شکل‌ها باید به مقادیری کمتر از حدودی که باعث صدمه به اعضای سازه‌ای یا غیر سازه‌ای دیگر در سطح عملکرد مورد نظر شوند، محدود شوند.

#### ۱۱-۹-۴-۴-۱ روش استاتیکی و دینامیکی خطی

معیارهای پذیرش خطی برای اجزای دیافراگم خرنپایی افقی مشابه همان معیارهای مشخص شده در بند (۱۱-۵-۲-۳) برای قاب‌های مهاربندی شده با محورهای متقارب بوده با این تفاوت که از معیارهای مربوط به تیر و ستون استفاده نمی‌شود. برای اجزای فشاری و کششی خرپا، به جای استفاده از ضرایب  $m$  تعیین شده برای اجزای تیر و ستون قاب‌های مهاربندی شده، می‌توان از ضرایب تعیین شده برای اجزای مهاربندی قطری استفاده نمود.

#### ۱۱-۹-۴-۴-۲ روش استاتیکی و دینامیکی غیر خطی

معیارهای پذیرش در روش‌های غیر خطی برای اجزای دیافراگم خرنپایی افقی مشابه همان معیارهای مشخص



شده در بند (۱۱-۵-۲-۳) برای قاب‌های مهاربندی شده‌ی هم مرکز بوده با این تفاوت که از معیارهای مربوط به تیر و ستون استفاده نمی‌شود. برای اعضای فشاری و کششی خرپا، به جای استفاده از تغییر شکل‌های پلاستیک تعیین شده برای اجزای تیر و ستون قاب‌های مهاربندی شده، می‌توان از تغییر شکل‌های پلاستیک تعیین شده برای اجزای مهاربندی قطری استفاده نمود.

#### ۱۱-۹-۴-۵ معیارهای بهسازی

دیافراگم‌های خرپای فولادی که معیارهای پذیرش را برای سطح عملکرد مورد نظر تامین ننمایند، باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۱۱-۳-۳) و سایر ضوابط این استاندارد باشد.

#### ۱۱-۹-۵ دیافراگم‌های طاق ضربی

##### ۱۱-۹-۵-۱ کلیات

دیافراگم‌های طاق ضربی در ساختمان‌های فولادی دیافراگم‌هایی هستند که از قوس‌های آجری بین تیرهای فولادی به نحوی تشکیل شده‌اند که تیرها، مقاومت در برابر رانش قوس را تامین می‌نمایند.

##### ۱۱-۹-۵-۲ سختی

##### ۱۱-۹-۵-۲-۱ روش استاتیکی و دینامیکی خطی

دیافراگم‌های طاق ضربی موجود باید به صورت دیافراگمی افقی با ضخامتی معادل برای قوس آجری و بتن رویه، مدل‌سازی شود. می‌توان این نوع دیافراگم‌ها را به صورت خرپایی متشکل از تیرهای فولادی به عنوان اعضای کششی و قوس‌های آجری به عنوان اعضای فشاری مدل نمود. در محاسبه‌ی نحوه‌ی توزیع بار جانبی بین اعضای قائم باید اثر انعطاف‌پذیری دیافراگم طاق ضربی ملحوظ شود. نتایج تحلیل‌ها باید ارزیابی شوند تا از ارتجاعی بودن پاسخ دیافراگم اطمینان حاصل شود.

در صورتی که برای بهسازی دیافراگم طاق ضربی به آن مهاربندی افقی فولادی اضافه شود، باید اندرکنش بین اعضای جدید و موجود دیافراگم از طریق بررسی سازگاری سختی آن‌ها مطالعه شود. نحوه‌ی انتقال بار بین اعضای موجود و جدید دیافراگم، در هنگامی بررسی انعطاف‌پذیری دیافراگم بهسازی شده باید در نظر گرفته شود.

##### ۱۱-۹-۵-۲-۲ روش استاتیکی و دینامیکی غیر خطی

دیافراگم‌های طاق ضربی باید همواره در محدوده‌ی ارتجاعی باقی بمانند مگر این که امکان رفتار غیر ارتجاعی آن‌ها مورد تایید قرار گیرد.

##### ۱۱-۹-۵-۳ مقاومت

در تعیین ظرفیت‌های اجزای دیافراگم طاق ضربی می‌توان فرض نمود که هیچ عضوی به جز تیرهای فولادی قادر به تحمل کشش نمی‌باشند. اثرات بارهای ثقلی باید برای اجزای دیافراگم در نظر گرفته شوند. نحوه‌ی انتقال بار بین اعضای مختلف و بین اعضای قاب باید بررسی شود تا از وجود مسیر بار کاملاً اطمینان حاصل شود.

#### ۱۱-۹-۵-۴ معیارهای پذیرش

رفتار دیافراگم‌های طاق ضربی به صورت کنترل شونده توسط نیرو فرض می‌شود. برای سطح عملکرد سازه‌های ایمنی جانی، نباید تغییر شکل‌ها و تغییر مکان‌های دیافراگم باعث از دست رفتن سطح اتکا برای اعضای قوس آجری شود. برای سطوح عملکرد بالاتر، تغییر شکل ناشی از کشش قطری نباید منجر به حذف امکان انتقال بار شود. تغییر شکل‌ها باید به مقادیری کمتر از خیزهایی که باعث صدمه به اعضای سازه‌ای یا غیر سازه‌ای دیگر در سطح عملکرد مورد نظر شوند، محدود شوند. در کنار تعیین این مقادیر برای طاق ضربی باید مقادیر متناظر برای قاب‌های فولادی نیز مشخص شوند.

#### ۱۱-۹-۵-۵ معیارهای بهسازی

دیافراگم‌های طاق ضربی که معیارهای پذیرش را برای سطوح عملکرد مورد نظر تامین نمایند، باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۱۱-۳-۳) و سایر ضوابط این استاندارد باشد.

#### ۱۱-۹-۶ اعضای تیر لبه و برش‌گیرها

##### ۱۱-۹-۶-۱ کلیات

تیرریزی فولادی که دیافراگم بر آن اتکا دارد را می‌توان به عنوان اعضای تیر لبه یا برش‌گیر در نظر گرفت. در صورت وجود بتن سازه‌ای، آرماتورهای دال به عنوان تیر لبه یا برش‌گیری که نیروهای کششی را تحمل می‌کنند عمل می‌نمایند و نیروهای فشاری تیر لبه یا برش‌گیر توسط دال حمل می‌شود. در صورتی که تیرریزی فولادی به عنوان تیر لبه یا برش‌گیری عمل نماید باید از اتصال مطمئن تیرریزی به دال از طریق جوش مناسب و یا وسایل اتصال مکانیکی اطمینان حاصل کرد.

##### ۱۱-۹-۶-۲ سختی

برای مدل‌سازی اعضای تیر لبه و یا برش‌گیری می‌توان فرضیات مدل‌سازی ارائه شده در این بند را برای اعضای قاب فولادی معادل به کار گرفت.

##### ۱۱-۹-۶-۳ مقاومت

در تعیین مقاومت‌های تیر لبه و برش‌گیرها می‌توان از ضوابط بند (۱۱-۴-۲-۳-۱) مربوط به تیرها و ستون‌ها در قاب‌های صلب استفاده نمود. تعیین مقاومت‌های میلگردهای موجود در دال‌های بتنی که به عنوان تیر لبه یا برش‌گیر عمل نمایند باید مطابق ضوابط بند ۱۲ انجام گیرد.

#### ۱۱-۹-۶-۴ معیارهای پذیرش

در صورتی که در دیافراگم، رفتار غیر ارتجاعی پذیرفته شده باشد می‌توان رفتار غیر ارتجاعی در تیرهای لبه و برش‌گیرها را نیز پذیرفته دانست. در این صورت، رفتار تیرهای لبه و برش‌گیرها کنترل شونده توسط تغییر شکل محسوب می‌شوند. ضرایب  $m$  از جدول (۱۱-۲) و معیارهای پذیرش غیر ارتجاعی باید از ضوابط اجزای تیر و ستون قاب‌های صلب در بند (۱۱-۴) استفاده شوند. در صورتی که رفتار غیر ارتجاعی پذیرفته نباشد، رفتار تیرهای لبه و برش‌گیرها به صورت کنترل‌شونده توسط نیرو فرض می‌شود. در این صورت مقدار  $Q_{UD}$

لازم نیست از کل نیرویی که با در نظر گرفتن مقاومت مورد انتظار برای دیافراگم یا اعضای سیستم باربر جانبی قابل انتقال به برش گیر یا تیر لبه‌ی مورد نظر است، بیشتر باشد. برای سطح عملکرد سازه‌ای ایمنی جانی، تغییر شکل‌ها و تغییر مکان‌های اجزای تیر لبه و برش‌گیرها نباید منجر به از دست رفتن اتکا قایم شود. برای سطوح عملکرد بالاتر، تیر لبه یا برش‌گیر نباید در پیوستگی مسیر بار خلل ایجاد نمایند. رفتار جوش‌ها و اتصال‌دهنده‌هایی که دیافراگم را به تیرهای لبه و با برش‌گیرها متصل می‌نمایند، به صورت کنترل‌شونده توسط نیرو فرض می‌شوند. اگر تمام اتصالات شرایط پذیرش را تأمین نمایند می‌توان فرض کرد که دیافراگم از کماتش اعضای تیر لبه در صفحه‌ی دیافراگم ممانعت می‌کند. در صورتی که تیرهای لبه و یا برش‌گیرها علاوه بر بارهای زلزله، بار ثقلی نیز تحمل نمایند، رفتار آن‌ها باید با ضوابط بند (۱-۱۱-۲-۳-۴) برای اعضای تحت ترکیب بار محوری و خمش کنترل شود.

#### ۱۱-۹-۶-۵ معیارهای بهسازی

اعضای تیر لبه و برش‌گیرها که معیارهای پذیرش را برای سطح عملکرد مورد نظر تأمین ننمایند، باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید بر اساس ضوابط بند (۱۱-۳-۳) و سایر ضوابط این استاندارد باشد.

#### ۱۱-۱۰ پی‌های متشکل از شمع‌های فولادی

##### ۱۱-۱۰-۱ کلیات

شمع‌ها مقاومت و سختی پی را از طریق اتکای مستقیم بر خاک یا سنگ، یا با اصطکاک در طولی از شمع که در تماس با خاک است، یا با ترکیبی از این دو مکانیزم افزایش می‌دهد. پی‌ها باید به طریقی که در بند ۱۰ ذکر شده ارزیابی شوند. اعضای بتنی پی‌ها باید سازگار با بند ۱۲ باشند. طراحی شمع‌های فولادی باید در ارتباط با ضوابط این بخش انجام گیرد.

##### ۱۱-۱۰-۲ سختی

اگر سر شمع زیر سطح پی ناشی از اتکای سرشمع روی خاک توسط فنرهای معادلی که در بند ۱۰ تعیین شده‌اند محاسبه می‌شود. بقیه‌ی سختی شمع‌ها از طریق خمش و اتکا بر خاک تأمین می‌شود. در مورد شمع‌های واقع در یک گروه، کاهش لازم در سهم هر شمع از سختی و مقاومت کل پی با توجه به اثرات گروه باید اعمال شود. ضوابط اضافی برای محاسبه‌ی سختی در بند ۱۰ ذکر شده است.

##### ۱۱-۱۰-۳ مقاومت

به جز در مکان‌هایی که در معرض خطر روانگرایی خاک قرار دارند، می‌توان از احتمال کماتش بخشی از شمع که درون زمین است صرف‌نظر نمود. تلاش‌های خمشی در شمع‌ها را باید یا توسط روش‌های غیر خطی یا به وسیله‌ی روش‌های ارتجاعی که در آن‌ها شمع همانند یک ستون طره در بالای نقطه‌ی محاسباتی گیرداری در نظر گرفته می‌شود (رجوع به بند ۱۰) محاسبه نمود.

##### ۱۱-۱۰-۴ معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش مقاومت شمع در برابر نیروی محوری و لنگرهای خمشی همانند آنچه در مورد ستون‌های

فولادی در بند (۲-۴-۲-۴-۱۱) در روش‌های خطی و در بند (۳-۴-۲-۴-۱۱) در روش‌های غیر خطی گفته شده، می‌باشد. در اینجا کرانه‌ی پایینی مقاومت فشاری محوری، مقاومت کششی محوری و مقاومت خمشی مورد انتظار، باید برای طول مهار نشده‌ای برابر صفر در مورد بخشی از شمع که در زمین غیر روانگرا مدفون است، محاسبه شود.

اتصالات بین شمع‌های فولادی و سر شمع‌های آن‌ها باید کنترل‌شونده توسط نیرو فرض شوند.

### ۱۱-۱۰-۵ معیارهای بهسازی

پی‌های شمعی فولادی که معیارهای پذیرش مربوط به سطح عملکرد انتخابی را برآورد نمی‌سازند، باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید بر اساس ضوابط بند (۳-۳-۱۱) و سایر ضوابط این استاندارد باشد.

### ۱۲ بهسازی سازه‌های بتنی

#### ۱-۱۲ محدوده‌ی کاربرد

در این بند ملزومات بهسازی اجزای بتنی مقاوم در برابر زلزله ارایه می‌شود. ضوابط این بند هم برای اجزای بتنی ساختمان موجود و هم برای اجزای بتنی تقویت‌شده یا اضافه شده به سیستم ساختمانی موجود می‌باشد.

مطالب ارایه شده در این بند با مباحثی که برای همه‌ی ساختمان‌های بتنی با هر سیستم سازه‌ای در مدل‌سازی، تحلیل و تهیه مشخصات اعضای این مدل‌ها باید مورد توجه قرار بگیرند شروع می‌شود. این مباحث شامل نحوه‌ی جمع‌آوری اطلاعات لازم در مورد خواص مواد و اجزا در بخش (۲-۱۲) و یک سری دستورالعمل‌های مدل‌سازی از جمله کلیاتی در مورد نحوه‌ی تعیین سختی و مقاومت در بخش (۳-۱۲) می‌باشد. سپس دستورالعمل‌های ویژه‌ی قاب‌های خمشی، قاب‌های پیش‌ساخته، قاب‌های با میان‌قاب، دیوارهای برشی، دیوارهای برشی پیش‌ساخته، قاب‌های مهاربندی شده، دیافراگم‌ها، دیافراگم‌های پیش‌ساخته و پی‌ها در بخش‌های (۴-۱۲) و (۵-۱۲) ارایه شده‌اند. در هر بخش انواع مختلف سیستم مورد بحث دسته‌بندی شده‌اند و برای هر نوع، ضوابطی کلی جهت نحوه‌ی مدل‌سازی ارایه شده است و چگونگی تعیین دو پارامتر اصلی در مدل‌سازی یعنی سختی و مقاومت در هر روش تحلیل مشخص شده‌اند. معیارهای پذیرش و قابل قبول بودن عملکرد اعضا نیز برای هر روش تحلیل داده شده‌اند و کلیاتی در مورد معیارهای بهسازی اعضایی که واجد عملکرد قابل قبول نباشند مطرح شده است.

#### ۲-۱۲ مشخصات مصالح و بازرسی وضعیت موجود ساختمان

##### ۱-۲-۱۲ کلیات

جهت ساختن یک مدل تحلیلی که بتواند برآورد مناسبی از رفتار ساختمان را به دست دهد، علاوه بر وضعیت اعضا و هندسه و پیکربندی آن، باید مشخصات مصالح به کار گرفته شده، در آن نیز مشخص شود. این بخش به ضوابط تعیین مشخصات مصالح و نحوه‌ی بررسی وضعیت موجود ساختمان اختصاص دارد. مطمئن‌ترین راه برای اطلاع از مشخصات مصالح، انجام آزمایش می‌باشد. نوع و تعداد آزمایش‌های لازم به

دقت اطلاعات موجود سازه‌ای، کیفیت و شرایط فیزیکی مصالح و اجزای ساختمان بستگی دارد. وجود هر گونه اطلاعات مستند و قابل اطمینان از نوع و مشخصات مصالح استفاده شده در اجزا و اتصالات ساختمان حایز اهمیت بوده و می‌تواند از تعداد آزمایش‌های لازم بکاهد.

کلیات تعیین مشخصات مصالح و اجزای بتنی موجود ساختمان طبق بخش (۸-۲) صورت می‌پذیرد. ضوابط ویژه‌ی ساختمان‌های بتنی در بندهای مختلف این بخش ذکر شده است.

مشخصات مصالح بر اساس ضوابط بند (۱۲-۲-۲) تعیین می‌شوند. بازرسی وضعیت موجود نیز بر اساس ضوابط بند (۱۲-۲-۳) می‌باشد. وسعت آزمایش‌های انجام شده و نحوه‌ی بازرسی وضعیت موجود ساختمان، ملاک تعیین ضریب آگاهی بر اساس ضوابط بند (۱۲-۲-۴) می‌باشد.

## ۱۲-۲-۲ مشخصات مصالح

### ۱۲-۲-۲-۱ کلیات

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

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

اگر برای برآوردن ضوابط مربوط به سطوح اطلاعات در بند (۸-۲-۵) نیاز به انجام آزمایش باشد باید شرایط بند (۱۲-۲-۲-۳-۱) در مورد نحوه‌ی محاسبه‌ی مشخصات مصالح در نظر گرفته شود. ضوابط تکمیلی دیگری در این رابطه، از جمله تعداد حداقل نمونه‌ها در بند (۱۲-۲-۳-۲)، (۱۲-۲-۳-۳) و ضوابط پیوست ۲ مشخص شده‌اند.

### ۱۲-۲-۲-۲ جمع‌آوری مشخصات مصالح در سطح اطلاعات حداقل

در صورتی که مشخصات مصالح در دفترچه‌ی محاسبات یا نقشه‌های اجرایی موجود باشند، برای آرماتور این مقادیر را می‌توان به عنوان مشخصات کرانه پایین مصالح در سطح اطلاعات حداقل در نظر گرفت. در مورد بتن در صورتی می‌توان از مقادیر دفترچه محاسبات یا نقشه‌های اجرایی برای سطح اطلاعات حداقل استفاده نمود که با استفاده از آزمایش‌های غیر مخرب نظیر چکش اشمیت نسبت به یکنواختی مصالح اطمینان حاصل شود و یا مدارک فنی معتبر دال بر انجام آزمایش در زمان ساخت موجود باشد. در غیر این صورت جمع‌آوری مشخصات مصالح باید طبق سطح اطلاعات متعارف یا جامع در بند (۱۲-۲-۳) صورت گیرد. در صورتی که مشخصات مورد انتظار مصالح لازم باشد می‌توان مشخصات مقادیر کرانه پایین مصالح را با ضرابی به مشخصات مورد انتظار مصالح تبدیل نمود. این ضرابی را می‌توان با آزمایش به دست آورد. به عنوان یک راهنما مقادیر جدول (۱-۱۲) قابل استفاده‌اند.

جدول (۱-۱۲): ضرایب برای تبدیل مشخصات کرانه‌ی پایین به مشخصات مورد انتظار مصالح

ضریب	مشخصات مصالح
۱/۲۵	مقاومت فشاری مشخصه‌ی بتن
۱/۱۵	تنش کششی و تسلیم میلگرد
۱/۲۵	تنش تسلیم دیگر مصالح فولادی به کاررفته جهت اتصال قطعات (مثل میل‌مهاری)

## ۱۲-۲-۲-۳ جمع‌آوری مشخصات مصالح در سطح اطلاعات متعارف یا جامع

### ۱۲-۲-۲-۳-۱ کلیات

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

در مورد بتن آزمایش‌های لازم می‌تواند شامل مجموعه‌ای از آزمایش‌های مخرب و آزمایش‌های غیر مخرب باشد. آزمایش مخرب متداول شامل نمونه‌گیری از طریق مغزه‌گیری از بتن موجود می‌باشد که تعداد حداقل لازم آن در بند (۱۲-۲-۲-۳-۲)، (۱۲-۲-۲-۳-۳) و ضوابط پیوست ۲ آمده است. تعداد حداقل آزمایش‌های غیر مخرب از قبیل آزمایش‌های اولتراسونیک نیز در بند (۱۲-۲-۲-۳-۲) و (۱۲-۲-۲-۳-۳) آمده است. آزمایش‌های غیر مخرب نباید به طور کامل جایگزین آزمایش‌های مخرب شوند ولی می‌تواند از تعداد آزمایش‌های مخرب لازم بکاهند. مغزه‌گیری نباید تا حد امکان به آرماتورهای موجود صدمه بزند. استفاده از ردیاب آرماتور در این رابطه توصیه می‌شود. بعد از مغزه‌گیری حفره‌ی ایجاد شده باید توسط بتن یا ملاتی با مشخصات مشابه بتن موجود ترمیم شود. مقاومت‌های حاصل از مغزه‌ها باید توسط روش‌های قابل قبول به مقاومت فشاری بتن در محل تبدیل شود. مغزه‌گیری، نمونه‌گیری، نمونه‌برداری و سایر آزمایش‌ها باید طبق روش‌های استاندارد قابل قبول انجام گیرند.

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

### ۱۲-۲-۲-۳-۲ آزمایش‌های متعارف

حداقل تعداد آزمایش‌های لازم برای تعیین مشخصات بتن و میلگرد در یک برنامه‌ی جمع‌آوری اطلاعات در سطح متعارف باید بر اساس ضوابط زیر باشد:

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

۲- در صورتی که مقاومت مشخصه‌ی میلگردهای فولادی طبق مدارک معتبر حاوی گزارش آزمایش مصالح معلوم باشد می‌توان از مشخصات اسمی یا طراحی مصالح بدون نیاز به انجام آزمایش استفاده کرد. اما در صورتی که مقاومت مشخصه‌ی میلگردهای فولادی معلوم نباشد حداقل دو نمونه‌گیری باید از آرماتورهای به کار رفته در ساختمان جهت آزمایش انجام شوند.

در صورت صلاحدید مهندس بهساز، تعداد آزمایش‌های مخرب می‌تواند با جایگزینی آن‌ها با آزمایش‌های غیر مخرب مناسب بر اساس ضوابط پیوست ۲ کاهش داده شود.

#### ۱۲-۲-۲-۳-۳ آزمایش‌های جامع

به جز در مواردی که در این بند تعیین شده است، برای یک برنامه‌ی جامع آزمایش‌ها انجام حداقل سه آزمایش برای تعیین هر مشخصه لازم می‌باشد. در صورتی که ضریب تغییرات (C.O.V) نتایج از ۱۴ درصد بیش‌تر باشد، لازم است آن‌قدر آزمایش‌های اضافی انجام شود تا این ضریب به کم‌تر یا مساوی ۱۴ درصد برسد.

**مصالح بتنی:** از هر نوع عضو بتنی (ستون، تیر، دیوار برشی، دیافراگم و غیره) باید حداقل سه مغزه گرفته و مورد آزمایش فشاری واقع شوند. حداقل تعداد آزمایش مورد نیاز برای تعیین مقاومت بتن در یک ساختمان، با در نظر گرفتن شرایط ذکر شده در این بخش ۶ نمونه می‌باشد. اگر از تیپ و رده‌های متفاوت بتن در ساختمان استفاده شده باشد، از هر رده باید حداقل سه نمونه گرفته و آزمایش شوند. ضریب ارتجاعی بتن را می‌توان از منحنی آزمایش بتن به دست آورد و یا این که از طریق معادله‌ای که مقدار ضریب ارتجاعی را به مقاومت فشاری بتن ربط می‌دهد، محاسبه نمود. نمونه‌گیری‌ها باید به صورت تصادفی و از اجزای بحرانی مؤثر در رفتار سازه و نیز از اعضای صدمه دیده و یا تضعیف شده انجام شوند. همچنین باید از اجزای صدمه دیده یا تضعیف شده نیز نمونه‌گیری به عمل آورد. در مورد دیوارهای برشی مغزه‌گیری از نواحی نزدیک به المان‌های مرزی آن انجام شود.

تعیین حداقل تعداد آزمایش لازم برای تعیین مقاومت‌های فشاری و کششی باید با در نظر گرفتن ضوابط زیر انجام شود:

۱- برای اعضای بتنی که مقاومت طراحی آن‌ها مشخص است و نتایج آزمایش‌های نیز موجود هستند، حداقل سه آزمایش برای هر طبقه، هر ۲۰۰ مترمکعب از بتن یا هر ۷۰۰ مترمربع از سطح سازه (هر کدام که آزمایش بیش‌تری ایجاب کند) انجام شود. در صورتی که سه آزمایش اول با نتایج آزمایش‌های قبلی مطابقت نشان دادند، تعداد آزمایش لازم را می‌توان به  $\frac{1}{3}$  کاهش داد. ولی در هر حال حداقل ۶ آزمایش برای یک ساختمان باید انجام گیرد.

۲- برای اعضای بتنی که مقاومت طراحی آن‌ها مشخص هستند ولی نتایج آزمایش‌ها موجود نمی‌باشند حداقل سه آزمایش برای هر طبقه، هر ۲۰۰ مترمکعب از بتن یا هر ۷۰۰ مترمربع از سطح سازه (هر کدام که آزمایش بیش‌تری ایجاب کند) انجام شود.

۳- برای اعضای بتنی که مقاومت طراحی آن‌ها ناشناخته است و نتایج آزمایش‌ها نیز موجود نمی‌باشند حداقل شش آزمایش برای هر طبقه، هر ۲۰۰ مترمکعب از بتن یا هر ۷۰۰ مترمربع از سطح سازه (هر کدام

که آزمایش بیش‌تری ایجاب کند) انجام شود. اگر آزمایش نشان دهد که از بتن‌های با رده‌های مختلف استفاده شده است، تعداد آزمایش باید جهت تعیین قطعی مشخصات رده‌های مورد استفاده، افزایش یابد.

۴- در مورد تیرها و دال‌ها تعداد نمونه‌های لازم را می‌توان به نصف کاهش داد، به شرطی که از روش‌های غیر مخرب در کنار مغزه‌گیری استفاده شود. در مقابل هر کاهش در تعداد مغزه‌گیری، لازم است حداقل پنج آزمایش غیر مخرب انجام گیرد. در صورت زیاد بودن پراکندگی نتایج، با نظر مهندس مسئول طرح بهسازی، یا باید تعداد آزمایش‌های غیر مخرب و یا تعداد مغزه‌گیری‌ها را افزایش داد. در صورتی که مشخصات آرماتور معمولی یا فولاد پیش‌تنیده مورد نیاز باشد، بعد از اخذ نمونه از آرماتورها باید وصله‌هایی جهت اطمینان از پیوستگی آرماتورها تعبیه شود تا تداوم انتقال نیرو توسط آرماتورها مختل نشود.

**میلگردهای فولادی و اتصال‌دهنده‌ها:** گاهی برای محکم نمودن و اتصال قطعات پیش‌ساخته یا سایر قطعات بتنی به ساختمان از قطعات فولادی سازه‌ای یا قطعات فلزی غیر سازه‌ای دیگر استفاده می‌شود. این گونه قطعات فولادی یا فلزی در این استاندارد به نام «اتصال‌دهنده» خوانده می‌شوند.

اطلاعات مورد نیاز در مورد میلگردهای فولادی و اتصال‌دهنده‌ها، مقدار تنش تسلیم و مقاومت نهایی آن‌ها حاصل از آزمایش کشش می‌باشد. تعداد نمونه‌ی لازم برای آزمایش میلگردها بر اساس ضوابط زیر تعیین می‌شود:

۱- اگر مشخصات مورد نیاز آرماتورها در مدارک فنی ساختمان حاوی گزارش آزمایش مصالح داده شده باشد حداقل سه نمونه به طور تصادفی از هر نوع عضو سازه‌ای (مثلاً ستون‌ها، دال‌ها، دیوارها و تیرها) برداشته شود و مورد آزمایش قرار گیرد.

۲- اگر مدارک فنی ساختمان موجود نباشد اما معین شود که جنس و مشخصات آرماتورهای به کار رفته در ساختمان یکسان است، در این صورت از هر نوع عضو سازه‌ای (مثل تیرها یا دیوارها) دست کم ۳ نمونه به طور تصادفی به ازای هر سه طبقه از ساختمان گرفته شود. در صورتی که یکسان بودن جنس و مشخصات آرماتورهای به کار رفته در ساختمان مورد تردید باشد، تعداد نمونه‌گیری به ۶ عدد برای هر نوع عضو سازه‌ای به ازای هر سه طبقه از ساختمان افزایش می‌یابد.

نمونه‌های برداشته شده باید با قطعات جدید با طول وصله‌ی کافی و اتصال مناسب جایگزین شوند، مگر این که نمونه‌گیری‌ها از محل‌هایی انجام شود که تحلیل نشان دهد به جایگزینی نیازی نمی‌باشد.

**فولادهای پیش‌تنیده:** نمونه‌برداری از تاندون‌های پیش‌تنیده جهت انجام آزمایش باید فقط از قطعات پیش‌تنیده‌ای انجام شود که جزئی از سیستم مقاوم جانبی هستند. اعضای پیش‌تنیده‌ی مربوط به دیافراگم‌ها از آزمایش مستثنی هستند.

تا حد امکان باید از نمونه‌برداری از طریق بریدن تاندون یا المان پیش‌تنیده خودداری نمود و سعی نمود نمونه‌گیری از طریق قسمت‌هایی از تاندون که فاقد تنش پیش‌تنیدگی هستند مثال اضافه تاندون خارج از مهار انجام شود.

تمام نمونه‌های برداشته شده‌ی فولادی باید با مواد جدید جایگزین شوند، مگر این که نتایج تحلیل نشان دهد که نیازی به جایگزینی نیست.



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

در صورت صلاحدید مهندس بهساز، تعداد آزمایش‌های مخرب می‌تواند با جایگزینی آن‌ها با آزمایش‌های غیر مخرب مناسب، بر اساس ضوابط پیوست ۲، کاهش داده شود.

#### ۱۲-۲-۳ بازرسی وضعیت موجود

##### ۱۲-۲-۳-۱ کلیات

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

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

۲- وجود پیکربندی و شکل هندسی قطعات و اتصالات، همچنین وجود یا عدم وجود پیوستگی در مسیرهای انتقال بار میان قطعات، اعضا و سیستم باید کنترل شود. بررسی شرایط اعضا از لحاظ قرارگیری، تراز بودن، درستی ابعاد و غیره باید انجام شود؛

۳- هر گونه شرایط دیگری که بر عملکرد ساختمان موجود تأثیر داشته باشد مانند وجود دیوارهای مشترک با ساختمان‌های همسایه، اجزای غیر سازه‌ای، تغییرات داده شده در ساختمان بعد از ساخت اولیه آن و نیز محدودیت‌هایی که در ساختمان برای انجام عملیات بهسازی وجود دارد باید بررسی و مستندسازی شوند؛

۴- مقدمات لازم برای انتخاب ضریب آگاهی طبق بند (۱۲-۲-۴) انجام شود.

##### ۱۲-۲-۳-۲ مشخصات اجزا

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

- ابعاد مقطع اعضا و پیکربندی کلی ساختمان؛
- مشخصات اتصالات اعضا، میل مهارها، مهاربندها و سخت‌کننده‌ها؛
- هر گونه تغییر داده شده در اعضا یا پیکربندی کلی ساختمان؛
- وضعیت فعلی اعضا و اتصالات و در صورت وجود خرابی و آسیب، برآورد شدت و گستره‌ی آسیب موجود؛
- وجود هر گونه شرایط محیطی گزندوار، که بتواند بر عملکرد ساختمان تأثیر بگذارد.

## ۱۲-۲-۳ روش‌ها و محدوده‌ی کاربرد

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

هدف از این بازرسی شناسایی و تعیین هر گونه مسأله در رابطه با هندسه و پیکربندی ساختمان، تعیین موارد کاهش سختی و مقاومت در اعضا، کنترل پیوستگی مسیرهای انتقال بار، تشخیص نیاز و ضرورت انجام آزمایش‌های دیگری مطابق بند (۱۲-۲-۳-۴) جهت تشخیص و اندازه‌گیری میزان آسیب و ضعف، و نیز اندازه‌گیری ابعاد موجود ساختمان و مقایسه‌ی آن با اطلاعات موجود در مدارک فنی و تعیین وجود هر گونه تغییر شکل دائمی می‌باشد.

اگر وجود پوشش معماری و موانع دیگر امکان بازرسی عینی را سلب کرده باشد، این بازرسی می‌تواند از طریق برداشت موضعی مصالح پوششی یا به طور غیر مستقیم مثلاً از طریق ایجاد حفره در مانع انجام شود. بازرسی عینی ساختمان شامل پی‌ها (قسمت‌های قابل دید)، اعضای سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی، دیافراگم‌ها و اتصالات می‌باشد. در هر طبقه حداقل ۲۰ درصد اعضا، اجزا و اتصالات باید بازرسی عینی شوند. اگر آسیب و ضعف قابل ملاحظه‌ای در بعضی اعضا مشاهده شود، تعداد نمونه‌ی مورد بازرسی عینی از آن اعضا به ۴۰ درصد افزایش یابد. درصدهای آرایه شده تعداد حداقل را مشخص می‌کنند و بنا به شرایط ساختمان، مهندس مسئول طرح بهسازی تعداد نمونه‌ی لازم را مشخص خواهد کرد. این بازرسی صرفاً به منظور مطالعه‌ی هندسه و آسیب و ضعف مشهود می‌باشد و وضعیت آرماتورها بررسی نمی‌شود.

در بازرسی وضعیت موجود علاوه بر جمع‌آوری اطلاعات ذکر شده، نحوه‌ی آرماتورگذاری اعضا نیز مطالعه می‌شوند. اطلاعات لازم تکمیلی را می‌توان با مطالعه‌ی اعضا از طریق روش‌های مخرب و یا غیر مخرب (مثل استفاده از دستگاه ردیاب آرماتور) به دست آورد. مطالعه‌ی جزییات آرماتورهای اعضا را می‌توان با برداشتن مقدار محدودی از بتن رویه انجام داد.

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

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

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

#### ۱۲-۲-۳-۴ آزمایش‌های اضافی

بنا به شرایط فیزیکی قطعات و اتصال‌دهنده‌ها ممکن است آزمایش‌های مخرب و غیر مخرب اضافی نیاز شود. این آزمایش‌ها ممکن است جهت تعیین درجه‌ی خسارت یا وجود زوال‌یافتگی یا درک بهتر وضعیت و کیفیت بتن باشد. استاندارد و نحوه‌ی کاربرد روش‌های مخرب و غیر مخربی که ممکن است در بازه بازرسی وضعیت موجود مورد نیاز باشند باید بر مبنای استانداردهای قابل قبول باشند.

#### ۱۲-۲-۳-۵ مدل‌سازی تحلیلی ساختمان

اطلاعات جمع‌آوری شده از بررسی وضعیت موجود ساختمان باید در تهیه‌ی مدل تحلیلی ساختمان به کار گرفته شود. عمده‌ی خصوصیات که در این رابطه مورد نیاز عبارتند از:

- ابعاد مقاطع اعضا و مشخصات و خواص آن‌ها؛
  - هندسه، شکل و نحوه‌ی پیکربندی اعضا و نیز وجود هر گونه خروج از مرکزیت یا تغییر شکل دائمی در آن‌ها؛
  - شکل اتصالات و وجود هر گونه خروج از مرکزیت در آن‌ها؛
  - اطلاع از هر گونه تغییر در سیستم سازه‌ای و یا کاربری ساختمان بعد از اجرای اولیه‌ی آن و در نظر گرفتن اثر آن بر عملکرد ساختمان؛
  - آگاهی از نحوه‌ی اندرکنش احتمالی اجزای غیر سازه‌ای با اجزای سازه‌ای و دخالت یا عدم دخالت آن‌ها در تحمل بار جانبی وارد به ساختمان.
- به تفاوت‌های میان اطلاعات مندرج در مدارک فنی موجود و اطلاعات حاصل از بازرسی عینی ساختمان باید توجه نمود و این امر را در تحلیل سازه ملحوظ نمود.
- سطح مقطع و خواص مقطع اعضای ساختمان را می‌توان مطابق اطلاعات ارایه شده در نقشه‌های طراحی دیگر در نظر گرفت به شرطی که در طی بازرسی وضعیت موجود تطابق مشخصات اعضا به نحوی که در نقشه‌ها ارایه شده‌اند با آنچه در عمل اجرا شده‌اند ملاحظه شود و نیز در اعضا موارد ترک‌خوردگی بتن یا خوردگی میلگرد به نحوی که باعث کاهش ظرفیت شود مشاهده نشود. اگر مقطع عضو را به علت وجود آسیب و خرابی نتوان کامل فرض کرد باید میزان کاهش در سطح مقطع از طریق اندازه‌گیری مستقیم محاسبه شده و سپس خواص مقطع را می‌توان از طریق روش‌های محاسباتی معمول محاسبه نمود.

#### ۱۲-۲-۴ ضریب آگاهی

در محاسبه‌ی ظرفیت و تغییر شکل‌های مجاز اعضای بتنی باید ضریب آگاهی مطابق ضوابط بند (۲-۲-۵-۴) و با در نظر گرفتن ضوابط اضافی زیر، در نظر گرفته شود.

- در صورتی که یکی از شرایط زیر صادق باشد مقدار ضریب آگاهی  $\kappa$  را می‌یابد برابر با ۰٫۷۵ اختیار کرد:
- در بازه ارزیابی اعضا، خرابی و زوال‌یافتگی مشاهده شود به نحوی که برای اطلاع از چگونگی رفتار اعضا نیاز به انجام آزمایش‌های اضافی باشد اما این آزمایش‌ها انجام نگیرد و لذا استفاده از ضریب  $\kappa = 1$  قابل توجیه نباشد.
  - در صورتی که مشخصات مکانیکی اعضا دارای ضریب تغییرات C.O.V بزرگ‌تر از ۲۵ درصد باشند.

- در صورتی که اعضا شامل مصالح با مشخصات نامعلوم باشند.

## ۱۲-۳ ملزومات و فرضیات طراحی

### ۱۲-۳-۱ مدل سازی

#### ۱۲-۳-۱-۱ کلیات

در مراحل بهسازی اعضای بتنی سازه‌های موجود باید ضوابط آیین‌نامه‌ی بتن ایران به جز مواردی که در این استاندارد مشخص شده‌اند، رعایت شوند.

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

#### ۱۲-۳-۱-۲ سختی

سختی قطعات باید به کمک روش‌های متداول معتبر، با در نظر گرفتن اثرات سختی‌های محوری، برشی و خمشی محاسبه شود. تراز تغییر شکلی که در اعضا به خاطر بار ثقلی و جانبی ایجاد می‌شود نیز باید در محاسبه‌ی سختی ملحوظ شود. در بندهای زیر نکاتی در مورد نحوه‌ی در نظرگیری سختی اعضا در مدل-سازی ارائه شده‌اند. بند (۱۲-۳-۱-۲-۱) ضوابطی برای تعیین سختی اعضا برای مدل‌سازی جهت تحلیل خطی و بند (۱۲-۳-۱-۲-۲) ضوابطی برای نحوه‌ی مدل‌سازی سختی اعضا جهت تحلیل غیر خطی ارائه می‌نمایند.

#### ۱۲-۳-۱-۲-۱ روش‌های خطی

اگر پاسخ‌های سازه برای طراحی، به کمک روش‌های خطی بند ۳ تعیین شوند سختی مؤثر قطعه برابر با سختی سکانت قطعه‌ی تسلیم قطعه است. به عبارت دیگر سختی مؤثر برابر است با شیب خطی در منحنی نیرو- تغییر مکان که مبدأ را به نقطه‌ی تسلیم وصل می‌نماید. در صورتی که با تحلیل بتوان نشان داد که استفاده از سختی‌های بیش‌تر با توجه به سطح بارهای طراحی امکان‌پذیر است می‌توان از این مقادیر استفاده کرد. در مواردی که نتوان سختی را به روش فوق محاسبه نمود می‌توان برای محاسبه‌ی سختی‌های مؤثر از جدول (۱۲-۲) استفاده نمود.

#### ۱۲-۳-۱-۲-۲ روش‌های غیر خطی

اگر پاسخ‌های سازه برای طراحی، به کمک روش‌های غیر خطی بند ۳ تعیین شوند، رابطه‌ی بار- تغییر شکل قطعات به صورت روابطی غیر خطی بیان می‌شوند، مگر حالتیکه مشخص باشد که تحت بارهای وارد شده پاسخ غیر خطی در سازه اتفاق نمی‌افتد که طبعاً می‌توان از روابط خطی استفاده کرد. روابط نیرو- تغییر مکان غیر خطی باید بر پایه‌ی مدارک آزمایشگاهی و یا مطابق مقادیر ارائه شده در بخش‌های (۱۲-۵) و

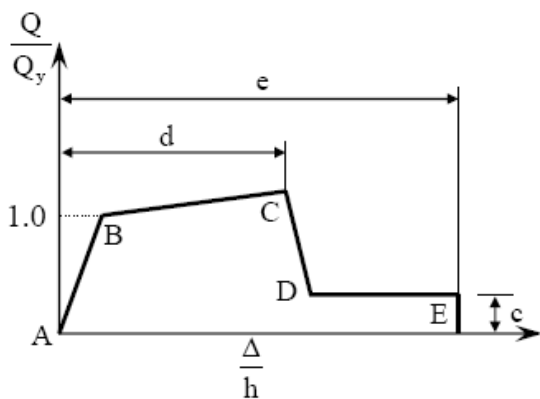
(۱۲-۶) تعیین شوند. برای روش استاتیکی غیر خطی، می‌توان از رابطه‌ی کلی نیرو- تغییر شکل که در شکل (۱۲-۱) نشان داده شده است یا منحنی‌های دیگری که رفتار را تحت افزایش یکنوای تغییر شکل نشان می‌دهند، استفاده کرد.

جدول (۱۲-۲) - مقادیر سختی‌های مؤثر

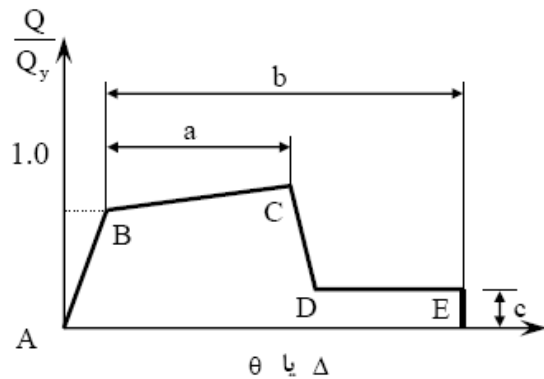
عضو	سختی محوری	سختی برشی	سختی خمشی
تیر غیرپیش‌تنیده	-	$0.4E_cA_w$	$0.35E_cI_g$
تیر پیش‌تنیده	-	$0.4E_cA_w$	$E_cI_g$
ستون با بار محوری فشاری ناشی از بار ثقلی طراحی بزرگ‌تر از $0.5A_gf_e$	$E_cA_g$	$0.4E_cA_w$	$0.7E_cI_g$
ستون با بار محوری فشاری ناشی از بار ثقلی طراحی کم‌تر از $0.3A_gf_e$ یا بار کششی	$E_sA_s$	$0.4E_cA_w$	$0.5E_cI_g$
دیوار بدون ترک	$E_cA_g$	$0.4E_cA_w$	$0.7E_cI_g$
دیوار با ترک	$E_cA_g$	$0.4E_cA_w$	$0.35E_cI_g$
دال تخت غیر پیش‌تنیده	-	$0.4E_cA_g$	$0.35E_cI_g$
دال تخت پیش‌تنیده	-	$0.4E_cA_g$	$0.35E_cI_g$

یادآوری- می‌توان مقدار  $I_g$  برای تیرهای T شکل را دو برابر مقدار  $I_g$  برای جان آن‌ها در نظر گرفت. در غیر این صورت محاسبه‌ی باید با در نظر گرفتن پهناى مؤثر مطابق بند (۱۲-۳-۳) انجام شود. در سختی برشی مقدار  $0.4E_c$  بیان‌گر مدول برشی بتن می‌باشد. برای ستون‌ها با بار محوری مابین حدود داده‌شده در جدول می‌توان از درون‌یابی خطی استفاده کرد یا مقدار بحرانی‌تر را اختیار کرد.

برای روش دینامیکی غیر خطی، روابط نیرو- تغییر شکل باید هم رفتار را تحت افزایش یکنوای تغییر شکل و هم تحت چندین چرخه‌ی تغییر شکل مطابق بند (۱۲-۳-۲) نشان دهند. در شکل (۱۲-۱) رابطه‌ی کلی بار- تغییر شکل رسم شده است. این رابطه از نقطه‌ی A (عضو فاقد بارگذاری) تا یک نقطه‌ی تسلیم مؤثر در B، خطی است و بین نقاط B و C سختی کاهش یافته‌ای به صورت خطی وجود دارد که با یک کاهش ناگهانی در مقاومت در برابر بار جانبی از نقطه‌ی C به نقطه‌ی D می‌رسد و تا نقطه‌ی E ثابت می‌ماند. سرانجام در این نقطه مقاومت به صفر کاهش می‌یابد. شیب از A تا B را می‌توان مطابق ضوابط بند (۱۲-۳-۱-۲) محاسبه کرد. شیب از نقطه‌ی B تا نقطه‌ی C، با نادیده گرفتن اثرات بارهای ثقلی بر تغییر شکل جانبی، بین صفر تا ۱۰ درصد شیب اولیه منظور می‌شود مگر اینکه شیب دیگری با آزمایش یا تحلیل، بهتر تشخیص داده شود. نقطه‌ی C دارای عرضی برابر با مقاومت عضو و طولی برابر با مقدار تغییر مکانی که در آن کاهش شدید مقاومت آغاز می‌شود، می‌باشد. در صورتی که معلوم باشد مقدار پاسخ از نقطه‌ی C نخواهد گذشت، می‌توان رابطه‌ی نیرو- تغییر شکل را تنها با نقاط A و B و C به جای تمام نقاط A تا E نشان داد. مقادیر عددی برای نقاط نشان داده شده در شکل (۱۲-۱) در بخش (۱۲-۵) داده شده‌اند. استفاده از روابط دیگر برای نیرو- تغییر شکل در صورتی که با آزمایش یا تحلیل تأیید شوند مجاز است.



ب) نسبت تغییر شکل



الف) تغییر شکل

شکل (۱۲-۱): رابطه‌ی بار - تغییر شکل کلی (تعمیم یافته) برای اعضا و اجزای بتنی

### ۱۲-۳-۱-۳ اعضای متشکل از بال و جان

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

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

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

### ۱۲-۳-۲ مقاومت

پارامترهای رفتاری و تلاش‌های موجود در اعضای یک ساختمان را می‌توان به دو گروه «کنترل‌شونده توسط تغییر شکل» و «کنترل‌شونده توسط نیرو» مطابق تعاریف بخش (۴-۲) تقسیم کرد. با توجه به طبیعت شکل‌پذیر پارامترها و تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییر شکل و طبیعت رفتار ترد پارامترها و تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو، نحوه‌ی محاسبه‌ی مقاومت‌های طراحی آن‌ها با هم متفاوت می‌باشد. مقاومت‌های طراحی برای پارامترهای کنترل‌شونده توسط تغییر شکل و کنترل‌شونده توسط نیرو را می‌توان به ترتیب مطابق ضوابط بندهای (۱-۲-۳-۱۲) و (۲-۲-۳-۱۲) محاسبه کرد.

اعضای ساختمان باید مطابق بند (۳-۲-۳-۱۲) به سه دسته دارای نیاز شکل‌پذیری کم، متوسط یا زیاد تقسیم شوند. نیاز شکل‌پذیری یک عضو، همان‌طوری که در بخش‌های بعد دیده می‌شود، در ضوابط پذیرش

آن مؤثر می‌باشد.

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

#### ۱۲-۳-۲-۱ تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییر شکل

مقاومت‌های اعضا نظیر تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییر شکل همان «مقاومت‌های مورد انتظار»  $Q_{CE}$ ، معرفی شده در بند (۲-۴-۲) بوده که برابر مقاومت‌های آزمایشگاهی یا مقاومت‌های به دست آمده از روش‌های محاسباتی بر اساس اصول متداول مقاومت مصالح می‌باشند. مقاومت مورد انتظار، متوسط بیش‌ترین مقاومت‌های به دست آمده از آزمایش تعدادی از اعضا است که در معرض تغییر شکل‌هایی مشابه آنچه عضو مورد نظر احتمالاً تجربه خواهد کرد قرار گرفته‌اند.

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

معیارهای پذیرش برای تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییر شکل در بخش‌های (۴-۱۲) و (۵-۱۲) آورده شده است.

#### ۱۲-۳-۲-۲ تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو

مقاومت‌های متناظر با تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو باید برابر کرانه‌ی پایین مقاومت،  $Q_{CL}$ ، طبق بند (۴-۸) فرض شود. این مقاومت را می‌توان از آزمایش به دست آورد و یا روش‌های متداول مقاومت مصالح را برای این منظور استفاده کرد. کرانه‌ی پایین مقاومت به عنوان «مقدار متوسط منهای یک انحراف معیار» مقاومت‌های به دست آمده از اعضای است که تحت تغییر شکل‌ها و چرخه‌ی بارگذاری مشابه آنچه عضو بتنی احتمالاً تجربه خواهد کرد، می‌باشد. اگر از محاسبه برای تعیین کرانه‌ی پایین مقاومت‌ها استفاده می‌شود از کرانه‌ی پایین خصوصیات مصالح (مشخصات اسمی آن‌ها) در این محاسبات باید استفاده کرد. به جز در مواردی که در این استاندارد روش خاصی ارایه شده باشد، روش‌های ارایه شده در آیین‌نامه‌ی بتن ایران برای محاسبه‌ی مقاومت‌های طراحی در این مورد هم به کار می‌روند با این تفاوت که ضرایب ایمنی جزیی مقاومت بتن و فولاد برابر یک فرض می‌شود.

### ۱۲-۳-۲-۳ طبقه‌بندی نیاز شکل‌پذیری عضو

در مواردی که ملاحظات این بند طبقه‌بندی نیاز شکل‌پذیری را طلب می‌نماید اعضا به اعضای با نیاز شکل-پذیری کم، متوسط و زیاد طبقه‌بندی می‌شوند. این طبقه‌بندی بر پایه‌ی بیش‌ترین مقدار نسبت نیاز به ظرفیت (DCR) از روش‌های خطی مطابق بند (۲-۳-۱) یا نسبت شکل‌پذیری محاسبه شده از روش‌های غیر خطی قرار داشته و طبق جدول ۱۲-۳ می‌باشد.

جدول (۱۲-۳) - طبقه‌بندی نیاز شکل‌پذیری اعضا

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

### ۱۲-۳-۳ بارهای محوری و خمشی

مقاومت خمشی یا بدون نیروی محوری باید مطابق با ضوابط آیین‌نامه‌ی بتن ایران یا روش‌های مورد قبول دیگر محاسبه شوند. ظرفیت‌های مقاومت و تغییر شکل اعضا باید با در نظر گرفتن طول گیرایی موجود برای میلگردهای طولی مطابق ضوابط بند (۱۲-۳-۵) محاسبه شوند.

برای ستون‌های بتنی که تحت اثر تۆام نیروی محوری و خمش دو محوره قرار دارند، مقاومت باید با در نظر گرفتن اثر خمش دو محوره به دست آید. در صورتی که از روش‌های خطی استفاده شود، محوری طراحی،  $P_{UF}$ ، باید بر اساس ترکیب بارهای کنترل‌شونده توسط نیرو مطابق بند (۳-۴-۱-۱-۲) به دست آید. لنگرهای طراحی،  $M_{UD}$ ، باید حول هر محور اصلی بر اساس ترکیب بارهای کنترل‌شونده توسط تغییر شکل مطابق بند (۳-۴-۱-۱-۲) به دست آید. ملاک پذیرش بر اساس معادله‌ی زیر است:

$$\left[ \frac{M_{UD_x}}{m_x \kappa M_{CE_x}} \right]^2 + \left[ \frac{M_{UD_y}}{m_y \kappa M_{CE_y}} \right]^2 \leq 1 \quad (1-12)$$

که در آن:

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

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

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

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

$\kappa$ : ضریب آگاهی

$m_x$ : ضریب m ستون برای خمش حول محور x

$m_y$ : ضریب m ستون برای خمش حول محور y

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



### ۱۲-۳-۳-۱ حد کرنش قابل استفاده

در صورتی که اثر محصورشدگی بتن توسط آرماتورهای عرضی موجود نباشد، حداکثر کرنش قابل قبول در دورترین تار فشاری بتن نباید از ۰/۰۰۳۵ تجاوز نماید مگر این که بر پایه‌ی مستندات آزمایشگاهی امکان استفاده از کرنش‌های بزرگ‌تر موجود باشد. حداکثر کرنش فشاری قابل قبول در صورتی که بتن توسط آرماتور عرضی محصور شده باشد را می‌توان بر اساس داده‌های آزمایشگاهی یا روابط معتبر به نحوی تعیین نمود که مسایلی از قبیل گسیختگی آرماتورهای عرضی، کم‌اندامتورهای طولی و کاهش مقاومت اجزا در سطوح تغییر شکل‌های بزرگ در نظر گرفته شود. حداکثر کرنش فشاری در آرماتور طولی نباید از ۰/۰۲ و حداکثر کرنش کششی در آرماتور طولی نباید از ۰/۰۵ تجاوز نماید.

### ۱۲-۳-۴ برش و پیچش

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

درون نواحی جاری شده اجزا با نیاز شکل‌پذیری متوسط یا بالا، مقاومت برشی و پیچشی باید مطابق با روش‌های مربوط به اعضای شکل‌پذیر (مثلاً ضوابط فصل سیستم آیین‌نامه‌ی بتن ایران) محاسبه شود. داخل نواحی جاری شده اعضای دارای نیاز شکل‌پذیری کم و خارج نواحی جاری شده برای اعضای با هر سطح از نیاز شکل‌پذیری، مقاومت برشی طراحی ممکن است با روش‌های معمول (مثلاً ضوابط فصل دوازدهم آیین‌نامه‌ی بتن ایران) برای پاسخ‌های ارتجاعی مؤثر محاسبه شوند.

اگر فاصله‌ی آرماتورهای عرضی زیاد باشد و یا شکل آن‌ها شرایط لازم را نداشته باشد، نمی‌توان تمام آرماتورهای عرضی را مؤثر فرض کرد در موارد زیر فرض می‌شود آرماتور عرضی حداکثر ۵۰ درصد در تحمل برش یا پیچش مؤثر است:

۱- فاصله‌ی طولی آرماتورهای عرضی بیش از نصف عمق مؤثر عضو اندازه‌گیری شده در جهت برش باشد؛

۲- در تیرها و ستون‌هایی که تنگ‌ها دارای وصله‌ی پوششی هستند یا قلاب‌ها به اندازه‌ی کافی در هسته‌ی بتن مهار نشده‌اند اگر تنگ‌ها در محدوده‌ای از عضو با نیاز شکل‌پذیری متوسط واقع باشد. در صورتی که این شرایط در محدوده‌ای از عضو با نیاز شکل‌پذیری زیاد برقرار باشد آرماتورهای عرضی بی‌اثر فرض می‌شوند.

اگر فاصله‌ی طولی آرماتورهای عرضی بیش از اندازه‌ی عمق مؤثر قطعه در راستای برش اعمال شده باشد، این آرماتورهای عرضی در محاسبه‌ی مقاومت برشی و پیچشی بی‌اثر فرض می‌شوند.

مقاومت برش اصطکاکی باید مطابق بخش (۱۲-۱۳) از آیین‌نامه‌ی بتن ایران محاسبه شود و در آن بارهای محوری ناشی از اثرات زلزله و ثقلی نیز در نظر گرفته شوند. هنگامی که بهسازی ایجاب کند که بتن‌ریزی به صورت بتن خشک (dry-pack) و بالای سر اجرا شود، ضریب اصطکاک برشی  $\mu$  بایستی برابر با ۷۰ درصد مقدار معین شده در آیین‌نامه گرفته شود.

### ۱۲-۳-۵ طول گیرایی و وصله‌های آرماتور

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

۱۲-۳-۵-۱- بر حسب نوع نیاز شکل‌پذیری اعضا مطابق بند (۱۲-۳-۲-۳) ضوابط زیر باید رعایت شوند:

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

ب- اعضا با نیاز شکل‌پذیری متوسط و زیاد: در مقاطعی که در نواحی جاری شده‌ی اعضا واقع می‌باشند، باید ضوابط فصل بیستم آیین‌نامه‌ی بتن ایران در مورد طول گیرایی رعایت شود. در مقاطع واقع در خارج از نواحی جاری شده‌ی اعضا، باید ضوابط فصل هجدهم آیین‌نامه‌ی بتن ایران در مورد طول گیرایی رعایت شود. طول وصله‌ی پوششی، برای تمام انواع وصله، برابر طول گیرایی آرماتور مستقیم در کشش می‌باشد.

۱۲-۳-۵-۲- نحوه‌ی در نظر گرفتن اثر وجود طول گیرایی ناکافی: وقتی طول گیرایی آرماتور مستقیم، خم-دار و طول وصله، شرایط بند ۱ را تأمین نمی‌نماید، حداکثر ظرفیت آرماتور از رابطه‌ی (۱۲-۲) به دست می‌آید:

$$f_s = \left[ \frac{1_b}{1_d} \right] f_y \quad (۱۲-۲)$$

که در این رابطه:

$f_s$ : حداکثر تنشی که می‌تواند در میلگرد به طول  $1_b$  به وجود آید، حداکثر  $f_s$  برابر با  $f_y$  می‌باشد؛

$1_d$ : طول مورد نیاز طبق آیین‌نامه‌ی بتن ایران برای طول وصله و طول‌های گیرایی آرماتورهای مستقیم یا قلاب‌دار. طول وصله‌ها را می‌توان برابر طول گیرایی آرماتور مستقیم در کشش در نظر گرفت؛

$f_y$ : تنش تسلیم میلگردها.

میزان تنش قابل تحمل آرماتور،  $f_s$ ، به فاصله‌ی آرماتورهای عرضی نیز بستگی دارد. اگر آرماتورهای عرضی در طول گیرایی دارای فواصلی کمتر از یک سوم عمق مؤثر هستند، می‌توان فرض کرد که آرماتور قادر به حفظ حداکثر تنش محاسبه شده تا نیازهای شکل‌پذیری زیاد می‌باشد. اگر فاصله‌ی آرماتورهای عرضی بیشتر باشد، باید فرض نمود که تنش قابل ایجاد در آرماتور، وقتی که نیاز شکل‌پذیری یا DCR برابر ۲ می‌شود از  $f_s$  به  $0.2 f_s$  کاهش یابد.

۱۲-۳-۵-۳- نحوه‌ی در نظر گرفتن اثر وجود طول مهار (مدفون) ناکافی: مقاومت میلگردهای آجدار مستقیم که در مقاطع بتنی یا اتصالات تیر-ستون مهار شده و پوشش روی آن‌ها کمتر از  $3 d_b$  نباشد را می‌توان مطابق رابطه‌ی (۱۲-۳) محاسبه نمود:

$$f_s = \frac{17.2}{d_b} l_e \leq f_y \quad (۳-۱۲)$$

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

اثر نوع نیاز شکل‌پذیری عضو نیز باید در نظر گرفته شود. اگر  $f_s$  کم‌تر از  $f_y$  باشد و تنش محاسباتی در میلگرد ناشی از بارهای طراحی مساوی یا بزرگ‌تر از  $f_s$  باشد، در این صورت باید حداکثر تنش قابل ایجاد در آرماتور را وقتی نیاز شکل‌پذیری یا DCR برابر ۲ می‌شود از مقدار  $f_s$  به مقدار  $0.2 f_s$  کاهش داد. در تیرهایی که طول مهار میلگردهای پایینی آن‌ها در اتصالات تیر-ستون کوتاه می‌باشد، در محاسبه‌ی مقاومت خمشی آن‌ها باید محدودیت تنش مطابق معادله (۳-۱۲) در نظر گرفته شود.

۱۲-۳-۵-۴- برای آرماتورهای صاف (بدون آج) مستقیم، خم‌دار یا وصله‌دار، باید طول گیرایی و وصله را برابر مقادیر تعیین شده توسط آیین‌نامه‌ی بتن ایران برای آرماتورهای صاف (بند ۱۸-۲-۲-۲ آیین‌نامه‌ی بتن ایران) در نظر گرفت مگر این که از طریق روش‌های آزمایشگاهی یا محاسباتی با استفاده از سایر استانداردهای معتبر، بتوان طول گیرایی و وصله‌ی دیگری را به دست آورد.

۱۲-۳-۵-۵- آرماتورهای ریشه (آرماتور زبانه، آرماتور اتصال) که در حین عملیات بهسازی به سازه اضافه می‌شوند را در صورتی می‌توان فرض کرد که قادر به رسیدن به تنش جاری شدن می‌باشند که تمام شرایط زیر محقق شده باشند:

۱۲-۳-۵-۱- سوراخ‌های ایجاد شده در بتن جهت آرماتورهای ریشه توسط برس‌های زبر با طولی بیش از طول سوراخ به خوبی تمیز شده باشند؛

۱۲-۳-۵-۲- طول مدفون آرماتور،  $l_e$  کم‌تر از  $10 d_b$  نباشد؛

۱۲-۳-۵-۳- حداقل فاصله‌ی بین آرماتورهای ریشه کم‌تر از  $4l_e$  و حداقل فاصله‌ی لبه کم‌تر از  $2l_e$  نباشد. در صورتی که آرماتورهای ریشه این شرایط را اقلان نکنند، مقادیر مقاومت طراحی آن‌ها باید توسط انجام آزمایش مشخص شود. جهت اطمینان از تطبیق مقاومت‌های طراحی با ضوابط بند (۱۲-۳-۶) باید مبادرت به نمونه‌گیری در محل نمود.

### ۱۲-۳-۶ اتصالات

اتصالاتی که جهت وصل کردن دو یا چند عضو به کار می‌رود را می‌توان بسته به نوع سیستم مهاری آن‌ها به دو نوع «در جا ریخته شده»<sup>۱</sup> و یا «بعداً نصب شده»<sup>۲</sup> تقسیم نمود.

### ۱۲-۳-۶-۱ سیستم‌های «در جا ریخته شده»

تلاش‌های اعضا در اتصالات در جا ریخته شده، شامل نیروهای برشی، نیروهای کششی، لنگرهای خمشی و غیره، به عنوان پارامترهای کنترل‌شونده توسط نیرو در نظر گرفته می‌شوند. مانند سایر پارامترهای کنترل-شونده توسط نیرو، کرانه‌ی پایین مقاومت به عنوان ظرفیت مقاومت در نظر گرفته می‌شود. حد پایین مقاومت اتصالات باید بر اساس مقادیر نهایی حاصل از آیین‌نامه‌ی بتن ایران و با فرض ضریب کاهش مقاومت یا ضرایب جزئی ایمنی برابر یک محاسبه شود.

ظرفیت مهارهایی که در محل‌هایی قرار دارند که احتمال ترک‌خوردگی در آنجا می‌رود، باید به نصف کاهش داده شود.

1 - Cast-in-place  
2 - Post Installed

## ۱۲-۳-۶-۲ سیستم‌های «بعداً نصب شده»

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

## ۱۲-۳-۷ ضوابط کلی بهسازی

در صورتی که مشخص شود بعضی اعضای بتنی در یک ساختمان موجود واجد شرایط لازم جهت تأمین عملکرد انتخابی برای ساختمان نمی‌باشند، این اعضا باید بهسازی یا تعویض شوند و یا این که ساختمان باید به نحوی بهسازی شود که اعضای فوق‌الذکر در شرایط جدید ساختمان مشکلی در جهت تأمین سطح عملکرد مورد نظر برای ساختمان ایجاد ننمایند. در صورتی که تصمیم بر تعویض عضو گرفته شود، عضو جدید باید بر اساس آیین‌نامه‌ی بتن ایران طراحی شود.

اصول و ضوابط این استاندارد می‌تواند به عنوان معیار بررسی روش‌های بهسازی انتخابی قرار بگیرد تا از تطبیق شرایط ساختمان بهسازی شده با سطح عملکرد مورد نظر اطمینان حاصل شود. اثرات بهسازی روی سختی، مقاومت و قابلیت تغییر شکل ساختمان باید در ساخت مدل تحلیلی ساختمان بهسازی شده در نظر گرفته شود. با توجه به تغییر شکل‌های مورد انتظار در سطح عملکرد انتخابی، باید سازگاری اعضای موجود و جدید کنترل شود.

اتصالات مورد نیاز جهت وصل کردن اعضای موجود و جدید ساختمان باید واجد شرایط ضوابط بند (۱۲-۳-۶) و سایر ضوابط این استاندارد باشند.

## ۱۲-۴ سیستم‌های سازه‌ای

در دو بخش (۱۲-۴) و (۵-۱۲) ضوابط مربوط به مدل‌سازی و طراحی سیستم‌های سازه‌ای بتنی و اجزای سازه‌ای بتنی ارائه می‌شوند. سیستم‌های سازه‌ای که موضوع بخش حاضر می‌باشند به چهار دسته‌ی کلی قاب‌های خمشی بتنی، قاب‌های بتنی پیش‌ساخته، قاب‌های بتنی با میان قاب و قاب‌های بتنی مهاربندی شده تقسیم شده‌اند که در بندهای (۱۲-۴-۱) تا (۱۲-۴-۴) ضوابط هر سیستم مشخص شده است.

## ۱۲-۴-۱ قاب‌های خمشی بتنی

### ۱۲-۴-۱-۱ انواع قاب‌های خمشی بتنی

قاب‌های خمشی بتنی به عنوان سازه‌ای که اجزای اصلی آن‌ها عبارتند از: اعضای قابی افقی (تیرها، دال‌ها)، اعضای قابی عمودی (ستون‌ها) و اتصالات مابین اجزای قابی افقی و عمودی، تعریف می‌شوند. ضوابط این بند شامل قاب‌هایی است که به صورت یکپارچه ریخته شده باشند و نیز قاب‌های یکپارچه ریخته شده‌ای که با اضافه شدن اجزای جدید ایجاد شده باشند. قاب‌هایی که مشمول ضوابط این بند هستند عبارتند از: قاب‌های خمشی بتن مسلح تیر-ستونی، قاب‌های پیش‌تنیده (پس کشیده) تیر-ستونی و قاب‌های خمشی دال-ستونی.

سیستم‌های قابی دیگر شامل قاب‌های بتنی پیش‌ساخته، قاب‌های بتنی با میان قاب (پرکننده) و قاب‌های بتنی مهاربندی شده باید از ضوابط بندهای (۲-۴-۱۲)، (۳-۴-۱۲) و (۴-۴-۱۲) تبعیت نمایند.

#### ۱۲-۴-۱-۱-۱ قاب‌های خمشی بتن مسلح تیر- ستونی

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

- اجزای قاب شامل تیرها (با یا بدون دال)، ستون‌ها و اتصالات آن‌ها می‌باشند؛
- تیرها و ستون‌ها از ساخت یکپارچه برخوردارند که امکان انتقال لنگر بین تیرها و ستون‌ها فراهم شود؛
- آرماتورهای اصلی در اجزایی که برای تحمل بار جانبی در نظر گرفته شده‌اند، پیش‌تنیده نمی‌باشند. قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری کم، قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری متوسط و قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری زیاد، به نحوی که در فصل بیستم آیین‌نامه‌ی بتن ایران تعریف شده‌اند شرایط فوق‌الذکر را دارند. البته قاب‌هایی که سه شرط فوق‌الذکر را دارا بوده ولی فاقد ضوابط فصل بیستم آیین‌نامه‌ی بتن ایران می‌باشند نیز در گروه‌های قاب‌های خمشی بتن مسلح تیر- ستونی قرار دارند.

#### ۱۲-۴-۱-۱-۲ قاب‌های خمشی بتنی پیش‌تنیده‌ی تیر- ستونی

قاب‌های خمشی بتنی پیش‌تنیده‌ی تیر- ستونی قاب‌هایی هستند که شرایط زیر را ارضا نمایند:

- اجزای قاب شامل تیرها (با یا بدون دال)، ستون‌ها و اتصالات آن‌ها می‌باشند؛
- قاب‌ها باید دارای ساخت یکپارچه بوده به نحوی که امکان انتقال لنگر بین تیرها و ستون‌ها فراهم شود؛
- آرماتورهای اصلی در تیرهایی که در تحمل بار جانبی شرکت دارند باید شامل آرماتورهای پیش‌تنیده با یا بدون میلگرد از جنس فولاد نرمه باشند.

#### ۱۲-۴-۱-۱-۳ قاب‌های خمشی دال- ستونی

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

- اجزای قاب شامل دال‌ها (با یا بدون تیر در جهت عرضی)، ستون‌ها و اتصالات آن‌ها می‌باشند؛
  - قاب‌ها باید دارای ساخت یکپارچه بوده به نحوی که امکان انتقال لنگر بین دال‌ها و ستون‌ها فراهم شود؛
  - آرماتورهای اصلی در دال‌هایی که در تحمل بار جانبی مشارکت دارند می‌توانند شامل آرماتور معمولی غیرپیش‌تنیده، آرماتور پیش‌تنیده یا هر دو نوع باشند.
- هم‌قاب‌هایی که به عنوان جزئی از سیستم مقاوم در برابر بار جانبی در نظر گرفته شده‌اند و هم‌قاب‌هایی که در طراحی اولیه به عنوان جزئی از سیستم مقاوم در برابر بار جانبی در نظر گرفته نشده‌اند، مشمول دسته-بندی فوق‌الذکر خواهند بود.

## ۱۲-۴-۱-۲ قاب‌های خمشی بتن مسلح تیر- ستونی

### ۱۲-۴-۱-۲-۱ ملاحظات کلی

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

عملکرد دال به عنوان دیافراگمی که اعضای عمودی را به هم متصل می‌نماید باید در مدل‌سازی در نظر گرفته شود. در تخمین سختی، مقاومت و ظرفیت تغییر شکل تیرها، باید عملکرد دال به عنوان بال تیر مرکب مطابق ضوابط بند (۱۲-۳-۱-۳) در نظر گرفته شود.

رفتار غیر ارتجاعی تنها برای اعضا و پارامترهای پاسخی که در جداول (۱۲-۴) تا (۱۲-۶) آورده شده‌اند در نظر گرفته می‌شود مگر این که از طریق آزمایش یا تحلیل نشان داده شود که امکان رفتار غیر ارتجاعی قابل قبول دیگری نیز برای سطح عملکرد انتخابی موجود است. معیارهای پذیرش باید طبق ضوابط بند (۱۲-۴-۱) باشد.

### ۱۲-۴-۱-۲-۲ سختی

#### ۱۲-۴-۱-۲-۲-۱ روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

در مدل‌سازی تیرها سختی خمشی و سختی برشی در نظر گرفته شوند و در صورتی که ساخت دال یکپارچه با تیرها بوده، تاثیر دال به عنوان بال تیر مطابق بند (۱۲-۳-۱-۳) در نظر گرفته شود. در مورد ستون‌ها باید سختی‌های خمشی، برشی و محوری در نظر گرفته شود. اتصالات را می‌توان صلب فرض نمود. محاسبه‌ی سختی‌های موثر طبق ضوابط بند (۱۲-۳-۱-۲) انجام می‌گیرد.

#### ۱۲-۴-۱-۲-۲-۲ روش استاتیکی غیر خطی

در صورتی که تحلیل سازه توسط روش استاتیکی غیر خطی انجام می‌گیرد، روابط غیر خطی نیرو- تغییر شکل طبق ضوابط بند (۱۲-۳-۱-۲) مدل‌سازی می‌شوند.

روابط یکنوای بار- تغییر شکل باید طبق رابطه‌ی کلی بار- تغییر شکل نشان داده شده در شکل (۱۲-۱) در نظر گرفته شوند. رابطه‌ی کلی بار- تغییر شکل باید به نحوی اختیار شود که حداکثر مقاومت با ضوابط مقاومت طراحی در بندهای (۱۲-۳-۲) و (۱۲-۴-۱-۳-۲) مطابقت داشته باشد. تغییر شکل کلی نشان داده شده در شکل (۱۲-۱)، برای تیرها و ستون‌ها می‌تواند میزان دوران عضو (chord rotation) یا میزان دوران مفصل خمیری در نظر گرفته شود.

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

## ۱۲-۴-۱-۲-۲-۳ روش دینامیکی غیر خطی

در روش دینامیکی غیر خطی رفتار چرخه‌ای (هیسترتیک) کامل هر عضو باید با توجه به مشخصاتی که توسط آزمایش تایید شده باشند یا با استفاده از مدل‌های چرخه‌ای شناخته شده مدل‌سازی شوند. از رابطه‌ی کلی بار- تغییر شکل ارایه شده در شکل (۱۲-۱) می‌توان به عنوان پوش رفتار چرخه‌ای استفاده کرد. چرخه-های باربرداری و بارگذاری باید قادر به مدل‌سازی کاهش شدید سختی و مقاومت اعضا باشند.

## ۱۲-۴-۱-۲-۳ مقاومت

مقاومت‌های اعضا باید براساس ضوابط کلی بند (۱۲-۳-۲) با در نظر گرفتن ضوابط ارایه شده در بند حاضر محاسبه شوند. مقاومت حداکثر هر عضو باید با در نظر گرفتن احتمال گسیختگی تحت کلیه‌ی تلاش‌های ناشی از ترکیبات بارگذاری طراحی شامل بارهای ثقلی و جانبی، مثل خمش، بار محوری، برش، پیچش و اثرات مربوط به گیرایی در تمام نقاط عضو مورد نظر تعیین شود.

## ۱۲-۴-۱-۳-۱ ضوابط تکمیلی ستون و اتصالات

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

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

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

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

برای محاسبه‌ی مقاومت برشی در ستون‌هایی که ضوابط فصل بیستم آبا را دارا می‌باشند، می‌توان از ضوابط آبا بدون اعمال ضرایب اصلاحی استفاده کرد. در صورتی که نیروی محوری از روش‌های خطی بند ۳ محاسبه شده باشد، حداکثر نیروی محوری که در معادلات محاسبه‌ی مقاومت برشی در فصل دوازدهم آبا استفاده می‌شود باید مقدار به دست آمده از رابطه (۳-۱) با در نظر گرفتن بار طراحی ثقلی باشد. حداقل نیروی فشاری محوری نیز باید از رابطه (۳-۱۸) محاسبه شود. راه دیگر برای تعیین نیروهای محوری طراحی جهت استفاده در روش‌های خطی بند سوم، استفاده از روش آنالیز حدی مطابق شرایط بند (۳-۴-۱-۱) می‌باشد. برای محاسبه‌ی مقاومت ستون می‌توان از فرمول‌های دیگری که اثرات تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی و چرخه‌ای را در نظر بگیرند یا براساس شواهد آزمایشگاهی به دست آمده باشند، استفاده کرد.

در مورد اتصالات تیر- ستون، باید فصل دوازدهم آبا و نیز بندهای (۲۰-۴-۱-۳) و (۲۰-۵-۵) آبا جهت محاسبه‌ی مقاومت برشی اتصال و ضوابط مربوط مورد توجه قرار گیرند. در مورد این اتصالات، سطح مقطع اسمی  $A_z$  با در نظر گرفتن عمقی برای اتصال مساوی بعد ستون در جهت قاب مورد نظر و عرضی برابر کم‌ترین مقدار: (۱) عرض ستون، (۲) عرض تیر به علاوه‌ی عمق اتصال و (۳) دو برابر کم‌ترین فاصله‌ی عمودی بین محور طولی تیر و کنار ستون، محاسبه شود. نیروهای طراحی باید براساس فرض تشکیل مفاصل

پلاستیک خمشی در اعضای قابی مرتبط با اتصال مورد نظر به دست آیند. این نیروها لازم نیست از مقادیر حاصل ناشی از ترکیبات بارگذاری طراحی نیروهای ثقلی و زلزله بیشتر باشند.

#### ۱۲-۴-۱-۲-۴ معیارهای پذیرش

#### ۱۲-۴-۱-۲-۴-۱ روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

کلیدی تلاش‌ها و پارامترهای پاسخ سازه در دو گروه «کنترل شونده توسط نیرو» و یا «کنترل شونده توسط تغییر شکل» مطابق تعاریف بند (۲-۴) قرار می‌گیرند. در اعضای اصلی پاسخ‌های کنترل شونده توسط تغییر شکل باید به خمش در تیرها (با یا بدون دال) و ستون‌ها محدود شوند. در اجزای غیر اصلی، پاسخ‌های کنترل شونده توسط تغییر شکل باید به خمش در تیرها (با یا بدون دال) و بعضی تلاش‌ها و پاسخ‌های مربوط به برش و گیرایی آرماتور، مطابق آنچه در جدول (۱۲-۴) تا (۱۲-۶) آمده است، محدود شوند. کلیدی پاسخ‌های دیگر باید به عنوان کنترل شونده توسط نیرو در نظر گرفته شوند.

پاسخ‌ها و تلاش‌های طراحی در اعضا باید مطابق ضوابط بند ۹ تعیین شوند. اگر مقدار DCR محاسبه شده از یک بیشتر باشد، پارامترهای پاسخ زیر باید براساس اصول تحلیل حدی به نحوی که در بند ۹ بیان شد، معین شوند: (۱) لنگرها، برش‌ها، لنگرهای پیچشی و پاسخ‌های مربوط به گیرایی و وصله‌ی متناظر با رسیدن عضو به سطح مقاومت خود در تیرها و ستون‌ها؛ (۲) برش‌های اتصال متناظر با رسیدن تیرها و ستون‌های متصل به اتصال مورد نظر به سطح مقاومت خود؛ (۳) نیروهای محوری در ستون‌ها و اتصالات، با در نظر گرفتن عملکرد پلاستیک احتمالی برای اعضای موجود در طبقات بالاتر از طبقه‌ی مورد بررسی.

پاسخ‌ها و تلاش‌های طراحی باید مطابق ضوابط بند (۹-۴-۱-۲) با مقاومت‌های طراحی مقایسه شوند. ضرایب  $m$  باید از جداول (۱۲-۴) تا (۱۲-۶) انتخاب شوند. اعضای که روابط (۹-۱۹) و (۹-۲۰) را اقلان نمایند، واجد شرایط معیارهای عملکرد مورد مطالعه می‌باشند.

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

- تمام اعضای اصلی و نیز اعضای غیر اصلی در تراز مربوط مدل شده و مجدداً مقادیر متوسط DCR کنترل شوند. اگر مقدار DCR برای اجزای عمودی از مقدار متوسط برای اجزای افقی در آن تراز بیشتر باشد و مقدار آن از ۲ نیز بیشتر باشد، ساختمان باید یا توسط یک روش غیر خطی مجدداً تحلیل شود و یا به نحوی بهسازی شود که نقص آن مرتفع شود؛
- ساختمان باید با استفاده از روش استاتیکی غیر خطی و یا روش دینامیکی غیر خطی بند ۹ مجدداً تحلیل شود؛
- ساختمان باید به نحوی بهسازی شود که نقص طبقه‌ی ضعیف مرتفع شود.



#### ۱۲-۴-۱-۲-۴-۲ روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیر خطی

تلاش‌ها و پاسخ‌های محاسبه شده باید شرایط بند (۹-۴-۲) را برآورده سازند. ظرفیت‌های چرخش مفصل خمیری تیرها و ستون‌ها در جداول (۷-۱۲) و (۸-۱۲) ارایه شده است. ظرفیت‌های تغییر شکل برشی اتصال تیر- ستون مطابق جدول (۹-۱۲) اختیار شود.

برای ستون‌هایی که به عنوان اعضای اصلی اختیار شده‌اند در صورتی که برش‌های طراحی محاسبه شده از مقاومت برشی طراحی بیشتر شوند، تغییر شکل مجاز برای سطح عملکرد جلوگیری از فروریزش نباید از تغییر شکلی که طبق محاسبات باعث رسیدن به مقاومت برشی می‌شود، بیشتر شود و نیز تغییر شکل مجاز برای سطح عملکرد ایمنی جانی نباید بیشتر از سه چهارم مقدار مزبور شود.

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

#### ۱۲-۴-۱-۲-۵ معیارهای بهسازی

اجزای قاب خمشی بتنی تیر- ستونی که شرایط پذیرش را برای هدف بهسازی مورد نظر تامین نمی‌کنند باید بهسازی شوند. معیارها باید براساس ضوابط بند (۱۲-۳-۷) و سایر ضوابط این استاندارد باشد.

#### ۱۲-۴-۱-۳ قاب‌های خمشی بتنی پیش‌تنیده‌ی تیر- ستونی

#### ۱۲-۴-۱-۳-۱ ملاحظات کلی

مدل تحلیلی برای عضو قاب خمشی بتنی پیش‌تنیده‌ی تیر- ستونی را می‌توان براساس ضوابط داده شده در بند (۱۲-۴-۱-۲) برای قاب‌های خمشی بتن مسلح تیر- ستونی به دست آورد. علاوه بر موده‌های گسیختگی احتمالی که در بند (۱۲-۴-۱-۲) تشریح شده‌اند، مدل تحلیلی باید احتمال گسیختگی مهار تاندون را نیز در نظر بگیرد.

روش‌های تحلیل مشروح در بند ۳ برای اعمال برای قاب‌های دارای تیرهای پیش‌تنیده با شرایط زیر می‌باشند:

۱۲-۴-۱-۳-۱-۱- تنش متوسط پیش‌تنیدگی،  $f_{pc}$ ، که برای سطحی مساوی حاصل ضرب کوچک‌ترین بعد سطح مقطع و بعد سطح مقطع عمود بر آن محاسبه شود از حداکثر دو مقدار  $\frac{N}{mm^2}$  یا  $5/17$  در مناطق با رفتار غیر خطی، بیشتر نشود؛

۱۲-۴-۱-۳-۱-۲- تاندون‌های پس کشیدگی حداکثر یک چهارم مقاومت را در صورت اتصال، چه برای لنگرهای مثبت و چه برای لنگرهای منفی تامین نمایند؛

۱۲-۴-۱-۳-۱-۳- نشان داده شود که مهار تاندون‌ها دارای عملکرد مناسبی در برابر بارهای زلزله مطابق ضوابط آیین‌نامه‌های معتبر می‌باشد. مهارها باید خارج از مناطق مفاصل و یا اتصالات قرار داشته به جز در مورد اعضای موجودی که شواهد آزمایشگاهی و تجربی نشان دهد که اتصال مورد نظر شرایط عملکردی لازم را تحت اثر بارگذاری‌های طراحی دارد.

#### ۱۲-۴-۱-۳-۲ سختی

#### ۱۲-۴-۱-۳-۱ روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

در مدل‌سازی تیرها، تیرها باید سختی خمشی و برشی و نیز اثرات دال که به صورت بال تیر در ساخت یکپارچه و مرکب عمل می‌نماید مطابق بند (۱۲-۳-۱-۳) مدل‌سازی شوند. برای ستون‌ها باید سختی‌های خمشی، برشی و محوری مدل‌سازی شوند. اتصالات را می‌توان صلب مدل نمود. سختی‌های موثر مطابق ضوابط بند (۱۲-۳-۱-۲) در نظر گرفته می‌شوند.

#### ۱۲-۴-۱-۳-۲ روش استاتیکی غیر خطی

روابط بار- تغییر شکل غیر خطی باید با ضوابط بند (۱۲-۳-۱-۲) و نیز ضوابط قاب بتن مسلح در بند (۱۲-۴-۱-۲-۲-۲) مطابقت داشته باشد.

مقادیر تغییر شکل‌های کلی متناظر با نقاط C, B و D در شکل (۱۲-۱) یا باید براساس آزمایش‌ها و یا روش‌های تحلیلی تایید شده منطقی به دست آمده و باید اندرکنش‌های بین خمش، نیروی محوری و برش را شامل باشد. در صورتی که چرخش در منطقه‌ی مفصل خمیری خمشی مورد نظر باشد و اگر سه شرط بند (۱۲-۴-۱-۳-۱) تامین شده باشند، ظرفیت‌های چرخش مفصل خمیری تیر مطابق آنچه در جدول (۱۲-۷) آمده می‌باشد. مدل‌سازی ستون‌ها و اتصالات باید طبق آنچه در بند (۱۲-۴-۱-۲-۲) آمده انجام شود.

#### ۱۲-۴-۱-۳-۳ روش دینامیکی غیر خطی

برای روش دینامیکی غیر خطی، رفتار کامل چرخه‌ای هر عضو باید با استفاده از مشخصات لازم که از طریق شواهد تجربی و آزمایشگاهی تایید شده باشد، مدل‌سازی شود. رابطه‌ی نشان داده شده در شکل (۱۲-۱) را می‌توان به عنوان پوش رفتار چرخه‌ای در تحلیل در نظر گرفت. خصوصیات باربرداری و بارگذاری به کار رفته باید قادر به مدل‌سازی کاهش شدید سختی و مقاومت تحت تاثیر پیش‌تنیدگی باشد.

#### ۱۲-۴-۱-۳-۳ مقاومت

مقاومت‌های اعضا باید براساس ضوابط کلی بند (۱۲-۳-۲) و ضوابط تکمیلی بند (۱۲-۴-۱-۳-۲) محاسبه شود. اثرات پیش‌تنیدگی باید در تعیین حداکثر پاسخ‌های مربوط به رفتار غیر خطی قاب در نظر گرفته شود. در مورد تلاش‌ها و پارامترهای پاسخ کنترل شونده توسط نیرو، در صورتی که امکان کاهش نیروی پیش‌تنیدگی تحت اثر ترکیبات بارگذاری طرح با در نظر گرفتن چرخه‌های تغییر شکل غیر ارتجاعی موجود باشد، اثرات کاهش مقدار نیروی پیش‌تنیدگی بر مقاومت را باید به عنوان یک وضعیت و حالت طراحی در نظر گرفت.

#### ۱۲-۴-۱-۳-۴ معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش برای قاب‌های خمشی بتنی پیش‌تنیده تیر- ستونی مطابق همان ضوابط قاب‌های خمشی بتن مسلح تیر- ستونی است که در بند (۱۲-۴-۱-۳-۴) بیان شده‌اند. پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش براساس جداول (۱۲-۴) تا (۱۲-۹) می‌باشند.

#### ۱۲-۴-۱-۳-۵ معیارهای بهسازی

اعضای قاب خمشی بتنی پیش‌تنیده‌ی تیر- ستونی که شرایط پذیرش را برای هدف بهسازی انتخابی تامین نمی‌کنند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۱۲-۳-۷) و سایر ضوابط این استاندارد باشد.

جدول ۱۲-۴- معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی - تیرهای بتن مسلح

ضرایب <sup>۱</sup> m					شرایط		
سطح عملکرد							
نوع عضو							
غیراصلی		اصلی		IO			
CP	LS	CP	LS				
الف- تیرهایی که با خمش کنترل می‌شوند <sup>۲</sup>							
					$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}} = \frac{2V}{V_c}$	آرمتور عرضی <sup>۳</sup>	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$
۱۰	۶	۷	۶	۳	≤ ۳	C	≤ ۰/۰
۵	۳	۴	۳	۲	≥ ۶	C	≤ ۰/۰
۵	۳	۴	۳	۲	≤ ۳	C	≥ ۰/۵
۴	۲	۳	۲	۲	≥ ۶	C	≥ ۰/۵
۵	۳	۴	۳	۲	≤ ۳	NC	≤ ۰/۰
۴	۲	۳	۲	۱/۲۵	≥ ۶	NC	≤ ۰/۰
۴	۳	۳	۳	۲	≤ ۳	NC	≥ ۰/۵
۳	۲	۲	۲	۱/۲۵	≥ ۶	NC	≥ ۰/۵
ب- تیرهایی که با برش کنترل می‌شوند <sup>۲</sup>							
۴	۳	۱/۷۵	۱/۵	۱/۲۵	فاصله‌ی خاموت‌ها ≤ d/2		
۳	۲	۱/۷۵	۱/۵	۱/۲۵	فاصله‌ی خاموت‌ها > d/2		
ج- تیرهایی که توسط طول گیرایی یا وصله کنترل می‌شوند <sup>۲</sup>							
۴	۳	۱/۷۵	۱/۵	۱/۲۵	فاصله‌ی خاموت‌ها ≤ d/2		
۳	۲	۱/۷۵	۱/۵	۱/۲۵	فاصله‌ی خاموت‌ها > d/2		
د- تیرهایی که طول گیرایی در اتصال تیر-ستون کنترل کننده است <sup>۲</sup>							
۴	۳	۳	۲	۲			
<p>۱- در صورت نیاز می‌توان از دورن‌یابی خطی بین مقادیر داده‌شده در جدول استفاده کرد.</p> <p>۲- در صورتی که برای یک عضو بیش از یک مورد از موارد (الف)، (ب)، (ج) و (د) صادق باشد، از کم‌ترین مقدار داده‌شده در این موارد در جدول باید استفاده کرد.</p> <p>۳- عبارات «C» و «NC» بیان‌گر واجد شرایط (Conforming) و فاقد شرایط (Nonconforming) بودن عضو از لحاظ آرمتور عرضی می‌باشد. اگر در محدوده‌ی مفصل خمشی خمیری در عضو فاصله‌ی تنگ‌ها از هم کم‌تر یا مساوی با <math>\frac{d}{3}</math> باشد و علاوه‌بر این برای اعضا با نیاز شکل‌پذیری متوسط و زیاد، مقاومت تامین‌شده توسط تنگ‌ها (<math>V_g</math>) لااقل برابر با <math>\frac{3}{4}</math> برش طراحی باشد در این صورت عضو واجد شرایط (C) می‌باشد. در غیر این صورت عضو فاقد شرایط (NC) فرض می‌شود.</p> <p>۴- در این رابطه نیرو برحسب نیوتن و طول برحسب میلی‌متر می‌باشد.</p>							

جدول ۱۲-۵- معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی- ستون‌های بتن مسلح

ضرایب m					شرایط		
سطح عملکرد							
نوع عضو							
غیر اصلی		اصلی		IO			
CP	LS	CP	LS				
الف- ستون‌هایی که با خمش کنترل می‌شوند <sup>۳</sup>							
					$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}} = \frac{2V}{V_c}$	آرماتور عرضی <sup>۳</sup>	$\frac{P}{A_g f_c}$
۵	۴	۴	۳	۲	$\leq 3$	C	$\leq .1$
۴	۳/۲	۳/۲	۲/۴	۲	$\geq 6$	C	$\leq .1$
۴	۳	۳	۲	۱/۲۵	$\leq 3$	C	$\geq .4$
۳/۲	۲/۴	۲/۴	۱/۶	۱/۲۵	$\geq 6$	C	$\geq .4$
۳	۲	۳	۲	۲	$\leq 3$	NC	$\leq .1$
۲/۴	۱/۶	۲/۴	۱/۶	۲	$\geq 6$	NC	$\leq .1$
۲	۱/۵	۲	۱/۵	۱/۲۵	$\leq 3$	NC	$\geq .4$
۱/۶	۱	۱/۷۵	۱/۵	۱/۲۵	$\geq 6$	NC	$\geq .4$
ب- ستون‌هایی که با برش کنترل می‌شوند <sup>۳</sup>							
۳	۲	-----	-----	-----	$\frac{P}{A_g f_c} \leq 0.1$ یا فاصله‌ی تنگ‌ها $d/2$		
۲	۱/۵	-----	-----	-----	بقیه‌ی حالات		
ج- ستون‌هایی که توسط طول‌گیری یا وصله کنترل می‌شوند <sup>۳</sup>							
۴	۳	۱/۷۵	۱/۵	۱/۲۵	$\leq d/2$ فاصله‌ی تنگ‌ها		
۳	۲	-----	-----	-----	$> d/2$ فاصله‌ی تنگ‌ها		
د- ستون‌هایی که نیروی محوری آن‌ها از $P_0 + 70$ متجاوز است <sup>۳</sup>							
۲	۲	۲	۱	۱	در تمام طول، تنگ‌ها واجد شرایط هستند		
۱	۱	-----	-----	-----	بقیه‌ی حالات		
<p>۱- در صورت نیاز می‌توان از دورن‌یابی خطی بین مقادیر داده‌شده در جدول استفاده کرد.</p> <p>۲- در صورتی که برای یک عضو بیش از یک مورد از موارد (الف)، (ب)، (ج) و (د) صادق باشد، از کم‌ترین مقدار داده‌شده در این موارد در جدول باید استفاده کرد.</p> <p>۳- عبارات «C» و «NC» بیان‌گر واجد شرایط (Conforming) و فاقد شرایط (Nonconforming) بودن عضو از لحاظ آرماتور عرضی می‌باشد. اگر در محدوده‌ی مفصل خمشی خمیری در عضو فاصله‌ی تنگ‌ها از هم کمتر یا مساوی با <math>\frac{d}{3}</math> باشد و علاوه بر این برای اعضا با نیاز شکل‌پذیری متوسط و زیاد، مقاومت تامین‌شده توسط تنگ‌ها (<math>V_s</math>) لااقل برابر با <math>\frac{3}{4}</math> برش طراحی باشد در این صورت عضو واجد شرایط (C) می‌باشد. در غیر این صورت فاقد شرایط (NC) فرض می‌شود.</p> <p>۴- در صورتی که می‌توان از مقادیر داده‌شده در جدول در این مورد استفاده کرد که از تنگ در ستون به عنوان آرماتور عرضی استفاده شده باشد. در غیر این صورت پارامتری پاسخ، کنترل‌شونده توسط نیرو فرض می‌شوند.</p> <p>۵- در رابطه‌ی فوق نیرو برحسب نیوتن و طول برحسب میلی‌متر می‌باشد.</p>							

جدول ۱۲-۶- معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی - اتصالات تیر- ستون بتن مسلح

ضرایب <sup>۱</sup> m				شرایط			
سطح عملکرد							
نوع عضو							
غیر اصلی		اصلی <sup>۲</sup>					
CP	LS	CP	LS	IO			
الف- اتصالات داخلی <sup>۳</sup> و <sup>۵</sup>							
					$\frac{V}{V_n}$	آرماتور عرضی <sup>۴</sup>	$\frac{P}{A_g f_c}$
۴	۳	----	----	----	$\leq 1/2$	C	$\leq -/1$
۳	۲	----	----	----	$\geq 1/5$	C	$\leq -/1$
۴	۳	----	----	----	$\leq 1/2$	C	$\geq -/4$
۳	۲	----	----	----	$\geq 1/5$	C	$\geq -/4$
۳	۲	----	----	----	$\leq 1/2$	NC	$\leq -/1$
۳	۲	----	----	----	$\geq 1/5$	NC	$\leq -/1$
۳	۲	----	----	----	$\leq 1/2$	NC	$\geq -/4$
۳	۲	----	----	----	$\geq 1/5$	NC	$\geq -/4$
ب- سایر اتصالات <sup>۳</sup> و <sup>۵</sup>							
					$\frac{V}{V_n}$	آرماتور عرضی <sup>۴</sup>	$\frac{P}{A_g f_c}$
۴	۳	----	----	----	$\leq 1/2$	C	$\leq -/1$
۳	۲	----	----	----	$\geq 1/5$	C	$\leq -/1$
۴	۳	----	----	----	$\leq 1/2$	C	$\geq -/4$
۳	۲	----	----	----	$\geq 1/5$	C	$\geq -/4$
۳	۲	----	----	----	$\leq 1/2$	NC	$\leq -/1$
۳	۲	----	----	----	$\geq 1/5$	NC	$\leq -/1$
۲	۱/5	----	----	----	$\leq 1/2$	NC	$\geq -/4$
۲	۱/5	----	----	----	$\geq 1/5$	NC	$\geq -/4$
<p>۱- در صورت نیاز می‌توان از دورن‌یابی خطی بین مقادیر داده‌شده در جدول استفاده کرد.</p> <p>۲- در روش‌های خطی، کلیدهای اتصالات اصلی کنترل‌شونده توسط نیرو تلقی‌شده و ضرایب m در موردشان به‌کار نمی‌رود.</p> <p>۳- P نیروی محوری طراحی برای ستون واقع در بالای اتصال و <math>A_g</math> سطح مقطع کل اتصال می‌باشد.</p> <p>۴- عبارات «C» و «NC» بیان‌گر واجد شرایط (Conforming) و فاقد شرایط (Nonconforming) بودن عضو از لحاظ آرماتور عرضی می‌باشد. اگر در محدوده‌ی مفصل خمشی خمیری در عضو فاصله‌ی تنگ‌ها از هم کم‌تر یا مساوی با <math>\frac{d}{3}</math> باشد و علاوه‌براین برای اعضا با نیاز شکل‌پذیری متوسط و زیاد، مقاومت تامین‌شده توسط تنگ‌ها (<math>V_g</math>) اقل برابر با <math>\frac{3}{4}</math> برش طراحی باشد در این‌صورت عضو واجد شرایط (C) می‌باشد. در غیر این صورت عضو فاقد شرایط (NC) فرض می‌شود.</p> <p>۵- نیروی برشی طراحی و <math>V_n</math> مقاومت برشی اتصال می‌باشند. نیروی برشی طراحی و مقاومت برشی باید طبق ضوابط بند (۶-۴-۱-۲-۳) محاسبه شوند.</p>							

جدول ۱۲-۷- معیارهای پذیرش برای روش‌های غیر خطی - تیرهای بتن مسلح

معیارهای پذیرش <sup>۱</sup>				پارامترهای مدل‌سازی <sup>۱</sup>			شرایط			
زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان				نسبت مقاومت باقیمانده	زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان					
سطح عملکرد					IO	c		b	a	
نوع عضو										
غیر اصلی		اصلی								
CP	LS	CP	LS							
الف - تیرهایی که با خمش کنترل می‌شوند <sup>۲</sup>										
							$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}} = \frac{2V_f}{V_c}$	آرماتور عرضی <sup>۳</sup>	$\frac{P}{A_g f_c}$	
۰/۰۵	۰/۰۲	۰/۰۲۵	۰/۰۲	۰/۰۱۰	۰/۲	۰/۰۵	۰/۰۲۵	≤ ۳	C	≤ ۰/۰
۰/۰۴	۰/۰۲	۰/۰۲	۰/۰۱	۰/۰۰۵	۰/۲	۰/۰۴	۰/۰۲	≥ ۶	C	≤ ۰/۰
۰/۰۳	۰/۰۲	۰/۰۲	۰/۰۱	۰/۰۰۵	۰/۲	۰/۰۳	۰/۰۲	≤ ۳	C	≥ ۰/۵
۰/۰۲	۰/۰۱۵	۰/۰۱۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۲	۰/۰۲	۰/۰۱۵	≥ ۶	C	≥ ۰/۵
۰/۰۳	۰/۰۲	۰/۰۲	۰/۰۱	۰/۰۰۵	۰/۲	۰/۰۳	۰/۰۲	≤ ۳	NC	≤ ۰/۰
۰/۰۱۵	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۰۵	۰/۰۰۱۵	۰/۲	۰/۰۱۵	۰/۰۱	≥ ۶	NC	≤ ۰/۰
۰/۰۱۵	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۰۵	۰/۲	۰/۰۱۵	۰/۰۱	≤ ۳	NC	≥ ۰/۵
۰/۰۱	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۱۵	۰/۲	۰/۰۱	۰/۰۰۵	≥ ۶	NC	≥ ۰/۵
ب- تیرهایی که با برش کنترل می‌شوند <sup>۲</sup>										
۰/۰۲	۰/۰۱	۰/۰۰۳۰	۰/۰۰۲۰	۰/۰۰۱۵	۰/۲	۰/۰۲	۰/۰۰۳۰	فاصله‌ی خاموت‌ها ≤ d/2		
۰/۰۱	۰/۰۰۵	۰/۰۰۳۰	۰/۰۰۲۰	۰/۰۰۱۵	۰/۲	۰/۰۱	۰/۰۰۳۰	فاصله‌ی خاموت‌ها > d/2		
ج- تیرهایی که توسط طول گیرایی یا وصله کنترل می‌شوند <sup>۲</sup>										
۰/۰۲	۰/۰۱	۰/۰۰۳۰	۰/۰۰۲۰	۰/۰۰۱۵	۰/۰	۰/۰۲	۰/۰۰۳۰	فاصله‌ی خاموت‌ها ≤ d/2		
۰/۰۱	۰/۰۰۵	۰/۰۰۳۰	۰/۰۰۲۰	۰/۰۰۱۵	۰/۰	۰/۰۱	۰/۰۰۳۰	فاصله‌ی خاموت‌ها > d/2		
د- تیرهایی که توسط طول گیرایی در اتصال تیر- ستون کنترل می‌شوند <sup>۲</sup>										
۰/۰۳	۰/۰۲	۰/۰۱۵	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۲	۰/۰۳	۰/۰۱۵			
<p>۱- در صورت نیاز می‌توان از دورن‌یابی خطی بین مقادیر داده‌شده در جدول استفاده کرد.</p> <p>۲- در صورتی‌که برای یک عضو بیش از یک مورد از موارد (الف)، (ب)، (ج) و (د) صادق باشد، از کم‌ترین مقدار داده‌شده در این موارد در جدول باید استفاده کرد.</p> <p>۳- عبارات «C» و «NC» بیان‌گر واجد شرایط (Conforming) و فاقد شرایط (Nonconforming) بودن عضو از لحاظ آرماتور عرضی می‌باشد. اگر در محدوده‌ی مفصل خمشی خمیری در عضو فاصله‌ی تنگ‌ها از هم کم‌تر یا مساوی با <math>\frac{d}{3}</math> باشد و علاوه بر این برای اعضا با نیاز شکل‌پذیری متوسط و زیاد، مقاومت تامین‌شده توسط تنگ‌ها (<math>V_s</math>) لااقل برابر با <math>\frac{3}{4}</math> برش طراحی باشد در این صورت عضو واجد شرایط (C) می‌باشد. در غیر این صورت عضو فاقد شرایط (NC) فرض می‌شود.</p> <p>۴- در این رابطه نیرو برحسب نیوتن و طول برحسب میلی‌متر است.</p>										

جدول ۱۲-۸- پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش برای روش های غیر خطی - ستون های بتن مسلح

معیارهای پذیرش <sup>۱</sup>				پارامترهای مدل سازی <sup>۱</sup>			شرایط			
زاویه ی دوران خمیری، رادیان				نسبت مقاومت باقیمانده	زاویه ی دوران خمیری، رادیان					
سطح عملکرد					IO	b		a		
نوع عضو										
غیر اصلی		اصلی								
CP	LS	CP	LS							
الف - ستون هایی که با خمش کنترل می شوند <sup>۲</sup>										
							$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}} = \frac{2V_f}{V_c}$	آرما تور عرضی <sup>۳</sup>	$\frac{P}{A_g f_c}$	
-/۰.۳	-/۰.۲	-/۰.۲	-/۰.۱۵	-/۰.۰۵	-/۲	-/۰.۳	-/۰.۲	≤ ۳	C	≤ -/۱
-/۰.۲۴	-/۰.۱۶	-/۰.۱۶	-/۰.۱۲	-/۰.۰۵	-/۲	-/۰.۲۴	-/۰.۱۶	≥ ۶	C	≤ -/۱
-/۰.۲۵	-/۰.۱۸	-/۰.۱۵	-/۰.۱۲	-/۰.۰۳	-/۲	-/۰.۲۵	-/۰.۱۵	≤ ۳	C	≥ -/۴
-/۰.۲	-/۰.۱۳	-/۰.۱۲	-/۰.۱	-/۰.۰۳	-/۲	-/۰.۲	-/۰.۱۲	≥ ۶	C	≥ -/۴
-/۰.۱۵	-/۰.۱	-/۰.۰۶	-/۰.۰۵	-/۵۰۰	-/۲	-/۰.۱۵	-/۰.۰۶	≤ ۳	NC	≤ -/۱
-/۰.۱۲	-/۰.۰۸	-/۰.۰۵	-/۰.۰۴	-/۰.۰۵	-/۲	-/۰.۱۲	-/۰.۰۵	≥ ۶	NC	≤ -/۱
-/۰.۱	-/۰.۰۶	-/۰.۰۳	-/۰.۰۲	-/۰.۰۲	-/۲	-/۰.۱	-/۰.۰۳	≤ ۳	NC	≥ -/۴
-/۰.۰۸	-/۰.۰۵	-/۰.۰۲	-/۰.۰۲	-/۰.۰۲	-/۲	-/۰.۰۸	-/۰.۰۲	≥ ۶	NC	≥ -/۴
ب- ستون هایی که با برش کنترل می شوند <sup>۵،۲</sup>										
-/۰.۰۴۰	-/۰.۰۳۰	---	---	---	---	---	---	تمام حالات <sup>۴</sup>		
ج- ستون هایی که توسط طول گیرایی یا وصله ی کنترل می شوند <sup>۵،۲</sup>										
-/۰.۲	-/۰.۱	-/۰.۱	-/۰.۰۵	-/۰.۰۵	-/۴	-/۰.۲	-/۰.۱	d / 2 ≤ فاصله ی تنگ ها		
-/۰.۱	-/۰.۰۵	-/۰	-/۰	-/۰	-/۲	-/۰.۱	-/۰	d / 2 > فاصله ی تنگ ها		
د- ستون هایی که نیروی محوری آن ها از $0.7 P_0$ متجاوز است <sup>۵،۲</sup>										
-/۰.۲	-/۰.۱	-/۰.۱	-/۰.۰۵	-/۰	-/۰.۲	-/۰.۲۵	-/۰.۱۵	در تمام طول ستون تنگ ها، واجد شرایط هستند		
-/۰	-/۰	-/۰	-/۰	-/۰	-/۰	-/۰	-/۰	بقیه ی حالات		
<p>۱- در صورت نیاز می توان از دورن یابی خطی بین مقادیر داده شده در جدول استفاده کرد.</p> <p>۲- در صورتی که برای یک عضو بیش از یک مورد از موارد (الف)، (ب)، (ج) و (د) صادق باشد، از کمترین مقدار داده شده در این موارد در جدول باید استفاده کرد.</p> <p>۳- عبارات «C» و «NC» بیان گر واجد شرایط (Conforming) و فاقد شرایط (Nonconforming) بودن عضو از لحاظ آرما تور عرضی می باشد. اگر در محدوده ی مفصل خمشی خمیری در عضو فاصله ی تنگ ها از هم کم تر یا مساوی با <math>\frac{d}{3}</math> باشد و علاوه بر این برای اعضا با نیاز شکل پذیری متوسط و زیاد، مقاومت تامین شده توسط تنگ ها (<math>V_g</math>) لاقبل برابر با <math>\frac{3}{4}</math> برش طراحی باشد در این صورت عضو واجد شرایط (C) می باشد. در غیر این صورت عضو فاقد شرایط (NC) فرض می شود.</p> <p>۴- در مورد ستون هایی که با برش کنترل می شوند، معیارهای پذیرش مطابق ضوابط بند (۴-۶-۲-۱-۴-۲) می باشد.</p> <p>۵- در صورتی می توان از مقادیر داده شده در جدول در این مورد استفاده کرد که از تنگ در ستون به عنوان آرما تور عرضی استفاده شده باشد. در غیر این صورت پارامتر پاسخ، کنترل شونده توسط نیرو فرض می شود.</p> <p>۶- در این رابطه نیرو برحسب نیوتن و طول برحسب میلی متر است.</p>										



جدول ۱۲-۸- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی-اتصالات تیر-ستون بتن

مسلح

معیارهای پذیرش <sup>۱</sup>				پارامترهای مدل‌سازی <sup>۱</sup>				شرایط			
زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان				نسبت مقاومت باقیمانده	زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان						
سطح عملکرد											
نوع عضو											
غیر اصلی		اصلی		IO	c	b	a				
CP	LS	CP	LS								
الف- اتصالات داخلی <sup>۲،۳</sup>											
								$\frac{V}{V_n}$	آرماتور عرضی <sup>۳</sup>	$\frac{P}{A_g f_c}$	
۰/۰۳	۰/۰۲	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۲	۰/۰۳	۰/۰۱۵	$\leq 1/2$	C	$\leq 0.1$	
۰/۰۲	۰/۰۱۵	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۲	۰/۰۳	۰/۰۱۵	$\geq 1/5$	C	$\leq 0.1$	
۰/۰۲۵	۰/۰۱۵	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۲	۰/۰۲۵	۰/۰۱۵	$\leq 1/2$	C	$\geq 0.4$	
۰/۰۲	۰/۰۱۵	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۲	۰/۰۲	۰/۰۱۵	$\geq 1/5$	C	$\geq 0.4$	
۰/۰۲	۰/۰۱۵	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۲	۰/۰۲	۰/۰۱۵	$\leq 1/2$	NC	$\leq 0.1$	
۰/۰۱۵	۰/۰۱	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۲	۰/۰۱۵	۰/۰۱۵	$\geq 1/5$	NC	$\leq 0.1$	
۰/۰۱۵	۰/۰۱	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۲	۰/۰۱۵	۰/۰۱۵	$\leq 1/2$	NC	$\geq 0.4$	
۰/۰۱۵	۰/۰۱	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۲	۰/۰۱۵	۰/۰۱۵	$\geq 1/5$	NC	$\geq 0.4$	
ب- اتصالات دیگر <sup>۲،۳</sup>											
								$\frac{V}{V_n}$	آرماتور عرضی <sup>۳</sup>	$\frac{P}{A_g f_c}$	
۰/۰۲	۰/۰۱۵	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۲	۰/۰۲	۰/۰۱	$\leq 1/2$	C	$\leq 0.1$	
۰/۰۱۵	۰/۰۱	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۲	۰/۰۱۵	۰/۰۱	$\geq 1/5$	C	$\leq 0.1$	
۰/۰۲	۰/۰۱۵	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۲	۰/۰۲	۰/۰۱	$\leq 1/2$	C	$\geq 0.4$	
۰/۰۱۵	۰/۰۱	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۲	۰/۰۱۵	۰/۰۱	$\geq 1/5$	C	$\geq 0.4$	
۰/۰۱	۰/۰۰۷۵	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۲	۰/۰۱	۰/۰۰۵	$\leq 1/2$	NC	$\leq 0.1$	
۰/۰۱	۰/۰۰۷۵	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۲	۰/۰۱	۰/۰۰۵	$\geq 1/5$	NC	$\leq 0.1$	
۰/۰۰۷۵	۰/۰۰۵	۰/۰	۰/۰	۰/۰	----	۰/۰	۰/۰	$\leq 1/2$	NC	$\geq 0.4$	
۰/۰۰۷۵	۰/۰۰۵	۰/۰	۰/۰	۰/۰	----	۰/۰	۰/۰	$\geq 1/5$	NC	$\geq 0.4$	

۱- در صورت نیاز می‌توان از دورن‌یابی خطی بین مقادیر داده‌شده در جدول استفاده کرد.

۲-  $V$  نیروی برشی طراحی و  $V_n$  مقاومت برشی اتصال می‌باشند. نیروی برشی طراحی و مقاومت برشی باید طبق ضوابط بند (۳-۲-۱-۴-۶) محاسبه شوند.

۳- عبارات «C» و «NC» بیان‌گر واجد شرایط (Conforming) و فاقد شرایط (Nonconforming) بودن عضو از لحاظ آرماتور عرضی می‌باشد. اگر در محدوده‌ی مفصل خمشی خمیری در عضو فاصله‌ی تنگ‌ها از هم کم‌تر یا مساوی با  $\frac{d}{3}$  باشد و علاوه بر این برای اعضا با نیاز شکل‌پذیری متوسط و زیاد، مقاومت تامین‌شده توسط تنگ‌ها ( $V_g$ ) لااقل برابر با  $\frac{3}{4}$  برش طراحی باشد در این صورت عضو واجد شرایط (C) می‌باشد. در غیر این صورت عضو فاقد شرایط (NC) فرض می‌شود.

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

## ۱۲-۴-۱-۴-۴ قاب خمشی دال - ستونی

### ۱۲-۴-۱-۴-۱ ملاحظات کلی

مدل تحلیلی برای عضو قاب دال - ستونی باید قادر به مدل سازی مقاومت، سختی و ظرفیت تغییر شکل دال - ها، ستون ها، اتصالات دال - ستون و سایر اعضای قاب باشد. گسیختگی احتمالی در خمش، برش، انتقال برش - لنگر و گیرایی آرماتور در هر مقطعی در طول عضو باید در نظر گرفته شود. اندرکنش با سایر اعضا شامل اعضا و اجزای غیر سازه ای نیز باید در نظر گرفته شود.

مدل تحلیلی قاب دال - ستونی را می توان با استفاده از المان های یک بعدی با فرض این که مشخصات المان روی محور آن متمرکز شده و یا با استفاده از مجموعه ای از المان های یک بعدی (جهت ستون ها) و المان های دو بعدی و صفحه ای (جهت دال ها) براساس هر یک از روش های زیر تهیه نمود:

۱- مدل تیر معادل، که در این روش از المان های یک بعدی برای ستون ها و دال ها استفاده کرده که در محل گره دال - ستون به هم به طور صلب متصلند؛

۲- مدل قاب معادل، که در این روش از المان های یک بعدی برای ستون ها و دال ها استفاده کرده که توسط فنرهای اتصال به هم متصل شده اند؛

۳- مدل اجزای محدود، که در آن از المان های یک بعدی برای ستون ها و المان های دو بعدی و صفحه ای برای دال ها استفاده می شود.

در هر گونه مدل سازی، اثرات تغییر در سطح مقطع مثلا به علت بازشوها دال باید در نظر گرفته شود. عملکرد دال به عنوان دیافراگمی که اعضای عمودی را به هم وصل می کند باید در مدل سازی در نظر گرفته شود.

### ۱۲-۴-۱-۴-۲ سختی

#### ۱۲-۴-۱-۴-۱-۲ روش های استاتیکی و دینامیکی خطی

برای دال ها باید سختی های خمشی، برشی و پیچشی (در دال در مجاورت ستون) مدل شوند. برای ستون ها سختی های خمشی، برشی و محوری باید در نظر گرفته شوند. اتصالات را می توان به صورت اعضای صلب مدل نمود. سختی های موثر اعضا را می توان براساس اصول کلی بند (۱۲-۳-۱-۲) تعیین نمود، البته می توان تصحیحاتی روی مقادیر براساس شواهد تجربی و آزمایشگاهی اعمال نمود.

#### ۱۲-۴-۱-۴-۲-۲ روش استاتیکی غیر خطی

روابط غیر خطی بار - تغییر شکل باید با ضوابط بند (۱۲-۳-۱-۲) مطابقت داشته باشد.

دال ها و ستون ها را می توان یا توسط المان های با مفصل خمیری متمرکز مدل نمود، یا از المان های با مفصل خمیری گسترده و یا مدل های دیگری که نشان داده شود قادر به مدل سازی رفتار اعضای دال و ستون بتن مسلح تحت اثر بار جانبی هستند استفاده کرد. در حالت کلی مدل به کار گرفته شده باید قادر به مدل سازی رفتار غیر ارتجاعی در طول عضو باشد مگر این که با استفاده از تعادل نشان داده شود که تنها انتهای اعضا جاری خواهند شد. علاوه بر دال، ستون و اتصالات دال - ستون نیز باید مدل شوند تا بتوان گسیختگی

احتمالی در انتقال برش و لنگر را در اتصال مدل نمود. در غیر این صورت باید احتمال گسیختگی اتصال را به عنوان قسمتی از تحلیل کنترل نمود. در صورتی که احتمال رفتار غیر خطی در مودی به جز خمش وجود داشته باشد، مدل به کار گرفته شده باید قادر به مدل سازی این رفتار باشد.

در مدل برای اعضای اصلی با رفتار غیر خطی، تغییر شکل های غیر ارتجاعی ناشی از خمش در دال ها و ستون ها و اتصالات محدود می شود. تغییر شکل های غیر ارتجاعی دیگر را می توان در اجزای غیر اصلی اجازه داد.

روابط یکنوای بار- تغییر شکل باید براساس رابطه ی کلی شکل (۱-۱۲) و با استفاده از تعاریف بند (۴-۱۲-۱-۲-۲) تعریف شود. رابطه ی کلی بار- تغییر شکل باید به نحوی برقرار شود که حداکثر مقاومت با مقاومت طرح طبق ضوابط بندهای (۲-۳-۱۲) و (۳-۴-۱-۴-۱۲) سازگاری داشته باشد. اگر تغییر شکل کلی نشان داده شده در شکل (۱-۱۲) چرخش مفصل خمیری خمشی برای ستون اختیار شود، ظرفیت های چرخشی مفصل خمیری را باید از جدول (۸-۱۲) به دست آورد. اگر تغییر شکل کلی در شکل (۱-۱۲) چرخش اتصال دال- ستون اختیار شود، ظرفیت های چرخش خمیری را باید از جدول (۱۱-۱۲) یافت.

#### ۱۲-۴-۱-۴-۲-۳ روش دینامیکی غیر خطی

ضوابط بندهای (۲-۳-۱۲) و (۳-۲-۲-۱-۴-۱۲) برای قاب های خمشی بتن مسلح تیر- ستونی قابل اعمال به قاب های خمشی دال- ستونی می باشد.

#### ۱۲-۴-۱-۴-۳ مقاومت

مقاومت اعضا را می توان براساس ضوابط کلی بند (۲-۳-۱۲) و با در نظر گرفتن ضوابط تکمیلی این بند به دست آورد.

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

مقاومت خمشی یک دال برای تحمل لنگر ناشی از تغییر شکل های جانبی باید از رابطه ی  $M_{ncs} - M_{gcs}$  تعیین شود، که در این رابطه،  $M_{ncs}$  مقاومت خمشی طراحی نوار ستونی (مطابق تعریف فصل ۱۵ آبا) و  $M_{gcs}$  لنگر نوار ستونی ناشی از بارهای ثقلی است.  $M_{gcs}$  باید طبق روش های آیین نامه ی بتن ایران برای بار ثقلی طراحی حاصل از روش های بند ۳ به دست آید.

برای ستون ها می توان از بند (۳-۲-۱-۴-۱۲) جهت تخمین مقاومت برشی استفاده کرد.

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

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

۱- مقاومت محاسبه شده با در نظر گرفتن برون مرکزیت برش در یک مقطع بحرانی دال ناشی از عملکرد توام برش و لنگر طبق ضوابط آیین نامه ی بتن ایران به دست می آید. در این رابطه به خصوص بخش های

(۱۲-۱۷) و (۱۵-۴) آبا باید مورد توجه قرار گیرند.

۲- مقاومت انتقال لنگر برابر با  $\frac{\sum M_n}{\gamma_f}$  که در این رابطه  $\sum M_n$  برابر است با مجموع مقاومت‌های مثبت و

منفی مقطعی از دال بین خطوطی که به فواصل یک و نیم برابر ضخامت دال و یا ضخامت کتیبه‌ی سرستون خارج از بر ستون واقعند (بند ۱۵-۴-۳-۲ آبا) و  $\gamma_f$  برابر کسری از لنگر است که طبق آیین‌نامه‌ی بتن ایران توسط خمش مقاومت می‌شود. (بند ۱۵-۱۴-۳ آبا).

برای لنگر حول محوری موازی لبه‌ی دال در اتصالات خارجی بدون تیرهای عرضی، اگر برش در مقطع بحرانی دال ناشی از بارهای ثقلی از  $0.75V_c$  بیشتر نباشد و یا برش در یک تکیه‌گاه گوشه از  $0.5V_c$  بیشتر نباشد، مقاومت انتقال لنگر را می‌توان مساوی مقاومت خمشی مقطعی از دال بین خطوطی به فاصله‌ی  $C_1$  (با تعریف فصل دوازدهم آبا) خارج از وجه‌های مقابل ستون در نظر گرفت.  $V_c$  برابر با مقاومت برش سوراخ شدگی مستقیم طبق ضوابط آیین‌نامه‌ی بتن ایران می‌باشد.

#### ۱۲-۴-۱-۴-۴ معیارهای پذیرش

#### ۱۲-۴-۱-۴-۱ روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

کلیدی تلاش‌ها و پارامترهای پاسخ اعضا در دو گروه «کنترل شونده توسط نیرو» یا «کنترل شونده توسط تغییر شکل» مطابق تعاریف بند (۸-۴) قرار می‌گیرند. در اعضای اصلی تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییر شکل باید به خمش در دال‌ها و ستون‌ها و انتقال برش و لنگر در اتصالات دال-ستون محدود شود. در اعضای غیر اصلی، تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییر شکل برای برش و گیرایی آرماتور مطابق آنچه در جدول (۱۲-۱۰) آمده است، صورت می‌گیرد. کلیدی تلاش‌های دیگر باید به عنوان کنترل شونده توسط نیرو در نظر گرفته شوند.

تلاش‌های طراحی در اعضا باید مطابق ضوابط بند ۹ تعیین شوند. اگر مقدار DCR محاسبه شده از یک بیشتر باشد، تلاش‌های طراحی زیر باید بر اساس اصول آنالیز حدی به نحوی که در بند ۹ بیان شد، معین شوند:

تلاش‌های طراحی باید مطابق ضوابط بند (۹-۴-۱-۲) و جداول (۱۲-۵) و (۱۲-۱۰) با مقاومت‌های طراحی مقایسه شوند. اعضای که معادلات (۹-۱۹) و (۹-۲۰) را اقلان نمایند، معیارهای عملکرد را ارضا نموده‌اند. اعضای که به مقاومت‌های طراحی خود برسند باید مطابق ضوابط این بخش مورد مطالعه‌ی بیشتر واقع شوند تا احتمال پذیرش عملکرد آن‌ها معین شود.

در صورتی که مقدار متوسط DCR های ستون‌ها در یک تراز مقدار متوسط DCR برای دال‌ها در همان تراز بیش‌تر شود و نیز از مقادیر ۱ و نصف مقدار متوسط  $m$  برای ستون‌های آن تراز بیش‌تر شود، قاب به عنوان قابی با طبقه‌ی ضعیف محسوب شده و ارزیابی آن باید با استفاده از روش مربوط به سیستم باربر جانبی با طبقه‌ی ضعیف مطابق ضوابط بند (۱۲-۴-۱-۲-۴-۱) انجام شود.

#### ۱۲-۴-۱-۴-۲ روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیر خطی

در مدل، رفتار غیر ارتجاعی باید به اجزا و تلاش‌هایی محدود شود که در جداول (۸-۱۲) و (۱۱-۱۲) آورده شده‌اند، مگر این که با شواهد تحلیلی یا آزمایشگاهی و تجربی نشان داده شود که تلاش‌های غیر ارتجاعی دیگری نیز برای سطوح عملکرد انتخابی قابل قبول هستند. تلاش‌های محاسبه شده برای اجزا باید ضوابط بند ۳ را اقلان نمایند. حداکثر تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی قابل قبول در جداول (۸-۱۲) و (۱۱-۱۲) آورده شده‌اند. در صورتی که رفتار غیر ارتجاعی در مورد تلاش یا عضوی مشاهده شود که در جداول آورده نشده، عملکرد غیر قابل قبولی تلقی می‌شود. از روش‌ها و مقادیر دیگر، در صورتی که توسط تحلیل یا آزمایش تأیید شوند نیز می‌توان استفاده نمود.

#### ۱۲-۴-۱-۴-۵ معیارهای بهسازی

اعضای قاب خمشی بتنی دال-ستونی که معیارهای پذیرش را برای هدف بهسازی مورد نظر تأمین نمی‌کنند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید بر اساس ضوابط بند (۱۲-۳-۷) و سایر ضوابط این استاندارد باشد.

جدول ۱۲-۱۰- معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی - دال‌های دوطرفه و اتصالات دال - ستون

ضرایب m					شرایط	
سطح عملکرد						
نوع عضو						
غیر اصلی		اصلی		IO		
CP	LS	CP	LS			
الف- دال‌های کنترل‌شونده با خمش و اتصالات دال- ستون <sup>۱</sup>						
					میلگردهای پیوستگی <sup>۳</sup>	$\frac{V_E}{V_o}$
۴	۳	۳	۲	۲	بله	$\leq 0.2$
۳	۲	۱	۱	۱	بله	$\geq 0.4$
۳	۲	۳	۲	۲	خیر	$\leq 0.2$
۱	۱	۱	۱	۱	خیر	$\geq 0.4$
ب- دال‌های کنترل‌شونده توسط طول گیرایی یا وصله <sup>۱</sup>						
۴	۳	---	---	---		
ج- دال‌های کنترل‌شونده توسط طول گیرایی در اتصال دال- ستون <sup>۱</sup>						
۴	۳	۳	۲	۲		
<p>۱- در صورتی که برای یک عضو بیش از یک مورد از موارد (الف)، (ب) و (ج) صادق باشد، از کم‌ترین مقدار داده‌شده در این موارد در جدول باید استفاده کرد.</p> <p>۲- <math>V_E</math> برش در مقطع بحرانی دال ناشی از نیروهای ثقلی و <math>V_o</math> مقاومت در برابر برش مستقیم سوراخ‌کننده می‌باشد.</p> <p>۳- عبارت «بله» در مورد میلگردهای پیوستگی وقتی صادق است که حداقل یکی از میلگردهای اصلی تحتانی در هر جهت به طور موثری در ستون ادامه یافته باشد. در مورد دال‌های پس‌کشیده عبارت «بله» وقتی صادق است که حداقل یکی از تاندون‌های پس‌کشیدگی در هر جهت از ستون گذشته باشد. در غیر این موارد عبارت «خیر» صادق است.</p>						

جدول ۱۲-۱۱- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی- دال‌های دوطرفه و اتصالات  
ستون به دال

معیارهای پذیرش <sup>۱</sup>				پارامترهای مدل‌سازی <sup>۱</sup>			شرایط		
زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان				نسبت مقاومت باقیمانده	زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان				
سطح عملکرد					IO	b		a	
نوع عضو									
غیر اصلی		اصلی							
CP	LS	CP	LS	c	b	a			
الف- دال‌های کنترل‌شونده با خمشی و اتصالات دال- ستون <sup>۲</sup>									
							آرمتور پیوستگی <sup>۱</sup>	$\frac{V_E}{V_o}$ <sup>۳</sup>	
۰/۰۵	۰/۰۳	۰/۰۲	۰/۰۱۵	۰/۰۱	۰/۲	۰/۰۵	۰/۰۲	بله	$\leq ۰/۲$
۰/۰۴	۰/۰۳	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۲	۰/۰۴	۰/۰	بله	$\geq ۰/۴$
۰/۰۲	۰/۰۱۵	۰/۰۲	۰/۰۱۵	۰/۰۱	-----	۰/۰۲	۰/۰۲	خیر	$\leq ۰/۲$
۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	-----	۰/۰	۰/۰	خیر	$\geq ۰/۴$
ب- دال‌های کنترل‌شونده توسط طول گیرایی یا وصله <sup>۲</sup>									
۰/۰۲	۰/۰۱	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰	۰/۰۲	۰/۰		
ج- دال‌های کنترل‌شونده توسط طول گیرایی در اتصال دال- ستون <sup>۲</sup>									
۰/۰۳	۰/۰۲	۰/۰۱۵	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۲	۰/۰۳	۰/۰۱۵		
<p>۱- در صورت نیاز می‌توان از درون‌یابی خطی بین مقادیر داده‌شده در جدول استفاده کرد.</p> <p>۲- در صورتی که برای یک عضو بیش از یک مورد از موارد (الف)، (ب) و (ج) صادق باشد، از کم‌ترین مقدار داده‌شده در این موارد در جدول باید استفاده کرد.</p> <p>۳- <math>V_E</math> برش در مقطع بحرانی دال ناشی از نیروهای ثقلی و <math>V_o</math> مقاومت در برابر برش مستقیم سوراخ‌کننده می‌باشد.</p> <p>۴- عبارت «بله» در مورد میلگردهای پیوستگی وقتی صادق است که لااقل یکی از میلگردهای اصلی تحتانی در هر جهت به طور موثری در ستون ادامه‌یافته باشد. در مورد دال‌های پس‌کشیده عبارت «بله» وقتی صادق است که لااقل یکی از تاندون‌های پس‌کشیدگی در هر جهت از ستون گذشته باشد. در غیر این موارد عبارت «خیر» صادق است.</p>									

۱۲-۴-۲ قاب‌های بتنی پیش‌ساخته

۱۲-۴-۲-۱ انواع قاب‌های بتنی پیش‌ساخته

قاب‌های بتنی پیش‌ساخته آن دسته از قاب‌ها هستند که از ستون‌ها و تیرهای مجزای پیش‌ساخته تشکیل می‌شوند که پس از نصب، یک سیستم باربر ثقلی را تشکیل دهند. این قاب‌ها هم شامل قاب‌هایی که به عنوان سیستم باربر جانبی طراحی شده‌اند می‌باشند و هم شامل قاب‌هایی که غیر اصلی فرض شده و بار جانبی را تحمل نمی‌کنند اما باید قادر به تحمل تغییر مکان‌های ناشی از اثر بارهای جانبی طراحی باشند. انواع قاب‌های پیش‌ساخته عبارتند از:

۱- قاب‌های بتنی پیش‌ساخته معادل قاب‌های خمشی در جا: منظور از این قاب‌ها آن دسته از قاب‌های پیش‌ساخته‌ی تیر- ستونی می‌باشند که توسط آرماتور و بتن تر به هم متصل شده و سامانه‌ای مقاوم در برابر بارهای جانبی، مشابه قاب‌های خمشی اجرا شده در محل ایجاد نمایند.

۲- سایر قاب‌های خمشی بتنی پیش‌ساخته شامل:

۱-۲ قاب‌های خمشی بتنی پیش‌ساخته با گره‌های خشک: قاب‌های این دسته با گره‌های خشک سوار می‌شوند که در آن اتصالات با پیچ و مهره، پیش‌تنیدگی، جوش یا سایر موارد مشابه، به نحوی ساخته می‌شوند که قادر به تحمل بار جانبی می‌باشند.

۲-۲ قاب‌های بتنی پیش‌ساخته‌ای که مستقیماً در برابر بار جانبی مقاوم نیستند: قاب‌های این دسته به کمک گره‌های خشک به نحوی سوار می‌شوند که قاب حاصل مقاومت چندانی در برابر بار جانبی ندارند. اما باید این قاب پیش‌ساخته ضمن تحمل بارهای ثقلی مربوط قادر به تحمل تغییر شکل‌های ساختمان باشد.

#### ۱۲-۴-۲-۲ قاب‌های بتنی پیش‌ساخته‌ی معادل قاب‌های خمشی در جا

##### ۱۲-۴-۲-۲-۱ ملاحظات کلی

مدل تحلیلی برای المان‌هایی که جهت مدل‌سازی اعضای این گونه قاب‌ها به کار می‌روند باید قادر به ارایه‌ی ظرفیت تغییر شکل، مقاومت و سختی تیرها، ستون‌ها، اتصالات تیر به ستون و سایر اعضای قاب باشد. احتمال گسیختگی خمشی، برشی و ضعف در گیرایی آرماتورها در هر مقطع در امتداد طول اعضا باید مورد توجه قرار گیرد. اندر کنش با سایر اعضا از قبیل اعضای غیر سازه‌ای باید در نظر گرفته شود. تمام ضوابط دیگر بند (۱۲-۴-۱-۲) باید در نظر گرفته شوند. به علاوه اثرات کاهش طول ناشی از خزش و پیش‌تنیدگی بر روی رفتار اعضا بررسی شوند.

##### ۱۲-۴-۲-۲-۲ سختی

سختی برای طراحی باید مطابق با تعریف بند (۱۲-۴-۱-۲) باشد. هنگامی که به کمک جدول (۱۲-۲) مقادیر سختی مؤثر به دست می‌آید باید اثرات پیش‌تنیدگی مورد توجه قرار داشته باشد.

##### ۱۲-۴-۲-۲-۳ مقاومت

مقاومت اجزا باید مطابق با ضوابط بند (۱۲-۴-۱-۲) و موارد زیر محاسبه شود:

- ۱- تأثیرات پیش‌تنیدگی شامل مواردی از قبیل کاهش ظرفیت چرخش، تنش‌های ثانوی ایجاد شده و مقدار نیروی پیش‌تنیدگی مؤثر باقیمانده؛
- ۲- اثرات ترتیب ساخت، شامل احتمال این که اتصالات خمش‌گیر بعد از این که قسمت‌هایی از سازه تحت بار مرده قرار گرفته‌اند ساخته شوند؛
- ۳- اثرات گیرداری که ممکن است ناشی از اندرکنش با دیوارهای متصل شده و با اجزای مهاربندی شده باشند.

##### ۱۲-۴-۲-۲-۴ معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش قاب‌های بتنی پیش‌ساخته معادل قاب‌های خمشی در جا در بند (۱۲-۴-۱-۲) بیان شده



است. علاوه بر این ضوابط بند (۱۲-۴-۱-۲-۳) نیز باید در نظر گرفته شوند.

#### ۱۲-۴-۲-۲-۵ معیارهای بهسازی

اجزای قاب بتنی پیش‌ساخته‌ای که معیارهای پذیرش را برای سطح عملکرد مورد نظر تأمین نمی‌کنند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید بر اساس ضوابط بند (۱۲-۳-۷) و سایر موارد این استاندارد داشته باشد.

#### ۱۲-۴-۲-۳ قاب‌های خمشی بتنی پیش‌ساخته با گره‌های خشک

##### ۱۲-۴-۲-۳-۱ ملاحظات کلی

مدل تحلیلی این قاب‌ها مشابه قاب‌های خمشی تیر-ستونی و مطابق ضوابط بند (۱۲-۴-۱-۲) است. علاوه بر آن باید مشخصات خاص گره‌های خشک به کار رفته در سامانه‌های پیش‌ساخته نیز ملحوظ شود. در صورتی که تحت اثر بارهای جانبی، اتصالات جاری شوند، مدل تحلیلی باید قادر به در نظر گرفتن این رفتار باشد.

##### ۱۲-۴-۲-۳-۲ سختی

سختی جهت تحلیل باید مطابق با بند (۱۲-۴-۱-۲) باشد. انعطاف‌پذیری اتصالات باید در مدل منظور شود.

##### ۱۲-۴-۲-۳-۳ مقاومت

مقاومت اعضا را می‌توان طبق ضوابط بند (۱۲-۴-۲-۳) محاسبه نمود. علاوه بر این ضوابط بند (۱۲-۴-۶) باید در مورد مقاومت اتصال در نظر گرفته شود.

##### ۱۲-۴-۲-۳-۴ معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش برای قاب‌های خمشی بتنی پیش‌ساخته دارای گره‌های خشک باید مطابق ضوابط بند (۱۲-۴-۲-۴) باشد. اتصالات باید ضوابط بند (۱۲-۳-۶) را نیز تأمین می‌نمایند.

#### ۱۲-۴-۲-۳-۵ معیارهای بهسازی

اعضای قاب خمشی بتنی پیش‌ساخته‌ی دارای گره‌های خشک که معیارهای پذیرش را برای سطح عملکرد مورد نظر تأمین نمی‌کنند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید بر اساس ضوابط بند (۱۲-۳-۷) و سایر موارد این استاندارد باشد.

#### ۱۲-۴-۲-۴ قاب‌های بتنی پیش‌ساخته‌ای که مستقیماً در برابر بار جانبی مقاوم نیستند

##### ۱۲-۴-۲-۴-۱ ملاحظات کلی

مدل تحلیلی برای قاب‌های بتنی پیش‌ساخته‌ای که انتظار داریم مستقیماً در برابر بار جانبی مقاومت نکنند باید شامل تأثیرات تغییر مکان‌هایی که تحت بار زلزله طرح اتفاق می‌افتند باشد. ضوابط بند (۱۲-۴-۲-۳-۱) نیز باید مراعات شوند.

#### ۱۲-۴-۲-۴-۲ سختی

مدل تحلیلی یا باید سختی مناسب و واقع‌گرایانه‌ای از این گونه قاب‌ها را شامل باشد تا بتوان اثر تغییر مکان‌های تحت بار جانبی را در آن‌ها ارزیابی نمود و یا در صورتی که از سختی جانبی آن‌ها در مدل تحلیلی صرف‌نظر می‌شود باید به طور جداگانه اثرات تغییر مکان‌های نسبی محاسبه شده ساختمان را بر این قاب‌ها بررسی نمود. در صورتی که در نظر گرفتن سختی اتصالات باعث شود تلاش‌های اعضا افزایش یافته و گسیخته شوند، اثرات نامطلوب سختی اتصالات در مدل تحلیلی منظور شود.

#### ۱۲-۴-۲-۴-۳ مقاومت

مقاومت اجزا باید طبق ضوابط بند (۱۲-۴-۲-۳-۳) محاسبه شود. تمام اجزا باید دارای مقاومت و شکل-پذیری کافی جهت انتقال نیروهای ایجاد شده از عضوی به عضو دیگر و به سیستم در نظر گرفته شده برای مقاومت در برابر بار جانبی باشند.

#### ۱۲-۴-۲-۴-۴ معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش برای این نوع قاب‌ها در بند (۱۲-۴-۲-۳-۴) داده شده است. تمام لنگرها، نیروهای برشی و بارهای محوری ایجاد شده به وسیله‌ی تغییر شکل سیستم مقاومت جانبی باید با معیارهای پذیرش متناظرشان کنترل شوند.

#### ۱۲-۴-۲-۴-۵ معیارهای بهسازی

اجزای قاب‌های بتنی پیش‌ساخته‌ای که مستقیماً در برابر بار جانبی مقاوم نیستند و معیارهای پذیرش را برای سطح عملکرد مورد نظر تأمین نمی‌کنند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید بر اساس ضوابط بند (۱۲-۳-۷) و سایر موارد این استاندارد باشد.

#### ۱۲-۴-۳ قاب‌های بتنی با میان قاب

#### ۱۲-۴-۳-۱ ملاحظات کلی

قاب‌های بتنی دارای میان قاب شامل قاب‌های بتنی باربر ثقیلی کامل که با بتن و یا مصالح بنایی به نحوی پر شده‌اند که تحت بار ثقیلی یا جانبی، قاب بتنی با میان قاب اندرکنش خواهد داشت، می‌باشند. در صورتی که میان‌قاب با حداقل درز انقطاعی طبق ضوابط بند ۱۳ از قاب جدا شده باشد به نام میان‌قاب غیر متصل خوانده می‌شود.

اگر تمام میان‌قاب‌ها در یک قاب به صورت میان‌قاب‌های غیر متصل باشند، قاب باید به صورت یک قاب مجزا مطابق ضوابط داده شده در قسمت‌های دیگر این بخش بررسی شده و پانل‌های میان‌قاب غیر متصل باید مطابق ضوابط بند ۱۳ تحلیل شود.

ضوابط این بخش برای قاب‌های موجود دارای میان‌قاب، قاب‌هایی که با کم و اضافه کردن اجزا بهسازی شده-اند و قاب‌های بتنی که با اضافه کردن میان‌قاب‌های جدید بهسازی شده‌اند به کار می‌رود.

انواع قاب‌های بتنی با میان‌قاب عبارتند از:

۱- میان‌قاب‌های مصالح بنایی: در این مورد قاب بتنی با میان‌قاب‌های بنایی مطابق بند ۱۳ اندرکنش

دارند.

۲- میان قاب‌های بتنی: در این مورد قاب بتنی با میان قاب‌های بتنی اندرکنش دارند، با این شرط که میان قاب‌ها بدون تأمین ضوابط خاصی برای پیوستگی از یک طبقه به طبقه دیگر، فضای دهانه یک قاب برابر ثقلی کامل را پر کرده باشند. بتن میان قاب باید به طور جداگانه از بتن قاب ارزیابی شود.

#### ۱۲-۴-۳-۲ قاب‌های بتنی دارای میان قاب بنایی

##### ۱۲-۴-۳-۲-۱ ملاحظات کلی

مدل تحلیلی این نوع قاب‌ها باید به طور مناسب، ظرفیت تغییر شکل، سختی و مقاومت تیرها، ستون‌ها، دال‌ها، گره‌های تیر به ستون، میان قاب‌های بنایی و تمام اتصالات و اجزای عضو را مدل‌سازی کند. احتمال گسیختگی خمشی، برشی گسیختگی ناشی از طول مهاری ناکافی و یا گیرایی ناکافی آرماتور، یا خردشدگی در هر مقطع باید در نظر گرفته شود. اندرکنش با سایر اجزای غیر سازه‌ای باید مدنظر باشد. رفتار یک قاب بتنی دارای میان قاب بنایی مقاوم در برابر بار جانبی در صفحه‌ی خودش ممکن است بر مبنای فرض رفتار ارتجاعی خطی بررسی شود به شرطی که دیوار تحت اثر بارهای جانبی ترک نخورد. در این حالت، قاب و میان قاب‌ها به صورت محیطی و همگن در محاسبات در نظر گرفته می‌شوند. در صورتی که میان قاب تحت اثر بارهای طراحی جانبی ترک بخورد می‌توان در مدل‌سازی قاب را به صورت قابی مهاربندی شده که در آن ستون‌ها به عنوان اعضای قائم و تیرها به عنوان کش‌های افقی و میان قاب به عنوان مهاربند فشاری معادل عمل می‌نمایند، در نظر گرفت. ضوابط مدل‌سازی میان قاب به صورت یک عضو فشاری معادل ضوابط بند ۱۳ می‌باشد. اعضای قاب باید برای نیروهایی که به آن‌ها در اثرکنش قاب با میان قاب مطابق ضوابط بند ۱۳ منتقل می‌شود کنترل شوند.

#### ۱۲-۴-۳-۲-۲ سختی

##### ۱۲-۴-۳-۲-۲-۱ روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

در قاب‌هایی که در بعضی دهانه‌ها میان قاب دارند و در بعضی دهانه‌ها ندارند محدودیتی که میان قاب در رفتار ایجاد می‌کند باید طبق ضوابط بند (۱۲-۴-۳-۲-۱) در نظر گرفته شود و در دهانه‌هایی که میان قاب وجود ندارد قاب باید مطابق ضوابط مربوط در بندهای (۱۲-۴-۱)، (۱۲-۴-۲) و (۱۲-۴-۴) مدل‌سازی شود. در صورتی که میان قاب‌ها، دیواری ناپیوسته ایجاد نمایند، اثرات این ناپیوستگی بر عملکرد کلی ساختمان باید در نظر گرفته شود. سختی‌های مؤثر برای محاسبات طبق ضوابط بند (۱۲-۴-۳-۲) در نظر گرفته شوند.

##### ۱۲-۴-۳-۲-۲-۲ روش استاتیکی غیر خطی

روابط غیر خطی نیرو- تغییر شکل باید طبق بند (۱۲-۴-۳-۲) در نظر گرفته و در روش استاتیکی غیر خطی به کار گرفته شود.

در قسمت‌های دارای میان قاب می‌توان تیرها و ستون‌ها را با استفاده از المان‌های میله‌ای مدل نمود. تیرها و ستون‌ها در قسمت‌های بدون میان قاب باید طبق ضوابط مربوط در بندهای (۱۲-۴-۱)، (۱۲-۴-۲) و (۱۲-۴-۳)

۴-۴) مدل سازی شوند. مدل به کار رفته باید امکان بررسی رفتار غیر ارتجاعی در طول اعضا را داشته باشد. روابط یکنوای بار- تغییر شکل باید مطابق رابطه‌ی کلی شکل (۱۲-۱) باشد مگر اینکه با تأیید حاصل از آزمایش‌ها بتوان از روابط دیگری استفاده کرد. مقادیر عددی در شکل (۱۲-۱) باید از طریق انجام آزمایش و یا از طریق تحلیلی مطابق ضوابط بند ۲ محاسبه شده و باید اثرات اندرکنش بین قاب و میان قاب را نیز در نظر بگیرد. روش دیگر در نظر گرفتن روابط برای قاب‌های بتن مسلح و یکپارچه ریخته شده به شرح زیر می‌باشد:

- برای تیرها و ستون‌ها در قسمت‌های بدون میان قاب، در صورتی که چرخش در منطقه‌ی مفصل خمیری خمشی به عنوان تغییر شکل کلی اختیار شده باشد، ظرفیت‌های چرخش مفاصل خمیری از جدول (۱۲-۱۶) حاصل می‌شود؛
- برای میان قاب‌های مصالح بنایی، تغییر شکل‌های کلی و نقاط کنترل مطابق ضوابط بند ۱۳ به دست می‌آیند؛
- برای تیرها و ستون‌هایی که در قسمت با میان قاب در قاب واقعند، اگر تغییر طول محوری اعضا به عنوان تغییر شکل کلی در نظر گرفته شود مقادیر ظرفیت‌های کرنش‌های کششی و فشاری در جدول (۱۲-۱۳) آورده شده است.

#### ۱۲-۴-۳-۲-۳-۲-۳ روش دینامیکی غیر خطی

روابط غیر خطی بار- تغییر شکل برای به کارگیری در روش دینامیکی غیر خطی باید رفتار چرخه‌ای کامل هر عضو مطابق آنچه از آزمایش حاصل شده را مدل سازی نماید. مشخصات باربرداری و بارگذاری به کار گرفته شده باید پدیده‌های زوال سختی و مقاومت را در بر داشته باشد.

#### ۱۲-۴-۳-۲-۳ مقاومت

مقاومت‌های اعضای بتن مسلح باید براساس ضوابط کلی بند (۱۲-۳-۲) و با در نظر گرفتن هر گونه تغییر لازم در آن‌ها طبق سایر ضوابط این بند محاسبه شود. مقاومت‌های میان قاب‌ها باید طبق ضوابط بند ۱۳ محاسبه شوند. در محاسبه‌ی مقاومت‌ها توجه به نکات زیر لازم است:

- محدودیت‌هایی که توسط تیرها، ستون‌ها و اتصالات در قسمت‌های بدون میان قاب در قاب ایجاد می‌شود؛
- ظرفیت کششی و فشاری ستون‌ها اگر به صورت اعضای مرزی برای قاب با میان قاب عمل نمایند؛
- نیروهای موضعی وارد شده از میان قاب به قاب؛
- مقاومت میان قاب؛
- اتصالات به اعضای مجاور.

## ۱۲-۴-۳-۲-۴ معیارهای پذیرش

### ۱۲-۴-۳-۲-۴ روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

تمام رفتارهای اعضا باید به دو گروه کنترل شونده توسط نیرو و کنترل شونده توسط تغییر شکل مطابق ضوابط بند (۴-۸) طبقه‌بندی شوند. در اعضای اصلی، رفتارهای کنترل شونده توسط تغییر شکل باید محدود به مودهای خمشی و محوری در تیرها، دال‌ها و ستون‌ها و نیز تغییر شکل جانبی در پانل‌های میان قاب‌های بنایی شود. در اعضای غیر اصلی رفتارهای کنترل شونده توسط تغییر شکل باید به مودهای رفتاری مشخص شده برای قاب طبق ضوابط بندهای (۱۲-۴-۱)، (۱۲-۴-۲) و (۱۲-۴-۴) بسته به نوع قاب و برای میان قاب بنایی طبق ضوابط بند ۱۳، محدود شود.

مقادیر پاسخ‌های طراحی باید مطابق ضوابط بند ۹ به دست آیند وقتی که مقادیر DCRهای محاسبه شده از یک بیشتر باشند، مقادیر پاسخ‌های طراحی زیر باید با اصول تحلیل حدی ارایه شده در بند ۹ به دست آیند: (۱) لنگرها، برش‌ها، پیچش‌ها و طول گیرایی و وصله‌ی لازم متناظر با رسیدن تیرها، ستون‌ها و یا میان قاب-های بنایی به حد مقاومت خود و (۲) نیروی محوری حاصل در ستون وقتی فرض شود قاب با میان قاب به صورت یک دیوار کنسول عمل می‌کند و به حد ظرفیت خمشی خود برسد.

مقادیر پاسخ‌های طراحی با مقاومت‌های طراحی طبق ضوابط بند (۳-۴-۱-۲) مقایسه شوند. مقادیر ضرایب  $m$  طبق ضوابط بند ۱۳ برای میان قاب بنایی، ضوابط بندهای (۱۲-۴-۱)، (۱۲-۴-۲) و (۱۲-۴-۴)، برای قاب‌های بتنی (بسته به نوع قاب) و جدول (۱۲-۱۲) برای ستون‌هایی که به صورت اعضای فشاری یا کششی مدل شده باشند، حاصل می‌شود. اجزایی که مقادیر پاسخ‌های طراحی آن‌ها از مقاومت‌های طراحی نظیرشان کمتر است را می‌توان با عملکرد «قابل قبول» ارزیابی نمود.

### ۱۲-۴-۳-۲-۴ روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیر خطی

در مدل طراحی، امکان رفتار غیر ارتجاعی باید منحصر به اجزا و پاسخ‌هایی شود که برای قاب در بندهای (۱۲-۴-۱)، (۱۲-۴-۲) و (۱۲-۴-۴) و برای میان قاب بنایی در بند ۱۳ ذکر شده‌اند.

تلاش‌های محاسبه شده برای اجزا باید ضوابط بند (۳-۴-۲) را تامین نموده و نباید از مقادیر عددی داده شده در جدول (۱۲-۱۳)، جدول مربوط برای قاب در بندهای (۱۲-۴-۱)، (۱۲-۴-۲) و (۱۲-۴-۴) و میان قاب‌های بنایی در بند ۱۳ بیشتر باشد.

پاسخ‌هایی که در جداول (۱۲-۱۲) و (۱۲-۱۳) نیامده‌اند را باید کنترل شونده توسط نیرو فرض کرد. از روش‌ها و مقادیر دیگر، به شرطی که با شواهد آزمایشگاهی و تحلیل تایید شوند، می‌توان استفاده کرد.

### ۱۲-۴-۳-۲-۵ معیارهای بهسازی

قاب‌های بتنی دارای میان قابی که معیارهای پذیرش تراز عملکرد مورد نظر را تامین نمی‌کنند باید بهسازی نمود. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۱۲-۳-۷) و سایر موارد این استاندارد باشد.

## ۱۲-۴-۳-۳ قاب‌های بتنی با میان قاب‌های بتنی

### ۱۲-۴-۳-۳-۱ ملاحظات کلی

مدل تحلیلی قاب‌های بتنی با میان قاب‌های بتنی باید به طور مناسب ظرفیت تغییر شکل، سختی و مقاومت تیرها، دال‌های، ستون‌ها و اتصالات تیر به ستون، میان قاب‌های بتنی و تمام اتصالات و اجزای اعضا را مدل-سازی کند. احتمال گسیختگی خمشی، برشی، گسیختگی ناشی از طول مهارری یا گیرایی ناکافی آرماتور، یا خردشدگی در هر مقطع باید در نظر گرفته شوند. اندرکنش با سایر اجزای غیر سازه‌ای نیز باید در نظر گرفته شود.

مدل تحلیلی باید با در نظر گرفتن سختی و مقاومت نسبی قاب و میان قاب و نیز سطح تغییر شکل‌ها و آسیب‌های نظیر آن سطح، ساخته شود. برای سطوح تغییر شکلی کم، در صورتی که قاب نسبتاً انعطاف‌پذیر باشد، قاب دارای میان قاب را می‌توان به صورت یک دیوار برشی مدل نمود و اثر بازشوها را نیز در رفتار دیوار ملحوظ نمود.

برای حالات دیگر، سیستم قاب-میان قاب را می‌توان به صورت یک قاب با مهاربندی، مشابه آنچه برای قاب-های بتنی با میان قاب بنایی در بند ۱۲-۵-۳-۲ گفته شده مدل‌سازی کرد.

### ۱۲-۴-۳-۳-۲ سختی

#### ۱۲-۴-۳-۳-۲-۱ روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

سختی‌های موثر برای محاسبات طبق ضوابط بند (۱۲-۳-۱-۲) و روش بند (۱۲-۴-۳-۲-۱) در نظر گرفته می‌شوند.

#### ۱۲-۴-۳-۳-۲-۲ روش استاتیکی غیر خطی

روابط غیر خطی نیرو-تغییر شکل باید طبق ضوابط بند (۱۲-۳-۱-۲) در نظر گرفته و در روش استاتیکی غیر خطی به کار گرفته شوند.

روابط یکنوای بار-تغییر شکل باید مطابق رابطه‌ی کلی شکل (۱۲-۱) باشد مگر این که با تایید آزمایش‌ها بتوان از روابط دیگری استفاده کرد. مقادیر عددی در شکل (۱۲-۱) را می‌توان از دو طریق انجام آزمایش و یا تحلیل محاسبه نمود و باید اثرات اندرکنش بین قاب و میان قاب را نیز در نظر گرفت.

روش دیگر اشاره شده در بند (۱۲-۴-۳-۲-۲) نیز برای تعیین پارامترهای مدل‌سازی غیر خطی قاب‌های بتنی با میان قاب بتنی امکان‌پذیر است.

#### ۱۲-۴-۳-۳-۲-۳ روش دینامیکی غیر خطی

روابط غیر خطی بار-تغییر شکل برای به کارگیری در روش دینامیکی غیر خطی باید رفتار چرخه‌ای کامل هر عضو مطابق آنچه از آزمایش حاصل شده را مدل‌سازی نماید. مشخصات باربرداری و بارگذاری به کار گرفته شده باید پدیده‌های کاهش سختی و مقاومت را در بر داشته باشد.

## ۱۲-۴-۳-۳-۳ مقاومت

مقاومت‌های اعضای بتن مسلح باید براساس ضوابط کلی بند (۱۲-۳-۲) و با در نظر گرفتن سایر ضوابط این بند محاسبه‌ی مقاومت‌ها توجه به نکات زیر لازم است:

۱- محدودیت‌هایی که توسط تیرها، ستون‌ها و اتصالات در قسمت‌های بدون میان قاب در قاب ایجاد می‌شود:

۲- ظرفیت کششی و فشاری ستون‌ها اگر به صورت اعضای مرزی برای قاب با میان قاب عمل نمایند؛

۳- نیروهای موضعی وارد شده از میان قاب به قاب؛

۴- مقاومت میان قاب؛

۵- اتصالات به اعضای مجاور.

در برآورد مقاومت‌های میان قاب‌های موجود باید مقاومت برشی میان قاب را نیز در نظر داشت. برای محاسبه‌ی مقاومت برشی یک قسمت از دیوار می‌توان از روش ارایه شده در بند (۱۲-۵-۱-۲-۳) استفاده کرد.

اگر فرض می‌شود که قاب و میان قاب بتنی با هم به صورت یک دیوار یکپارچه عمل می‌نمایند، مقاومت خمشی به پیوستگی آرماتورهای عمودی در: (۱) ستون‌ها که به عنوان اجزای مرزی عمل می‌کنند و (۲) در دیوارها شامل مهار آرماتورهای میان قاب در قاب، بستگی دارد.

## ۱۲-۴-۳-۳-۴ معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش برای قاب‌های بتنی با میان قاب‌های بتنی باید با معیارهای پذیرش متناظر در بندها (۱۲-۴-۳-۲-۴)، (۱۲-۵-۱) و (۱۲-۵-۲) مطابقت داشته باشد.

## ۱۲-۴-۳-۳-۵ معیارهای بهسازی

قاب‌های بتنی دارای میان قاب‌های بتنی که معیارهای پذیرش سطح عملکرد مورد نظر را تامین نمی‌کنند باید بهسازی نمود. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۱۲-۳-۷) و سایر موارد این استاندارد باشد.

جدول ۱۲-۱۲- معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی-قاب‌های بتن مسلح با میان‌قاب

ضرایب $m^1$					شرایط
سطح عملکرد					
نوع عضو					
غیر اصلی		اصلی		IO	
CP	LS	CP	LS		
الف- ستون‌هایی که به صورت میله‌ی فشاری مدل شده باشند <sup>۳</sup>					
۵	۴	۴	۳	۱	ستون‌هایی که در تمام طول محصور باشند <sup>۲</sup>
۱	۱	۱	۱	۱	بقیه‌ی موارد
ب- ستون‌هایی که به صورت میله‌ی کششی مدل شده باشند <sup>۳</sup>					
۶	۵	۵	۴	۳	ستون‌هایی بدون وصله یا با وصله‌های به طور مناسب محصور شده
۴	۳	۲	۲	۱	سایر موارد
<p>۱- در این مورد از درون‌بایی خطی نباید استفاده کرد.</p> <p>۲- ستونی در تمام طول محصور فرض می‌شود که مقدار تنگ آن در طول ارتفاع طبقه و اتصال مساوی سه چهارم مقداری که طبق ضوابط طراحی برای اعضای مرزی در دیوارهای برشی بتنی لازم است، باشد. حداکثر فاصله‌ی طولی مجموعه‌ی تنگ‌ها نباید بیش‌تر از <math>h/3</math> یا <math>8d_b</math> باشد.</p> <p>۳- در صورتی‌که به خاطر تغییر جهت بار در یک ستون هم شرط (الف) و هم (ب) صادق شود، هردوی این شرایط باید کنترل شوند.</p>					



جدول ۱۲-۱۳- پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش برای روش های غیرخطی - قاب های بتن مسلح با میان قاب

معیارهای پذیرش				پارامترهای مدل سازی <sup>۱</sup>				شرایط
کنش کل، رادیان				نسبت مقاومت باقی مانده	زاویه دورانی خمیری (رادیان)			
سطح عملکرد					IO	b	a	
نوع عضو		اصلی						
غیر اصلی		اصلی		c	b	a		
CP	LS	CP	LS					
<b>الف - ستون هایی که به صورت میله ی فشاری مدل شده باشند<sup>۳</sup></b>								
۰/۰۴	۰/۰۳	۰/۰۲۰	۰/۰۱۵	۰/۰۰۳	۰/۴	۰/۰۴	۰/۰۲	ستون هایی که در تمام طول محصور باشند <sup>۲</sup>
۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۰۳	۰/۰۰۲	۰/۰۰۲	۰/۲	۰/۰۱	۰/۰۰۳	بقیه ی موارد
<b>ب - ستون هایی که به صورت میله ی کششی مدل شده باشند<sup>۳</sup></b>								
۰/۰۵	۰/۰۴	۰/۰۴	۰/۰۳	۰/۰۱	۰/۰	۰/۰۵	۰/۰۵	ستون هایی بدون وصله یا با وصله های به طور مناسب محصور شده
۰/۰۳	۰/۰۲	به زیرنویس مراجعه شود <sup>۴</sup>		۰/۲	۰/۰۳	به زیرنویس مراجعه شود <sup>۴</sup>	سایر موارد	
<p>۱- در این مورد از درون بایی خطی نباید استفاده کرد.</p> <p>۲- ستونی در تمام طول محصور فرض می شود که مقدار تنگ آن در طول ارتفاع طبقه و اتصال مساوی سه چهارم مقداری که طبق ضوابط طراحی برای اعضای مرزی در دیوارهای برشی بتنی لازم است، باشد. حداکثر فاصله ی طولی مجموعه ی تنگ ها نباید بیش تر از <math>h/3</math> یا <math>8db</math> باشد.</p> <p>۳- در صورتی که به خاطر تغییرجهت بار در یک ستون هم شرط (الف) و هم (ب) صادق شود، هر دوی این شرایط باید کنترل شوند.</p> <p>۴- امکان شکست در وصله باید مستقیماً بررسی شود تا معیارهای مدل سازی و پذیرش معین شوند. برای این موارد به روش کلی بند (۱۲-۳-۲) مراجعه شود. برای اعضای اصلی، سطح عملکرد CP به عنوان تغییرشکلی که در آن کاهش مقاومت شروع می شود، تعریف می شود. میزان تغییرشکل متناظر با سطح عملکرد LS برابر با سه چهارم آن مقدار اختیار می شود.</p>								

#### ۱۲-۴-۴ قاب های بتنی مهاربندی شده

#### ۱۲-۴-۴-۱ انواع قاب های بتنی مهاربندی شده

قاب های بتن مسلح مهاربندی شده قاب هایی هستند که از اعضای یکپارچه و غیر پیش تنیده ی تیر، ستون و مهارهای قطری که محورشان در محل اتصالی تیر- ستون متقارب است، تشکیل شده و بارهای جانبی را عمدتاً با عملکرد خرابایی تحمل می کنند. اگر در قاب های بتنی مهاربندی شده میان قاب های مصالح بنایی وجود داشته باشد، ضوابط مربوط به قاب های با میان قاب نیز باید در نظر گرفته شوند.

ضوابط بند (۱۲-۴-۴) قابل اعمال به قاب های بتن مسلح مهاربندی شده ی موجود و قاب های بتن مسلح موجودی که با اضافه و کم کردن مصالح بهسازی شده اند، می باشد.

#### ۱۲-۴-۴-۲ ملاحظات کلی

مدل تحلیلی برای یک قاب بتن مسلح مهاربندی شده باید به طور مناسب ظرفیت تغییر شکل، سختی و مقاومت تیرها، ستون‌ها، مهاربندها و تمام اتصالات و اجزا را مدل‌سازی نماید. احتمال گسیختگی کششی، فشاری (شامل ناپایداری)، خمشی، برشی و گسیختگی ناشی از طول مهاری ناکافی در هر مقطع باید در نظر گرفته شود.

اندرکنش با سایر اجرای سازه‌ای و غیر سازه‌ای نیز باید در نظر گرفته شود. از المان‌های یک بعدی که مشخصات آن‌ها روی محورشان متمرکز فرض می‌شود می‌توان برای تشکیل مدل تحلیلی قاب استفاده کرد. مدل تحلیلی باید با ضوابط بند (۱۲-۴-۱-۲) مطابقت داشته باشد.

در قاب‌هایی که در بعضی دهانه‌ها دارای مهاربندی و در بعضی دهانه‌های دیگر فاقد مهاربندی باشند، اثر مهاربندی باید در مدل تحلیلی مدل‌سازی شود و دهانه‌های فاقد مهاربندی را می‌توان به صورت قاب و با در نظر گرفتن ضوابط بخش‌های دیگر این بند مدل نمود. اگر وجود مهاربندی موجب ناپیوستگی عمودی در قاب شود، اثرات این ناپیوستگی بر عملکرد کلی ساختمان باید ملحوظ شود.

تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی در اعضای اصلی باید منحصر به خمش و بار محوری در ستون‌ها، تیرها و مهارها شود. تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی دیگر می‌توانند در اعضای غیر اصلی رخ دهند. معیارهای پذیرش مطابق ضوابط بند (۱۲-۴-۴-۵) می‌باشد.

#### ۱۲-۴-۴-۳ سختی

#### ۱۲-۴-۴-۱ روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

در قسمت‌های مهاربندی شده‌ی قاب می‌توان تیرها، ستون‌ها و مهارها را تنها با در نظر گرفتن انعطاف‌پذیری متناظر با کشش و فشاری محوری مدل نمود.

قسمت‌های بدون مهاربندی قاب‌ها را می‌توان مطابق ضوابط مربوط به قاب‌ها مدل‌سازی کرد. سختی‌های موثر باید طبق ضوابط بند (۱۲-۳-۱-۲) به دست آیند.

#### ۱۲-۴-۴-۲ روش استاتیکی غیر خطی

روابط غیر خطی بار- تغییر شکل باید با ضوابط بند (۱۲-۳-۱-۲) مطابقت داشته باشد.

در قسمت‌های مهاربندی شده، تیرها، ستون‌ها و مهارها به صورت المان میله‌ی غیر خطی یا روش‌های دیگری که ثابت شده باشد قادر به ارایه‌ی مناسب رفتار اعضای بتن مسلحی که رفتارشان عمدتاً ناشی از کشش و فشار محوری است، مدل‌سازی می‌شوند.

در قسمت‌های مهاربندی نشده، مدل‌های به کار گرفته شده برای تیرها و ستون‌ها باید با ضوابط ارایه شده برای قاب‌ها در بند (۱۲-۴-۱-۲-۲-۲) مطابقت داشته باشد. مدل‌های به کار گرفته شده باید قادر به ارایه‌ی پاسخ غیر ارتجاعی در طول اعضا و در اتصالات باشند.

روابط بار- تغییر شکل یکنوا می‌تواند مطابق رابطه‌ی کلی ارایه شده در شکل (۱۲-۱) باشد و یا از روابط دیگری که با آزمایش تایید شده باشند استفاده شود. رابطه‌ی کلی نیرو- تغییر شکل باید به نحوی در نظر

گرفته شود که مقاومت حداکثر با مشخصات و ضوابط مقاومت طراحی در بندهای (۲-۳-۱۲) و (۱-۴-۱۲) مطابقت داشته باشد. مقادیر عددی متغیرهای نشان داده شده در شکل (۱-۱۲) را می‌توان از طریق انجام آزمایشات، تحلیل‌های منطقی و یا معیارهای بند (۲-۲-۲-۳-۴-۱۲) و با مدل‌سازی مهارها به عنوان ستون طبق جدول (۱۳-۱۲) به دست آورد.

#### ۱۲-۴-۴-۳ روش دینامیکی غیر خطی

روابط غیر خطی بار- تغییر شکل برای به کارگیری در روش دینامیکی غیر خطی باید رفتار چرخه‌ای کامل هر عضو را مطابق آنچه از آزمایش حاصل شود مدل‌سازی نماید. مشخصات باربرداری و بارگذاری به کار گرفته شده باید پدیده‌های کاهش سختی و مقاومت را در بر داشته باشد.

#### ۱۲-۴-۴-۴ مقاومت

مقاومت اعضا باید طبق ضوابط کلی بند (۲-۳-۱۲) و نیز ضوابط بند (۳-۲-۱-۴-۱۲) محاسبه شوند. اثر ناپایداری مهارها باید در نظر گرفته شود.

#### ۱۲-۴-۴-۵ معیارهای پذیرش

#### ۱۲-۴-۴-۵-۱ روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

کلیدی رفتارها و تلاش‌ها باید طبق ضوابط بند (۴-۸) به دو دسته‌ی کنترل شونده توسط نیرو و کنترل شونده توسط تغییر شکل طبقه‌بندی شوند. تلاش‌ها و رفتارهای کنترل شونده توسط تغییر شکل در اعضای اصلی به تلاش خمشی و محوری در تیرها و ستون‌ها و تلاش محوری در مهاربندها محدود می‌شود. در مورد اعضای غیر اصلی، رفتارهای کنترل شونده توسط تغییر شکل به مواردی که در این بند برای قاب و قاب مهاربندی شده تعیین شده، محدود می‌شود.

تلاش‌های محاسبه شده اعضا باید ضوابط بند (۲-۱-۳-۹) را تامین نماید. ضرایب  $m$  برای قاب‌های بتنی برابر همان مقادیری است که در بخش‌های مربوط در این بند ارائه شدند. ضرایب  $m$  برای تیرها، ستون‌ها و مهاربندهایی که به صورت اعضای کششی و فشاری مدل‌سازی می‌شوند باید مطابق مقادیر داده شده برای ستون‌ها در جدول (۱۲-۱۲) باشد. در صورتی که احتمال کماتش عضو موجود باشد، می‌توان ضرایب  $m$  را به نصف مقادیری که در جدول ارائه شده تقلیل داد با این توجه که حداقل  $m$  حاصل برابر یک فرض شود. از مقادیر و روش‌های دیگری که با آزمایش و یا تحلیل تایید شده باشند نیز می‌توان استفاده کرد.

#### ۱۲-۴-۴-۵-۲ روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیر خطی

تلاش‌های محاسبه شده برای اجزا باید ضوابط بند (۲-۱-۴-۹) را تامین نموده و از مقادیر عددی داده شده در جدول (۱۳-۱۲) یا سایر جداول مربوط به قاب در بخش‌های دیگر این بند بیشتر نشود. در صورتی که برای عضو یا تلاشی که در این جداول نیامده، رفتار غیر خطی به دست آید، عملکرد غیر قابل قبول تلقی می‌شود. از روش‌ها و مقادیر عددی دیگر در صورتی که با شواهد آزمایشگاهی و تحلیلی تایید شوند نیز می‌توان استفاده کرد.

## ۱۲-۴-۴-۶ معیارهای بهسازی

اعضای قاب بتنی مهاربندی شده‌ای را که معیارهای پذیرش سطح عملکرد مورد نظر را تامین نمی‌کنند باید بهسازی نمود. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۱۲-۳-۷) و سایر موارد این استاندارد باشد.

## ۱۲-۵ اجزای سازه‌ای بتنی

اجزای سازه‌ای بتنی شامل دیوارهای برشی، دیافراگم‌ها و پی‌ها بتنی در این قسمت بررسی می‌شوند. در بند (۱۲-۵-۱) دیوارهای برشی بتنی و در بند (۱۲-۵-۲) دیوارهای برشی پیش‌ساخته بررسی خواهند شد. دیافراگم‌ها و اجزای پی‌ها در قسمت‌های بعد بررسی می‌شود. دیافراگم‌ها در دو قسمت دیافراگم بتنی و دیافراگم‌های بتنی پیش‌ساخته به ترتیب در بندهای (۱۲-۵-۳) و (۱۲-۵-۴) و نهایتاً ضوابط مربوط به اجزای پی بتنی در بند (۱۲-۵-۵) آرایه خواهند شد.

## ۱۲-۵-۱ دیوارهای برشی بتنی

### ۱۲-۵-۱-۱ انواع دیوارهای برشی بتنی و اجزای مربوط

ضوابط بند (۱۲-۵-۱) قابل اعمال به همه دیوارهای برشی در همه نوع سیستم‌های ساختمانی که از دیوار برشی استفاده می‌کنند می‌باشد. این موارد شامل دیوارهای برشی مستقل دیوارهای برشی که در سیستم سازه‌ای دوگانه (قاب-دیوار) استفاده می‌شود، دیوارهای برشی کوپله و دیوارهای برشی ناپیوسته می‌باشد. در صورتی که بازشوهای موجود در دیوار، بر مقاومت بار رفتار غیر ارتجاعی دیوار، بر مقاومت بار رفتار غیر ارتجاعی دیوار تاثیر قابل ملاحظه‌ای نداشته باشند می‌توان دیوار را به صورت یکپارچه مدل نمود. دیوارهای برشی بازشودار دیوارهایی هستند که بازشوها در آن‌ها به صورت نسبتاً منظم توزیع شده‌اند که دیوار را به از پایه‌ها و تیرهای عمیق که به نام «قطعات دیوار» خوانده می‌شوند، تجزیه می‌کنند. تیرهای کوپله (همبند) و ستون‌هایی که به عنوان تکیه‌گاه دیوارهای برشی ناپیوسته عمل می‌کنند باید ضوابط بند (۱۲-۵-۱-۲) را تامین نمایند. این اجزای ویژه مربوط به دیوارهای برشی از ضوابط مربوط به تیرها و ستون‌های قاب‌ها به نحوی که در بند (۱۲-۴-۱) بیان شده مستثنی هستند.

### ۱۲-۵-۱-۱-۱ دیوارهای برشی یکپارچه و قطعات دیوار

دیوارهای برشی بتن مسلح یکپارچه شامل المان‌های قائم درجا ریخته شده، به صورت کوپله و غیر کوپله با فرم سطح مقطع بسته یا باز می‌باشند. این دیوارهای باید سطح مقطع‌های نسبتاً پیوسته داشته و برخلاف دیوارهای میان قاب تعریف شده در مورد دوم بند (۱۲-۴-۳-۱) باید هم در مقابل بار ثقلی و هم بار جانبی مقاومت داشته باشند.

دیوارهای برشی یا قطعات دیوار با نیروهای محوری بزرگ‌تر از  $0.35P_0$  (نیروی محوری حداکثر قابل تحمل توسط دیوار) در تحمل بار زلزله موثر فرض نمی‌شوند. حداکثر فاصله‌ی افقی و عمودی آرماتورها نباید از ۴۵cm بیشتر باشد. دیوارهایی که نسبت آرماتور آن‌ها از ۰.۰۲۵ کمتر باشد ولی فاصله‌ی آرماتورها کمتر از ۴۵cm باشد، از دید این استاندارد می‌توانند در تحمل بار جانبی سهیم باشند به شرطی که نیروی برشی نیاز از مقاومت برشی اسمی کاهش یافته‌ی دیوار که طبق بند (۱۲-۵-۱-۲-۳) محاسبه شده، کمتر باشد.

۱۲-۵-۱-۱-۲ ستون‌های بتن مسلحی که دیوارهای برشی ناپیوسته بر آن‌ها اتکا دارند  
ستون‌های بتن مسلحی که دیوارهای برشی ناپیوسته بر آن‌ها اتکا دارند باید براساس ضوابط بند (۱۲-۵-۱-۲)  
(۲) ارزیابی و بهسازی شوند.

#### ۱۲-۵-۱-۱-۳ تیرهای کوبله‌ی بتن مسلح

تیرهای کوبله (هم‌بند) بتن مسلح که برای اتصال دو دیوار برشی به هم به کار می‌روند باید براساس ضوابط  
بند (۱۲-۵-۱-۲) ارزیابی و بهسازی شوند.

۱۲-۵-۱-۲ دیوارهای برشی بتن مسلح، قطعات دیوار، تیرهای کوبله و ستون‌های بتن مسلح که دیوارهای  
برشی ناپیوسته بر آن‌ها اتکا دارند

#### ۱۲-۵-۱-۲-۱ ملاحظات کلی

مدل تحلیلی برای یک دیوار برشی باید به طور مناسب ظرفیت تغییر شکل، سختی و مقاومت دیوار برشی را  
مدل‌سازی نماید. احتمال گسیختگی خمشی، برشی و گسیختگی ناشی از طول مهاریه ناکافی در هر مقطع  
دیوار برشی باید در نظر گرفته شود. اندرکنش با سایر اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای باید در نظر گرفته شود.  
دیوارهای برشی لاغر و قطعات دیوار را می‌توان به صورت المان‌های تیر-ستون معادل با در نظر گرفتن تغییر  
شکل‌های خمشی و برشی مدل نمود. در محاسبه‌ی مقاومت خمشی المان‌های تیر-ستون باید اندرکنش بین  
نیروی محوری و خمش در نظر گرفته شود. طول قطعه صلب بین گره تیر-ستون تا المان تیر-ستون  
معادل، برابر فاصله مرکز سطح دیوار تا لبه‌ی دیوار می‌باشد. برای دیوارها با مقاطع نامتقارن، باید تفاوت  
ظرفیت خمشی در دو جهت بارگذاری مدل شوند.

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

در رفتار غیر ارتجاعی المان باید اثرات کاهش مقاومت و سختی برشی ناشی از بارگذاری چرخه‌ای با دامنه‌ی  
تغییر شکل‌های زیاد، ملحوظ شود. برای تیرهای کوبله‌ای که دارای آرماتور قطری، مطابق ضوابط آیین‌نامه‌ی  
بتن ایران می‌باشند، می‌توان از المان تیری که تنها اثر خمش را در نظر می‌گیرد استفاده نمود.

برای ستون‌هایی که دیوارهای برشی ناپیوسته بر آن‌ها اتکا دارند، مدل به کار گرفته شده باید قادر به در نظر  
گرفتن تلاش‌های فشاری محوری، کشش محوری، خمش و برش و نیز پدیده‌ی کاهش سریع مقاومت (وقتی  
که امکان این رفتار تحت بارگذاری طرح وجود داشته باشد) باشد. عملکرد دیافراگمی دال‌های بتنی که  
دیوارهای برشی و ستون‌های قاب‌ها را به هم متصل می‌کند باید در مدل ارایه شود.

#### ۱۲-۵-۱-۲-۲ سختی

سختی موثر تمام اعضایی که در بند (۱۲-۵-۱) بحث شدند باید با توجه به مشخصات مصالح آن‌ها، ابعاد  
عضو، میزان آرماتور، شرایط مرزی و نیز وضعیت فعلی عضو از لحاظ سطح تنش و وضعیت ترک خوردگی  
تعیین شوند.

راه دیگر تعیین سختی‌های موثر استفاده از مقادیر پیشنهادی جدول (۱۲-۲) می‌باشد. برای به دست آوردن

توزیع مناسب نیروهای جانبی در ساختمان‌های با دیوارهای برابر، تمام دیوارها را می‌توان یا در وضعیت بدون ترک و یا ترک خورده فرض کرد. در ساختمان‌هایی که مقاومت در برابر بار جانبی یا توسط دیوارهای سازه‌ای به تنهایی تامین می‌شود و یا ترکیبی از دیوارها و قاب‌ها مقاومت جانبی را تامین می‌کنند، تمام دیوارهای برشی و یا قطعات دیوار بحث شده در این بخش به صورت ترک خورده فرض می‌شوند.

برای تیرهای کوبله، از مقادیر سختی موثر داده شده در جدول (۱۲-۲) برای تیرهای بدون پیش تنیدگی استفاده می‌شود مگر این که با استفاده از تحلیلی دقیق‌تر مقدار سختی تخمین زده شود. سختی موثر ستون-هایی که دیوارهای برشی ناپیوسته بر آنها اتکا دارند برای هر جهت بارگذاری که می‌تواند منجر به ایجاد کشش یا فشار در آنها شود یکی از دو مقدار مربوط خواهد بود.

#### ۱۲-۵-۱-۲-۲-۱ روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

در مدل‌سازی دیوارهای برشی و اجزای مربوط باید سختی‌های محوری، خمشی و برشی در نظر گرفته شوند. برای دیوارهای با سطح مقطع بسته یا باز از قبیل جعبه، T، L، I و C از ضوابط بند (۱۲-۳-۱-۳) برای تعیین پهنای موثر فشاری و یا کششی استفاده می‌شود. در مورد مقادیر سختی‌های محاسباتی که در تحلیل‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند، باید ضوابط بند (۱۲-۳-۱-۲) را به کار برد. اتصالات بین دیوارهای برشی و اعضای قاب را بنا به مورد می‌توان به صورت اجزای صلب مدل نمود.

#### ۱۲-۵-۱-۲-۲-۲ روش استاتیکی غیر خطی

روابط غیر خطی نیرو-تغییر شکل باید طبق ضوابط بند (۱۲-۳-۱-۲) در نظر گرفته و در روش استاتیکی غیر خطی به کار گرفته شوند. روابط یکنوای بار-تغییر شکل برای مدل‌های تحلیلی دیوارهای برشی، المان-های دیوار، تیرهای کوبله و ستون‌هایی که دیوارهای برشی ناپیوسته بر آنها اتکا دارند، باید مطابق رابطه‌ی کلی شکل (۱۲-۱) باشد. برای دیوارهای برشی و قطعات دیواری که تحت اثر بار جانبی رفتار غیر ارتجاعی خمشی دارند و نیز برای ستون‌هایی که دیوارهای برشی ناپیوسته بر آنها اتکا دارند می‌توان از روش زیر استفاده کرد.

منحنی بار-تغییر شکل (۱۲-۱) در نظر گرفته شده و در آن محور  $x$  نمایشگر میزان چرخش در بالای منطقه‌ی مفصل پلاستیک در انتهای عضو مطابق آنچه در شکل (۱۲-۲) نشان داده شده فرض می‌شود. میزان چرخش مفصل در نقطه‌ی B در شکل (۱۲-۱) متناظر است با میزان چرخش در نقطه جاری شدن،  $\theta_y$ ، که مقدار آن را می‌توان از رابطه‌ی (۱۲-۴) محاسبه نمود:

$$\theta_y = \left[ \frac{M_y}{E_c I} \right] l_p \quad (۱۲-۴)$$

که در این معادله:

$M_y$ : ظرفیت لنگر تسلیم (جاری شدن) دیوار برشی یا قطعه‌ی دیوار می‌باشد؛

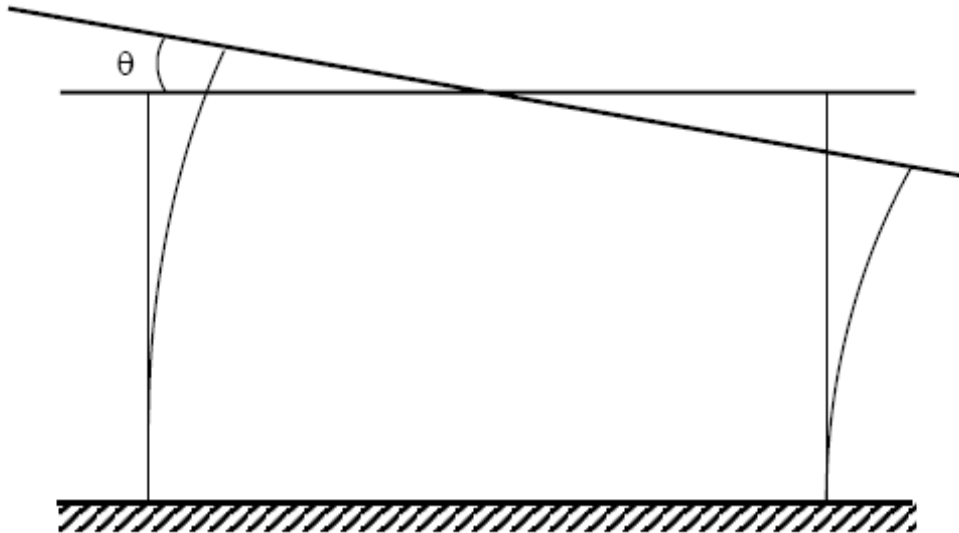
$E_c$ : ضریب ارتجاعی بتن می‌باشد؛

$I$ : لنگر اینترسی عضو است؛

$l_p$ : طول فرض شده برای مفصل پلاستیک است.

در مدل‌های تحلیلی دیوارهای برشی و قطعات دیوار، مقدار  $l_p$  برابر نصف طول دیوار در پلان و یا ارتفاع طبقه‌ی همکف، هر کدام که کمتر باشد، برای ستون‌هایی که دیوارهای برشی ناپیوسته را تحمل می‌کنند، مقدار  $l_p$  برابر نصف عمق موثر خمشی عضو فرض می‌شود. مقادیر متغیرهای  $a$ ،  $b$  و  $c$  که برای تعیین  $D$ ،  $C$  و  $E$  در شکل (۱-۱۲ الف) مورد نیازند در جدول (۱۶-۱۲) داده شده‌اند. برای دیوارهای برشی و قطعات دیواری که پاسخ غیر ارتجاعی آن‌ها با برش کنترل می‌شود، می‌توان از روش زیر استفاده کرد:

چرخش مفصل پلاستیک  $\theta =$



شکل (۲-۱۲) چرخش مفصل خمیری در دیوار برشی برای حالتی که خمش بر رفتار غیر ارتجاعی حاکم است

رابطه‌ی بار- تغییر شکل مطابق شکل (۱-۱۲ ب) در نظر گرفته و محور  $x$  در آن شکل به عنوان تغییر مکان جانبی نسبی فرض می‌شود. برای دیوارهای برشی مقدار این تغییر مکان نسبی به عنوان تغییر مکان نسبی طبقه مطابق آنچه در شکل (۳-۱۲) نشان داده شده فرض می‌شود. برای قطعات دیوار، شکل (۳-۱۲) تعریف تغییر مکان نسبی عضو را نمایش می‌دهد.

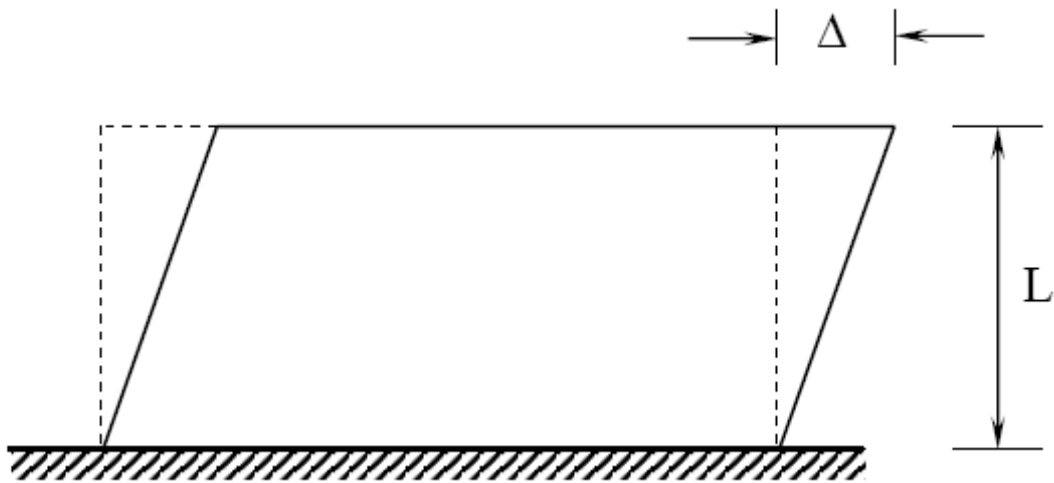
برای تیرهای کوبله روش به قرار زیر است:

رابطه‌ی بار- تغییر شکل مطابق شکل (۱-۱۲ ب) در نظر گرفته و محور  $x$  در آن شکل به عنوان چرخش عضو، به نحوی که در شکل (۴-۱۲) نمایش داده شده، اختیار می‌شود. مقادیر متغیرهای  $c$ ،  $d$  و  $e$  که برای تعیین محل نقاط  $D$ ،  $C$  و  $E$  در شکل (۱-۱۲ ب) مورد نیازند در جدول (۱۷-۱۲) داده شده‌اند. در صورتی که شرایط عضو مورد نظر بین حدود داده شده در جداول باشد می‌توان از درون‌یابی خطی استفاده کرد.

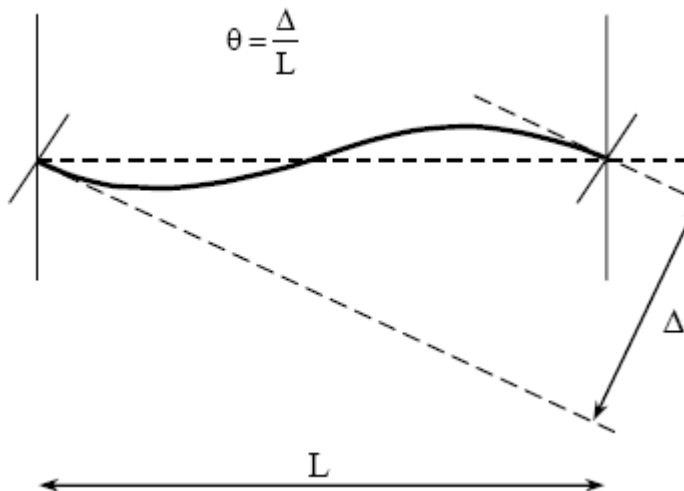
#### ۱۲-۵-۱-۲-۲-۳ روش دینامیکی غیر خطی

در روش دینامیکی غیر خطی باید رفتار کامل چرخه‌ای هر جزء با کمک مشخصاتی که از طریق آزمایش تایید شده باشند مدل‌سازی شود. می‌توان از رابطه‌ی کلی بار- تغییر شکل نشان داده شده در شکل (۱-۱۲) به عنوان رابطه‌ی پوش در تحلیل استفاده کرد. مقادیر سختی‌ها و مقاومتها در بارگذاری و باربرداری و تغییر شکل منحنی‌های چرخه‌ای بار- چرخش باید متناسب با آنچه از آزمایش‌های انجام گرفته بر اعضای دیواری

مشابه دیوار مورد بررسی حاصل شده، اختیار شوند.



شکل (۳-۱۲) تغییر مکان نسبی در دیوار برشی برای حالتی که برش بر رفتار غیر ارتجاعی حاکم است



شکل (۴-۱۲) دوران در تیرهای همبند

### ۱۲-۵-۱-۲-۳ مقاومت

مقاومت‌های اعضا باید براساس ضوابط کلی بند (۱۲-۳-۲) و با در نظر گرفتن هر گونه تغییر لازم در آنها طبق سایر ضوابط این بند محاسبه شوند. در محاسبه مقاومت‌ها باید احتمال گسیختگی خمشی، برشی با گسیختگی ناشی از طول گیرایی آرماتورها تحت بار ثقیلی و جانبی در نظر گرفته شود.

مقدار مقاومت خمشی اسمی دیوارهای برشی یا قطعات دیوار،  $M_n$  باید طبق اصول ارائه شده در آیین‌نامه‌ی بتن ایران و با فرض ضرایب ایمنی جزئی برابر یک محاسبه شود. در محاسبه مقاومت خمشی اسمی، از عرض‌های موثر بال‌های فشاری و کششی مطابق بند (۲۰-۵-۳-۱-۴) آبا می‌توان استفاده کرد. برای تعیین مقاومت جاری شدن خمشی دیوار برشی، که با نقطه‌ی B در شکل (۱۲-۱ الف) مشخص است، تنها باید میلگردهای طولی واقع در عضو مرزی در نظر گرفته شوند. در صورتی که دیوار فاقد اعضای مرزی باشد، تنها



میلگردهایی که در ۲۵ درصد انتهایی مقطع دیوار قرار دارند باید در محاسبه مقاومت تسلیم دخالت داده شوند. برای محاسبه مقاومت خمشی اسمی دیوار که با نقطه‌ی C در شکل (۱۲-۱ الف) متناظر است، تمام میلگردهای طولی (شامل میلگردهای جان) باید در محاسبه دخالت داده شوند. در کلیه محاسبات مربوط به محاسبه مقاومت خمشی، مقاومت تسلیم آرماتورهای طولی باید برابر مقاومت تسلیم مورد انتظار با در نظر گرفتن اثرات اضافه مقاومت و سخت شدگی کرنش، فرض شود. نیروی محوری وارد شده بر دیوار باید شامل اثرات بارهای ثقلی مطابق ضوابط بند ۹ باشد.

مقاومت برشی اسمی دیوار برشی یا قطعه‌ی دیوار،  $V_n$ ، باید براساس ضوابط فصل بیستم آیین‌نامه‌ی بتن ایران تعیین شود. مقاومت برشی اسمی ستون‌هایی که دیوارهای برشی ناپیوسته را تحمل می‌کنند نیز باید براساس ضوابط فصل بیستم آیین‌نامه‌ی بتن ایران تعیین شود. در کلیه محاسبات مربوط به محاسبه مقاومت برشی، باید از مقاومت جاری شدن تعیین شده بدون ضریب استفاده شود. برای این حالت، تفاوتی بین مقاومت‌های برشی جاری شدن و اسمی که متناظر با نقاط B و C در شکل (۱۲-۱) می‌باشند، وجود ندارد.

اگر درصد میلگرد افقی یک دیوار برشی یا قطعه‌ی دیوار، pH، کمتر از ۰/۰۰۲۵ ولی بزرگ‌تر از ۰/۰۰۱۵ باشد، در محاسبه مقاومت برشی دیوار می‌توان مطابق فوق از آیین‌نامه‌ی بتن ایران استفاده کرد. در صورتی که درصد میلگرد جانبی کمتر از ۰/۰۰۱۵ باشد می‌توان سهم میلگردهای دیوار را در مقاومت برشی ثابت و برابر مقدار حاصل در حالت  $pH=0/0015$  فرض نمود.

طول وصله برای آرماتورهای طولی اصلی را می‌توان براساس ضوابط بند (۱۲-۳-۵) ارزیابی نمود. در صورتی که سطح تنش آرماتور در مقاطعی توسط طول وصله کنترل شود، باید مقاومت‌های خمشی کاهش یافته محاسبه شوند. نیاز به آرماتور محصورکننده برای اعضای مرزی دیوار برشی را می‌توان با توجه به ضوابط آیین‌نامه‌ی بتن ایران ارزیابی نمود. مقاومت‌های برشی و خمشی اسمی تیرهای کوپله براساس ضوابط فصل بیستم آیین‌نامه‌ی بتن ایران محاسبه می‌شوند. در این محاسبات از مقاومت مورد انتظار آرماتورهای طولی و قطری استفاده می‌شود.

مقاومت‌های برشی و خمشی اسمی ستون‌هایی که دیوارهای برشی ناپیوسته بر آنها اتکا دارند، طبق ضوابط بند (۱۲-۴-۱-۳) ارزیابی می‌شوند.

## ۱۲-۵-۱-۲-۴ معیارهای پذیرش

### ۱۲-۵-۱-۲-۴-۱ روش‌های استاتیکی و دینامیکی خطی

دیوارهای برشی، قطعات دیوار، تیرهای کوپله و ستون‌هایی که دیوارهای برشی ناپیوسته را تحمل می‌کنند را باید طبق ضوابط بند (۲-۴) به یکی از دو دسته‌ی کنترل شونده توسط نیرو یا کنترل شونده توسط تغییر شکل طبقه‌بندی کرد. برای ستون‌هایی که دیوارهای برشی ناپیوسته را تحمل می‌کنند، رفتار کنترل شونده توسط تغییر مکان باید به رفتار خمشی محدود شود. در سایر اعضا، رفتار کنترل شونده توسط تغییر مکان باید به خمش یا برش محدود شود؛ بقیه‌ی تلاش‌ها باید به رفتار خمشی محدود شود. در سایر اعضا، رفتار کنترل شونده توسط تغییر مکان باید به خمش یا برش محدود شود؛ بقیه‌ی تلاش‌ها باید کنترل شونده

توسط نیرو فرض شوند.

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

نیروی طراحی (خمش، برش، یا نیروی منتقل شده در محل وصله یا مهار) اعضا باید مطابق ضوابط بند ۳ تعیین شوند. در تعیین مقادیر مناسب برای نیروهای طراحی، باید به بارهای ثقلی و نیز مقدار حداکثر نیروهایی که با توجه به رفتار غیر خطی در اعضای مجاور، امکان انتقال به عضو مورد نظر را دارند توجه شود. نیروی طراحی باید با مقاومت‌های طراحی مطابق ضوابط بند (۹-۴-۱-۲) مقایسه شوند. جداول (۱۲-۱۴) و (۱۲-۱۵) مقادیر  $m$  را جهت استفاده در رابطه‌ی (۹-۱۹) به دست می‌دهند. در صورتی که شواهد آزمایشگاهی موجود باشد می‌توان از مقادیر متفاوتی برای  $m$  استفاده کرد.

#### ۱۲-۵-۱-۲-۴-۲ روش‌های استاتیکی و دینامیکی غیر خطی

در مدل طراحی، پاسخ غیر ارتجاعی باید محدود به نیروها و اعضایی که در جداول (۱۲-۱۶) و (۱۲-۱۷) آمده‌اند شود مگر این که نشان داده شود که وجود رفتارهای غیر ارتجاعی دیگر برای بعضی سطوح عملکرد قابل توجیه می‌باشد.

برای اعضایی که رفتار غیر ارتجاعی از خود نشان می‌دهند، مقدار سایر پاسخ‌ها (نیروها، لنگرها، یا لنگرهای پیچشی) در عضو متناظر با مقدار پارامتر پاسخی که باعث رفتار غیر ارتجاعی می‌شود، می‌باشد. برای سایر پاسخ‌ها، باید نشان داده شود که مقدار آن‌ها کمتر از ظرفیت‌های اسمی آن‌ها می‌باشد.

اجزایی که پاسخ غیر ارتجاعی دارند باید ضوابط بند (۹-۴-۲) را تامین نمایند و مقدار حداکثر چرخش‌های مفصل خمیری، تغییر مکان نسبی یا زاویه‌ی چرخش عضو نباید از مقادیری که در جداول (۱۲-۱۶) و (۱۲-۱۷) برای سطح عملکرد خاص داده شده‌اند بیشتر شوند. اگر شرایط عضو مورد مطالعه بین حدود آرایه شده در جدول باشد می‌توان با استفاده از درون‌یابی خطی مقادیر را محاسبه کرد.

#### ۱۲-۵-۱-۵-۲ معیارهای بهسازی

اگر دیوارهای برشی بتن مسلح، قطعات دیوار، تیرهای کوپله و ستون‌هایی که دیوارهای برشی ناپیوسته را تحمل می‌کنند، معیارهای پذیرش را برای سطح عملکرد مورد نظر تامین نمی‌کنند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید با ضوابط بند (۱۲-۳-۷) و سایر موارد این استاندارد باشد.

جدول (۱۲-۱۴) - معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی - اعضای کنترل‌شونده با خمش

ضرایب m					شرایط		
سطح عملکرد							
نوع عضو				IO			
غیر اصلی		اصلی					
CP	LS	CP	LS				
<b>الف- دیوارهای برشی یا قطعات دیوار</b>							
					محصورشدگی مرزی <sup>۱</sup>	$\frac{shear}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$ <sup>۵</sup>	$\frac{[A_s - A'_s] f_y + P}{t_w l_w f_c}$
۸	۶	۶	۴	۲	بله	$\leq 3$	$\leq 0.1$
۶	۴	۴	۳	۲	بله	$\geq 6$	$\leq 0.1$
۶	۴	۴	۳	۱/۵	بله	$\leq 3$	$\geq 0.25$
۴	۲/۵	۲/۵	۲	۱/۲۵	بله	$\geq 6$	$\geq 0.25$
۶	۴	۴	۲/۵	۲	خیر	$\leq 3$	$\leq 0.1$
۴	۲/۵	۲/۵	۲	۱/۵	خیر	$\geq 6$	$\leq 0.1$
۳	۲	۲	۱/۵	۱/۲۵	خیر	$\leq 3$	$\geq 0.25$
۲	۱/۷۵	۱/۷۵	۱/۵	۱/۲۵	خیر	$\geq 6$	$\geq 0.25$
<b>ب- ستونهایی که دیوارهای برشی ناپیوسته به آنها اتکا دارند</b>							
					آرماتور عرضی <sup>۲</sup>		
----	----	۲	۱/۵	۱	واجد شرایط		
----	----	۱	۱	۱	فاقد شرایط		
<b>ج- تیرهای کوبله‌کننده دیوارهای برشی<sup>۳</sup></b>							
						$\frac{shear}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$ <sup>۵</sup>	آرماتور طولی و عرضی <sup>۴</sup>
۹	۶	۶	۴	۲		$\leq 3$	آرماتور طولی و آرماتور عرضی واجد شرایط
۷	۴	۴	۳	۱/۵		$\geq 6$	
۸	۵	۵	۲/۵	۱/۵		$\leq 3$	آرماتور طولی و آرماتور عرضی فاقد شرایط
۴	۲/۵	۲/۵	۱/۸	۱/۲		$\geq 6$	
۱۰	۷	۷	۵	۲		----	آرماتور قطری
<p>۱- ضوابط محصورشدگی مرزی همان ضوابط ارایه‌شده در آیین‌نامه‌ی طراحی سازه‌های بتن مسلح می‌باشد.</p> <p>۲- ضوابط برای واجد شرایط بودن آرماتور عرضی در ستون عبارتند از: (الف) فاصله‌ی تنگ‌ها در کل ارتفاع ستون کم‌تر یا مساوی <math>d/3</math> باشد. (ب) مقاومت تامین‌شده <math>V_s</math> توسط تنگ‌ها از مقاومت برشی موردنیاز ستون بیشتر یا با آن مساوی باشد.</p> <p>۳- در مورد تیرهای کوبله‌کننده اعضای غیراصلی با دهانه‌های کم‌تر از <math>2/5</math> متر در صورتی‌که آرماتورهای تحتانی آنها به‌طور ممتد در دیوارهای دو طرف قرار داشته باشند می‌توان مقادیر جدول را دو برابر نمود.</p> <p>۴- منظور از آرماتور طولی، آرماتورهای واقع در بالا و پایین تیرهای کوبله‌کننده موازی محور طولی آن می‌باشد. شرایط آرماتورهای عرضی واجد شرایط عبارتند از: (الف) در تمام طول تیر کوبله‌کننده خاموت‌های بسته در فاصله‌ی کمتر یا مساوی <math>d/3</math> از هم قرار داشته باشند، (ب) مقاومت تامین‌شده <math>V_s</math> توسط خاموت‌های بسته حداقل برابر با سه چهارم مقاومت برشی مورد نیاز تیر کوبله‌کننده باشد.</p> <p>۵- در رابطه‌ی فوق نیرو برحسب نیوتن و طول برحسب میلی‌متر است و برش طراحی باید برحسب آنالیز حالات حدی محاسبه شود.</p>							

جدول (۱۲-۱۵) - معیارهای پذیرش برای روش‌های خطی - اعضای کنترل‌شونده با برش

ضرایب m					شرایط	
سطح عملکرد						
نوع عضو				IO		
غیر اصلی		اصلی				
CP	LS	CP	LS	IO		
الف - دیوارهای برشی و قطعات دیوار.						
۳	۲	۳	۲	۲	کلیه‌ی دیوارهای برشی و قطعات دیوار <sup>۱</sup>	
ب - تیرهای کوپله‌کننده‌ی دیوارهای برشی <sup>۲</sup>						
					آرمتور طولی و عرضی <sup>۳</sup>	
					$\frac{\text{shear}}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$ <sup>۴</sup>	
۶	۴	۴	۳	۱/۵	$\leq 3$	آرمتور طولی و آرمتور عرضی واجد شرایط
۳/۵	۲/۵	۲/۵	۲	۱/۲	$\geq 6$	شرایط
۴	۳	۳	۲/۵	۱/۵	$\leq 3$	آرمتور طولی و آرمتور عرضی فاقد شرایط
۲/۵	۱/۵	۱/۵	۱/۲	۱/۲۵	$\geq 6$	شرایط

۱- برای دیوارهای برشی و قطعات دیواری که رفتار غیرارتجاعی آن‌ها توسط برشی کنترل می‌شود، نیروی محوری عضو باید کم‌تر یا مساوی  $0.15A_g f_c$  باشد، آرمتورهای طولی باید متقارن باشند و نیز حداکثر تنش برشی باید کم‌تر یا مساوی  $5\sqrt{f_c}$  باشد. در غیر این صورت خمش به عنوان پارامتر پاسخ کنترل‌شونده توسط نیرو فرض شود.

۲- در مورد تیرهای کوپله‌ی اعضای غیراصلی با دهانه‌های کم‌تر از ۲/۵ متر در صورتی که آرمتورهای تحتانی آنها به‌طور ممتد در دیوارهای دو طرف قرار داشته باشند می‌توان مقادیر جدول را دو برابر نمود.

۳- منظور از آرمتور طولی، آرمتورهای واقع در بالا و پایین تیرهای کوپله‌کننده موازی محور طولی آن می‌باشد. شرایط آرمتورهای عرضی واجد شرایط عبارتند از: (الف) در تمام طول تیر کوپله‌کننده خاموت‌های بسته در فاصله‌ی کمتر یا مساوی  $d/3$  از هم قرار داشته باشند، (ب) مقاومت تامین‌شده  $V_S$  توسط خاموت‌های بسته حداقل برابر با سه چهارم مقاومت برشی مورد نیاز تیر کوپله‌کننده باشد.

۴- در رابطه‌ی فوق نیرو برحسب نیوتن و طول برحسب میلی‌متر است.

جدول (۱۲-۱۶) پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش برای روش های غیرخطی - اعضای کنترل شونده با خمش

معیارهای پذیرش				پارامترهای مدل سازی <sup>۱</sup>			شرایط			
زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان				نسبت مقاومت باقیمانده	زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان					
سطح عملکرد					IO	b		a		
نوع عضو										
غیر اصلی <sup>۲</sup>		اصلی		c	b	a				
CP	LS	CP	LS							
<b>الف - دیوارهای برشی</b>										
							محصور شدگی مرزی <sup>۲</sup>	$\frac{\text{shear}}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$ <sup>۵</sup>	$\frac{[A_s - A'_s] f_y + P}{t_w l_w f_c}$	
-/۰.۲۰	-/۰.۱۵	-/۰.۱۵	-/۰.۱۰	-/۰.۰۵	-/۰.۷۵	-/۰.۲۰	-/۰.۱۵	بله	$\leq 3$	$\leq 0.1$
-/۰.۱۵	-/۰.۱۰	-/۰.۱۰	-/۰.۰۸	-/۰.۰۴	-/۰.۴۰	-/۰.۱۵	-/۰.۱۰	بله	$\geq 6$	$\leq 0.1$
-/۰.۱۲	-/۰.۰۹	-/۰.۰۹	-/۰.۰۶	-/۰.۰۳	-/۰.۶۰	-/۰.۱۲	-/۰.۰۹	بله	$\leq 3$	$\geq 0.25$
-/۰.۱۰	-/۰.۰۵	-/۰.۰۵	-/۰.۰۳	-/۰.۰۱۵	-/۰.۳۰	-/۰.۱۰	-/۰.۰۵	بله	$\geq 6$	$\geq 0.25$
-/۰.۱۵	-/۰.۰۸	-/۰.۰۸	-/۰.۰۴	-/۰.۰۲	-/۰.۶۰	-/۰.۱۵	-/۰.۰۸	خیر	$\leq 3$	$\leq 0.1$
-/۰.۱۰	-/۰.۰۶	-/۰.۰۶	-/۰.۰۴	-/۰.۰۲	-/۰.۳۰	-/۰.۱۰	-/۰.۰۶	خیر	$\geq 6$	$\leq 0.1$
-/۰.۰۵	-/۰.۰۳	-/۰.۰۳	-/۰.۰۲	-/۰.۰۱	-/۰.۲۵	-/۰.۰۵	-/۰.۰۳	خیر	$\leq 3$	$\geq 0.25$
-/۰.۰۴	-/۰.۰۲	-/۰.۰۲	-/۰.۰۱	-/۰.۰۱	-/۰.۲۰	-/۰.۰۴	-/۰.۰۲	خیر	$\geq 6$	$\geq 0.25$
<b>ب - ستون ها</b>										
										آرماتور عرضی <sup>۳</sup>
----	----	-/۰.۱۰	-/۰.۰۷	-/۰.۰۳	-/۰.۲۰	-/۰.۱۵	-/۰.۱۰			واجد شرایط
----	----	-/۰	-/۰	-/۰	-/۰	-/۰	-/۰			فاقد شرایط
<b>ج - تیرهای کوبله کننده‌ی دیوارهای برشی</b>										
										آرماتورهای طولی و عرضی <sup>۴</sup>
-/۰.۵۰	-/۰.۲۵	-/۰.۲۵	-/۰.۲	-/۰.۱۰	-/۰.۷۵	-/۰.۵۰	-/۰.۲۵		$\leq 3$	آرماتور طولی و آرماتور عرضی واجد شرایط
-/۰.۴۰	-/۰.۲۰	-/۰.۲۰	-/۰.۱۰	-/۰.۰۵	-/۰.۵۰	-/۰.۴۰	-/۰.۲		$\geq 6$	آرماتور طولی و آرماتور عرضی فاقد شرایط
-/۰.۲۵	-/۰.۲۰	-/۰.۲۰	-/۰.۱۲	-/۰.۰۶	-/۰.۵۰	-/۰.۳۵	-/۰.۲۰		$\leq 3$	آرماتور طولی و آرماتور عرضی فاقد شرایط
-/۰.۲۵	-/۰.۱۰	-/۰.۱۰	-/۰.۰۸	-/۰.۰۵	-/۰.۲۵	-/۰.۲۵	-/۰.۱۰		$\geq 6$	آرماتور قطری
-/۰.۵۰	-/۰.۳۰	-/۰.۳۰	-/۰.۱۸	-/۰.۰۶	-/۰.۸۰	-/۰.۵۰	-/۰.۳۰		----	
<p>۱- ضوابط محصورشدگی مرزی همان ضوابط ارایه شده در آیین نامه‌ی طراحی سازه‌های بتن مسلح می‌باشد.</p> <p>۲- در مورد تیرهای کوبله اعضای غیراصلی با دهانه های کم تر از ۲/۵ متر در صورتی که آرماتورهای تحتانی آنها به‌طور ممتد در دیوارهای دو طرف قرار داشته باشند می‌توان مقادیر جدول را دو برابر نمود.</p> <p>۳- ضوابط برای واجد شرایط بودن آرماتور عرضی در ستون عبارتند از: (الف) فاصله‌ی تنگ‌ها در کل ارتفاع ستون کم‌تر یا مساوی d/2 باشد. (ب) مقاومت تامین شده <math>V_s</math> توسط تنگ‌ها از مقاومت برشی موردنیاز ستون بیشتر یا با آن مساوی باشد.</p> <p>۴- منظور از آرماتور طولی، آرماتورهای واقع در بالا و پایین تیرهای کوبله کننده موازی محور طولی آن می‌باشد. شرایط آرماتورهای عرضی واجد شرایط عبارتند از: (الف) در تمام طول تیر کوبله کننده خاموت‌های بسته در فاصله‌ی کمتر یا مساوی d/3 از هم قرار داشته باشند، (ب) مقاومت تامین شده <math>V_s</math> توسط خاموت‌های بسته حداقل برابر با سه چهارم مقاومت برشی مورد نیاز تیر کوبله کننده باشد</p> <p>۵- در این رابطه نیرو برحسب نیوتن و طول برحسب میلی‌متر است.</p>										

جدول (۱۲-۱۶) پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش برای روش‌های غیرخطی-اعضای کنترل‌شونده باخمش

معیارهای پذیرش				پارامترهای مدل‌سازی <sup>۱</sup>			شرایط			
زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان				نسبت مقاومت باقیمانده	زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان					
سطح عملکرد					IO	c		b	a	
نوع عضو										
غیر اصلی <sup>۲</sup>		اصلی								
CP	LS	CP	LS							
<b>الف - دیوارهای برشی</b>										
							محصور شدگی مرزی <sup>۳</sup>	$\frac{\text{shear}}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$ <sup>۵</sup>	$\frac{[A_s - A'_s] f_y + P}{t_w l_w f_c}$	
-/۰.۲۰	-/۰.۱۵	-/۰.۱۵	-/۰.۱۰	-/۰.۰۵	-/۰.۷۵	-/۰.۲۰	-/۰.۱۵	بله	$\leq 3$	$\leq 0.1$
-/۰.۱۵	-/۰.۱۰	-/۰.۱۰	-/۰.۰۸	-/۰.۰۴	-/۰.۴۰	-/۰.۱۵	-/۰.۱۰	بله	$\geq 6$	$\leq 0.1$
-/۰.۱۲	-/۰.۰۹	-/۰.۰۹	-/۰.۰۶	-/۰.۰۳	-/۰.۶۰	-/۰.۱۲	-/۰.۰۹	بله	$\leq 3$	$\geq 0.25$
-/۰.۱۰	-/۰.۰۵	-/۰.۰۵	-/۰.۰۳	-/۰.۰۱۵	-/۰.۳۰	-/۰.۱۰	-/۰.۰۵	بله	$\geq 6$	$\geq 0.25$
-/۰.۱۵	-/۰.۰۸	-/۰.۰۸	-/۰.۰۴	-/۰.۰۲	-/۰.۶۰	-/۰.۱۵	-/۰.۰۸	خیر	$\leq 3$	$\leq 0.1$
-/۰.۱۰	-/۰.۰۶	-/۰.۰۶	-/۰.۰۴	-/۰.۰۲	-/۰.۳۰	-/۰.۱۰	-/۰.۰۶	خیر	$\geq 6$	$\leq 0.1$
-/۰.۰۵	-/۰.۰۳	-/۰.۰۳	-/۰.۰۲	-/۰.۰۱	-/۰.۲۵	-/۰.۰۵	-/۰.۰۳	خیر	$\leq 3$	$\geq 0.25$
-/۰.۰۴	-/۰.۰۲	-/۰.۰۲	-/۰.۰۱	-/۰.۰۱	-/۰.۲۰	-/۰.۰۴	-/۰.۰۲	خیر	$\geq 6$	$\geq 0.25$
<b>ب- ستون‌ها</b>										
								آرماتور عرضی <sup>۳</sup>		
----	----	-/۰.۱۰	-/۰.۰۷	-/۰.۰۳	-/۰.۲۰	-/۰.۱۵	-/۰.۱۰	واجد شرایط		
----	----	-/۰	-/۰	-/۰	-/۰	-/۰	-/۰	فاقد شرایط		
<b>ج - تیرهای کوبه‌کننده‌ی دیوارهای برشی</b>										
								$\frac{\text{shear}}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$ <sup>۵</sup>	آرماتورهای طولی و عرضی <sup>۴</sup>	
-/۰.۵۰	-/۰.۲۵	-/۰.۲۵	-/۰.۲	-/۰.۱۰	-/۰.۷۵	-/۰.۵۰	-/۰.۲۵	$\leq 3$	آرماتور طولی و آرماتور	
-/۰.۴۰	-/۰.۲۰	-/۰.۲۰	-/۰.۱۰	-/۰.۰۵	-/۰.۵۰	-/۰.۴۰	-/۰.۲	$\geq 6$	عرضی واجد شرایط	
-/۰.۳۵	-/۰.۲۰	-/۰.۲۰	-/۰.۱۲	-/۰.۰۶	-/۰.۵۰	-/۰.۳۵	-/۰.۲۰	$\leq 3$	آرماتور طولی و آرماتور	
-/۰.۲۵	-/۰.۱۰	-/۰.۱۰	-/۰.۰۸	-/۰.۰۵	-/۰.۲۵	-/۰.۲۵	-/۰.۱۰	$\geq 6$	عرضی فاقد شرایط	
-/۰.۵۰	-/۰.۳۰	-/۰.۳۰	-/۰.۱۸	-/۰.۰۶	-/۰.۸۰	-/۰.۵۰	-/۰.۳۰	----	آرماتور قطری	
<p>۱- ضوابط محصورشدگی مرزی همان ضوابط ارایه‌شده در آیین‌نامه‌ی طراحی سازه‌های بتن مسلح می‌باشد.</p> <p>۲- ضوابط برای واجد شرایط بودن آرماتور عرضی در ستون عبارتند از: (الف) فاصله‌ی تنگ‌ها در کل ارتفاع ستون کم‌تر یا مساوی <math>d/2</math> باشد. (ب) مقاومت تامین‌شده <math>V_S</math> توسط تنگ‌ها از مقاومت برشی موردنیاز ستون بیشتر یا با آن مساوی باشد.</p> <p>۳- در مورد تیرهای کوبه‌اعضای غیراصلی با دهانه‌های کم‌تر از <math>2/5</math> متر در صورتی‌که آرماتورهای تحتانی آنها به‌طور ممتد در دیوارهای دو طرف قرار داشته باشند می‌توان مقادیر جدول را دو برابر نمود.</p> <p>۴- منظور از آرماتور طولی، آرماتورهای واقع در بالا و پایین تیرهای کوبه‌کننده موازی محور طولی آن می‌باشد. شرایط آرماتورهای عرضی واجد شرایط عبارتند از: (الف) در تمام طول تیر کوبه‌کننده خاموت‌های بسته در فاصله‌ی کمتر یا مساوی <math>d/3</math> از هم قرار داشته باشند، (ب) مقاومت تامین‌شده <math>V_S</math> توسط خاموت‌های بسته حداقل برابر با سه چهارم مقاومت برشی مورد نیاز تیر کوبه‌کننده باشد.</p> <p>۵- در این رابطه نیرو برحسب نیوتن و طول برحسب میلی‌متر است.</p>										

جدول (۱۲-۱۷) پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش برای روش های غیرخطی-اعضای کنترل شونده با برش

معیارهای پذیرش				پارامترهای مدل-سازی <sup>۱</sup>			شرایط
زاویه ی دوران خمیری، رادیان				نسبت مقاومت باقیمانده	زاویه ی دوران خمیری، رادیان		
سطح عملکرد					IO	a	
نوع عضو		اصلی		c			
غیر اصلی <sup>۲</sup>		اصلی					
CP	LS	CP	LS				
الف - دیوارهای برشی یا قطعات دیوار							
۱/۵	۰/۷۵	۰/۷۵	۰/۶۰	۰/۴۰	۰/۴۰	۲/۰	۰/۷۵
همه ی دیوارهای برشی یا قطعات دیوار <sup>۲</sup>							
ج - تیرهای کوبله کننده ی دیوارهای برشی <sup>۳</sup>							
							$\frac{\text{shear}}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$ ۵
							آرماتورهای طولی و عرضی <sup>۴</sup>
۰/۰۳۰	۰/۰۲۰	۰/۰۲۰	۰/۰۱۵	۰/۰۰۶	۰/۶۰	۰/۰۲۰	۰/۰۰۲
							≤ ۳
۰/۰۲۴	۰/۰۱۶	۰/۰۱۶	۰/۰۱۲	۰/۰۰۵	۰/۳۰	۰/۰۲۴	۰/۰۱۶
							≥ ۶
۰/۰۲۰	۰/۰۱۰	۰/۰۱۰	۰/۰۰۸	۰/۰۰۶	۰/۴۰	۰/۰۲۵	۰/۰۱۲
							≤ ۳
۰/۰۱۲	۰/۰۰۷	۰/۰۰۷	۰/۰۰۶	۰/۰۰۴	۰/۲۰	۰/۰۱۴	۰/۰۰۸
							≥ ۶

۱- در مورد دیوارهای برشی و قطعات دیوار از تغییرمکان نسبی و در مورد تیرهای کوبله کننده از دوران عضو استفاده شود. به شکل های ۱۲-۳ و ۱۲-۴ مراجعه شود.

۲- برای دیوارهای برشی و قطعات دیواری که رفتار غیرارتجاعی آنها توسط برشی کنترل می شود، نیروی محوری عضو باید کم تر یا مساوی  $0.15A_g f_c$  باشد، آرماتورهای طولی باید متقارن باشند و نیز حداکثر تنش برشی باید کم تر یا مساوی  $5\sqrt{f_c}$  باشد. در غیر این صورت برش به عنوان پارامتر پاسخ کنترل شونده توسط نیرو فرض شود.

۳- در مورد تیرهای کوبله اعضای غیراصلی با دهانه های کم تر از ۲٫۵ متر در صورتی که آرماتورهای تحتانی آنها به طور ممتد در دیوارهای دو طرف قرار داشته باشند می توان مقادیر جدول را دو برابر نمود.

۴- منظور از آرماتور طولی، آرماتورهای واقع در بالا و پایین تیرهای کوبله کننده موازی محور طولی آن می باشد. شرایط آرماتورهای عرضی واجد شرایط عبارتند از: (الف) در تمام طول تیر کوبله کننده خاموت های بسته در فاصله ی کم تر یا مساوی  $d/3$  از هم قرار داشته باشند، (ب) مقاومت تامین شده  $V_s$  توسط خاموت های بسته حداقل برابر با سه چهارم مقاومت برشی مورد نیاز تیر کوبله کننده باشد.

۵- در رابطه ی فوق نیرو برحسب نیوتن و طول برحسب میلی متر است.

## ۱۲-۵-۲ دیوارهای برشی بتنی پیش ساخته

### ۱۲-۵-۲-۱ انواع دیوارهای برشی بتنی پیش ساخته

دیوارهای برشی بتنی پیش ساخته به طور معمول شامل قطعات دیواری پیش ساخته ای هستند که به طور پیوسته در ارتفاع چند طبقه ادامه یافته اند. پیوستگی این دیوارها بین دو طبقه از طریق اتصالات مکانیکی و جوشکاری با استفاده از آرماتور انتظار و بتن ریزی در جا در محل اتصال تامین می شود. اتصال بین قطعات دیوارها می تواند افقی یا قائم باشد. این دیوارها و اتصالاتشان باید به اندازه کافی مقاوم و شکل پذیر باشند. طراحی انواع ذیل از دیوارهای برشی پیش ساخته باید ضوابط بند (۱۲-۵-۲) را تامین نماید:

۱۲-۵-۲-۱-۱- دیوارهای برشی شبه درجا: دیوارهایی هستند که در آنها اتصالات بین قطعات طوری

طراحی می‌شوند که قوی‌تر از خود پانل‌های متصل شونده باشند، به طوری که رفتار سیستم دیوار پیش-ساخته در برابر بارهای جانبی قابل مقایسه با دیوارهای برشی درجا باشد. این گونه دیوارها توسط معیارهای بیان شده در بند ۱۲-۵-۱ مورد ارزیابی قرار می‌گیرند.

۱۲-۵-۲-۱-۲- دیوارهای برشی اتصالی: به دیوارهای برشی گفته می‌شود که در آن‌ها اجازه داده می‌شود رفتار غیر ارتجاعی دیوار در زلزله‌های شدید کاملاً در اتصالات بین قطعات دیوار متمرکز شود. این دیوارها توسط معیارهای بیان شده در بند ۱۲-۵-۲-۲ ارزیابی می‌شوند.

۱۲-۵-۲-۱-۳- دیوار برشی بر پا شونده<sup>۱</sup>: در این مورد اتصالات قائمی بین پانل‌های مجاور و اتصالات افقی در تراز پی و نیز هر جا که پانل‌های بر پا شونده در تماس جانبی با سقف‌ها قرار می‌گیرند وجود خواهد داشت. این دیوارها طبق معیارهای داده شده در بند ۱۲-۵-۲-۲ مورد ارزیابی قرار می‌گیرند.

### ۱۲-۵-۲-۲ عناصر سازه‌ای دیوارهای برشی بتنی پیش‌ساخته

#### ۱۲-۵-۲-۲-۱ ملاحظات کلی

مدل تحلیلی دیوار برشی بتنی پیش‌ساخته باید نمایانگر سختی، مقاومت و ظرفیت تغییر شکل کلی عضو و نیز اتصالات بین تمام اجزایی از پانل پیش‌ساخته باشد که دیوار را تشکیل می‌دهند. گسیختگی بالقوه در خمش، برش و گیرایی آرماتور در هر نقطه‌ای از پانل‌های دیوار برشی یا اتصالات آن‌ها باید مورد نظر قرار گیرد. اثر متقابل با سایر عناصر سازه‌ای و غیر سازه‌ای نیز باید به حساب آید.

دیوارهای برشی بتنی پیش‌ساخته و قطعات آن‌ها را می‌توان در تحلیل به عنوان تیر-ستون‌های معادلی مدل نمود که دارای تغییر شکل‌های خمشی و برشی هستند. اتصال تیرهای سقف‌ها به این تیر-ستون‌های معادلی مدل نمود که دارای تغییر شکل‌های خمشی و برشی هستند. اتصال تیرهای سقف‌ها به این تیر-ستون‌های معادل را می‌توان صلب در نظر گرفت در مورد دیوارهای پیش‌ساخته با مقطع غیر متقارن باید ظرفیت خمشی متفاوتی را برای بارگذاری در دو جهت متعامد منظور نمود.

در حالتی که تغییر شکل‌های برشی اثر مهم‌تری در رفتار دیوار برشی پیش‌ساخته و قطعات آن داشته باشد، بایستی از یک مدل شامل چندین فنر استفاده شود.

عمل دیافراگمی دال بتنی متصل شونده به دیوارهای برشی پیش‌ساخته و ستون‌های قاب را نیز باید به نحو مناسبی در نظر گرفت.

#### ۱۲-۵-۲-۲-۲ سختی

فرضیات مدل‌سازی تشریح شده در بند (۱۲-۵-۱-۲) در مورد دیوارهای برشی بتنی درجا و اجزای آن‌ها باید در مورد دیوارهای بتنی پیش‌ساخته نیز به کار رود. به علاوه، در مدل تحلیلی باید به طرز مناسبی سختی اتصالات بین اجزای پیش‌ساخته‌ای که دیوار را تشکیل می‌دهند نیز در نظر گرفت. این امر را می‌توان با جایگزینی دیوار با دیواری با سختی معادل به انجام رساند طوری که انعطاف‌پذیری اتصالات ملحوظ شود. روش دیگر آن است که فنرهایی به مدل اضافه شود که تغییر شکل‌های محوری، برشی و چرخشی اتصالات



بین پانل‌ها را در بر گیرد.

### الف- روش‌های خطی استاتیکی و دینامیکی

روش‌های مدل‌سازی داده شده در بند (۱۲-۵-۱-۲-۱) در ترکیب با روشی که تغییر شکل‌های اتصال را به نحو گفته شده در بالا مدل نماید، باید به کار گرفته شود.

### ب- روش غیر خطی استاتیکی

روابط غیر خطی نیرو- تغییر شکل مورد استفاده باید سازگار با دستورالعمل‌های داده شده در بند (۱۲-۳-۱-۲) باشند. روابط یک جهته نیرو- تغییر شکل مورد استفاده برای مدل‌های تحلیلی نمایشگر دیوارهای برشی پیش‌ساخته و اجزای آن‌ها باید سازگار با رابطه‌ی کلی شکل (۱۲-۱) باشند، البته استفاده از روش‌های جایگزین مبتنی بر آزمایش‌ها نیز جایز است. اگر از روابط سازگار با شکل (۱۲-۱) استفاده شود، رویکرد ذیل مجاز خواهد بود.

مقدار چرخش مفصل خمیری یا تغییر مکان نسبی در نقاط B، C و E در دو شکل کلی فوق در ادامه تعریف شده‌اند. تراز مقاومت در نقاط B و C باید مطابق با مقاومت جاری شدن و مقاومت اسمی باشد آن گونه که در بند (۱۲-۵-۱-۲-۳) تعریف شده است. نحوه‌ی تعریف مقاومت پس‌ماند روی پاره خط D-E در ادامه آمده است.

در مورد دیوارهای برشی پیش‌ساخته و اجزای آن‌ها هنگامی که خمش بر رفتار غیر خطی تحت بارگذاری جانبی حاکم است. رابطه‌ی کلی بار- تغییر مکان در شکل ۱۲-۱ (الف) مینا قرار می‌گیرد. برای چنین اعضایی، اعداد محور X شکل ۱۲-۱ (الف) را باید مقدار چرخش ناحیه‌ی مفصل خمیری در انتهای عضو در نظر گرفت (رجوع شود به شکل ۱۲-۲). اگر ضوابط طراحی شبه درجا مورد عمل است، مقدار چرخش مفصل در نقطه‌ی B مساوی چرخش جاری شدن  $\theta_y$  بوده و برابر است با آنچه در رابطه‌ی (۱۲-۵) داده شده است. از همان عبارت باید در مورد قطعات دیوار پیش‌ساخته‌ای نیز استفاده شود که خمش بر رفتار غیر ارتجاعی آن حاکم است.

اگر دیوار پیش‌ساخته از نوع ساخت و ساز اتصالی بوده و خمش بر واکنش غیر ارتجاعی آن حاکم باشد، آنگاه مقدار  $\theta_y$  را باید افزایش داد به نحوی که چرخش اتصال بین پانل‌ها یا بین پانل و پی در نظر گرفته شود.

در مورد دیوارهای برشی پیش‌ساخته و اجزای آن‌ها هنگامی که برش بر رفتار غیر ارتجاعی تحت بارگذاری جانبی حاکم است، رابطه‌ی کلی نیرو- تغییر شکل داده شده در شکل ۱۲-۱ (ب) مورد عمل قرار می‌گیرد. در مورد چنین اعضایی، اعداد محور X شکل ۱۲-۱ (ب) را باید به عنوان تغییر مکان نسبی طبقه برای دیوارهای برشی و به عنوان تغییر مکان نسبی عضو برای اجزای دیوار در نظر گرفت (شکل ۱۲-۲).

در مورد ساخت و سازی که در رده‌ی شبه درجا قرار می‌گیرد، مقادیر متغیرهای a، b و c که برای تعریف موقعیت نقاط C، D و E در شکل ۱۲-۱ (الف) مورد نیازند، در جدول (۱۲-۱۶) داده شده‌اند. هنگامی که ساخت و ساز از نوع اتصالی باشد، مقادیر a، b و c داده شده در جدول (۱۲-۱۶) باید به میزان ۵۰ درصد کاهش داده شوند، مگر این که شواهد تجربی در دست باشد که کاربرد مقادیر بزرگ‌تری را توجیه نماید. به هر حال در هیچ حالتی نباید از مقادیری بزرگ‌تر از آنچه در جدول (۱۲-۱۶) داده شده است استفاده نمود.

برای ساخت و ساز از رده‌ی شبه درجا مقادیر متغیرهای  $d$ ،  $e$  و  $c$  که برای یافتن نقاط  $C$ ،  $D$  و  $E$  در شکل ۱۲-۱ (ب) لازمند، در جدول (۱۲-۱۷) برای شرایط مربوط داده شده‌اند. در مورد ساخت و ساز اتصالی مقادیر  $d$ ،  $e$  و  $c$  از جدول (۱۲-۱۷) باید به میزان ۵۰ درصد کاهش داده شوند مگر این که شواهد تجربی کاربرد مقادیر بزرگ‌تری را اجازه دهند. در هر صورت در هیچ حالتی نباید مقادیری بزرگ‌تر از آنچه در جدول (۱۲-۱۷) آمده است را به کار برد.

در جداول (۱۲-۱۶) و (۱۲-۱۷)، می‌توان از درون‌یابی خطی بین مقادیر جدولی برای حالتی که شرایط عضو مورد تحلیل بین حدود داده شده در جداول باشد استفاده نمود.

#### پ- روش دینامیکی غیر خطی

روابط غیر خطی نیرو- تغییر مکان برای استفاده در روش دینامیکی غیر خطی، باید رفتار چرخه‌ای کامل هر جزء را با استفاده از خواصی که توسط مشاهدات تجربی تایید شده‌اند در بر گیرد. رابطه‌ی کلی شکل (۱۲-۱) را می‌توان به عنوان پوش مقادیر مورد استفاده در تحلیل دانست. سختی و مقاومت در باربرداری و بارگذاری مجدد و باریک‌شدگی (Pinching) حلقه‌های چرخه‌ای نیرو- چرخش باید بازتابی از رفتار مشاهده شده در آزمایش روی عناصر دیواری مشابه با مورد تحت بررسی باشد.

#### ۱۲-۵-۲-۲-۳ مقاومت

مقاومت دیوارهای برشی بتنی پیش‌ساخته و اجزای پانل‌ها باید مطابق با ضوابط کلی بند (۱۲-۳-۲) محاسبه شوند، به جز آنچه در اینجا تذکر داده شده است.

برای ساخت و ساز از نوع شبه درجا، روش محاسبه مقاومت‌ها در بند (۱۲-۵-۱-۲-۳) باید مورد استفاده قرار گیرد. برای سخت و ساز اتصالی، محاسبه‌ی مقاومت محوری، برشی و خمشی اتصالات بین پانل‌ها باید براساس مشخصات اندازه‌گیری شده مصالح و روش‌های شناخته شده‌ی محاسباتی باشد. برای محاسبه‌ی مقاومت محوری و خمشی ناحیه‌ی اتصال باید از مقاومت تسلیم مورد انتظار فولاد اتصال استفاده شود. برای محاسبه‌ی مقاومت برشی ناحیه‌ی اتصال باید از مقاومت جاری شدن مشخصه‌ی فولاد مسطح‌کننده و عناصر فولادی اتصال استفاده شود.

در همه‌ی دیوارهای برشی بتنی پیش‌ساخته از نوع اتصالی، مقاومت‌های تسلیم محاسباتی و اسمی در خمش و برش با هم برابر گرفته می‌شود ( $\phi = 1/0$ ). مقادیر مقاومت‌های که توسط نقاط  $B$  و  $C$  در شکل (۱۲-۱) بیان می‌شوند باید با پیروی از روش‌های داده شده در بند (۱۲-۵-۱-۲-۳) محاسبه شوند.

#### ۱۲-۵-۲-۲-۴ طراحی اتصالات

اتصالات افقی بین قطعات دیواری با قطعات پایین و بالای آن‌ها باید برای برش افقی ناشی از بار جانبی و تنش قائم ناشی از لنگر واژگونی روی دیوار طراحی شوند. اتصالات قائم بین پانل‌های مجاور نیز باید برای مولفه‌ی قائم برش وارد بر دیوار ناشی از نیروی جانبی طرح شوند.

به طور کلی استفاده از دو نوع مقاومت اتصال مجاز است. اتصال تر با استفاده از آرماتور انتظار و بتن‌ریزی درجا در محل اتصال و اتصال خشک با تعبیه‌ی ورق یا نبشی یا رزوه‌کاری و پیچ کردن و جوشکاری و پیچ

کردن و جوشکاری قطعات به یکدیگر. در هنگام استفاده از اتصال خشک طراحی اتصال باید به طوری که هم مقاومت و هم شکل پذیری کافی را دارا باشد صورت پذیرد. در هر حال این طراحی باید براساس مشخصاتی باشد که از آزمایش چرخه‌ای اتصال به دست آمده است.

#### ۱۲-۵-۲-۲-۵ معیارهای پذیرش

الف- روش‌های خطی استاتیکی و دینامیکی

برای ساخت و ساز دیوار برشی پیش‌ساخته به روش شبه درجا و برای قطعات دیواری داخلی یک پانل پیش-ساخته، از معیارهای پذیرش تعریف شده در بند (۱۲-۵-۱-۲-۴) باید پیروی شود. در مورد ساخت و ساز دیوار برشی پیش‌ساخته به صورت اتصالی نیز معیارهای پذیرش مشروح در بند (۱۲-۵-۱-۲-۴) باید به کار روند. با این تفاوت که مقادیر داده شده برای  $m$  در جداول (۱۲-۱۴) و (۱۲-۱۵) باید به میزان ۵۰ درصد کاهش داده شوند، مگر این که شواهد تجربی نشان دهد از مقادیر بزرگ‌تری می‌توان استفاده نمود. در هیچ حالتی نباید  $m$  کوچک‌تر از ۱ گرفته شود.

ب- روش‌های غیر خطی استاتیکی و دینامیکی

واکنش غیر ارتجاعی باید محدود شود به انواع دیوار برشی (و قطعات آن) و رفتارهایی که در جداول (۱۲-۱۶) و (۱۲-۱۷) فهرست شده‌اند، به جز حالتی که توسط آزمایش و تحلیل نشان داده شود عملکرد غیر ارتجاعی دیگری نیز برای دیوار با توجه به سطوح عملکردی انتخاب شده قابل قبول می‌باشد. برای اعضای که تحت رفتار غیر ارتجاعی قرار دارند، بزرگی سایر عوامل (نیروها، لنگر یا پیچش) در عضو مطابق است با بزرگی عاملی که ایجاد رفتار غیر ارتجاعی می‌نماید. باید نشان داد که بزرگی این دیگر عوامل کمتر از ظرفیت‌های اسمی آن‌ها می‌باشد.

در مورد دیوارهای برشی پیش‌ساخته از نوع شبه درجا و اجزای آن‌ها، حداکثر زاویه‌ی چرخش مفصل پلاستیک یا تغییر مکان‌های نسبی حین واکنش غیر ارتجاعی نباید از مقادیر داده شده در جداول (۱۲-۱۶) و (۱۲-۱۷) تجاوز نماید، مگر این که شواهد تجربی در دسترس باشد که مقادیر بزرگ‌تری را مجاز شمارد. به هر حال، در هیچ حالتی نباید مقادیر تغییر شکلی بزرگ‌تر از آنچه در این جداول داده شده برای ساخت و ساز اتصالی به کار گرفته شود.

اگر حداکثر مقدار تغییر شکل از مقدار جدولی متناظر آن بیشتر شود، جزء مربوط باید ناکافی محسوب شده و لازم است که این جزء یا کل سازه بهسازی شود.

از رویکردها یا مقادیر دیگری که توسط آزمایش یا تحلیل تایید شده باشند نیز می‌توان استفاده نمود.

#### ۱۲-۵-۲-۲-۶ معیارهای بهسازی

دیوارهای برشی بتنی پیش‌ساخته‌ای که معیارهای پذیرش مربوط به تراز عملکرد انتخابی را برآورده نمی‌سازند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید بر اساس ضوابط بند (۱۲-۳-۷) و سایر ضوابط این استاندارد باشد.

## ۱۲-۵-۳ دیافراگم‌های بتنی درجا

### ۱۲-۵-۳-۱ اجزای تشکیل دهنده‌ی دیافراگم‌های بتنی

دیافراگم‌های بتنی درجا نیروهای اینترسی و برش منتقل شده از اجزا قائم منقطع را از سازه به اجزای قائم مقاوم در برابر نیروهای جانبی منتقل می‌سازند.

دیافراگم‌های بتنی متشکلند از دال‌ها، اجزای جمع‌کننده و اجزای لبه که تعاریف آن‌ها در بندهای بعدی آمده است.

عملکرد دیافراگمی می‌تواند توسط یک سازه‌ی خرپایی در صفحه‌ی افقی نیز تامین شود. دیافراگم‌های متشکل از رویه‌ی بتنی سازه‌ای روی عرشه‌ی فولادی باید سازگار با ضوابط بند (۱۱-۹-۲) باشند.

### ۱۲-۵-۳-۱-۱ دال‌ها

هر دال جزیی از یک سیستم پوشش (کف یا سقف) است، که علاوه بر تحمل بارهای ثقلی باید نیروهای اینرسی ایجاد شده در سازه را از یک دستگاه قائم مقاوم جانبی به دستگاه دیگر منتقل کرده و نیز به عنوان مهاربندی در جهت خارج از صفحه برای سایر قسمت‌های ساختمان نیز عمل نماید.

### ۱۲-۵-۳-۱-۲ مهارها و اجزای جمع‌کننده

اجزای جمع‌کننده‌ها عبارتند از اعضای که نیروهای اینرسی را از داخل دیافراگم به اعضای سیستم مقاوم جانبی انتقال می‌دهند. مهارها عبارتند از اجزایی از یک دیافراگم سازه‌ای که برای فراهم نمودن پیوستگی در اطراف بازشوهای دیافراگم تعبیه می‌شوند. مهارها و جمع‌کننده‌ها باید با دال یکپارچه بوده و می‌توانند در داخل ضخامت آن قرار گیرند یا از دال ضخامت بیشتری داشته باشند.

### ۱۲-۵-۳-۱-۳ اجزای لبه

اجزای لبه‌ی دیافراگم در لبه‌های دیافراگم‌های افقی با تعبیه‌ی آرماتور اضافی طولی و عرضی واقع شده و برای مقاومت در برابر نیروهای کششی و فشاری ایجاد شده توسط خمش دیافراگم قرار داده می‌شود. دیوارهای خارجی سازه‌ای را نیز می‌توان برای تامین همین عملکرد به کار برد به شرط این که ظرفیت برشی افقی کافی بین دال و دیوار موجود باشد.

### ۱۲-۵-۳-۲ مدل‌سازی، تحلیل و معیارهای پذیرش

#### ۱۲-۵-۳-۲-۱ ملاحظات کلی

مدل تحلیلی یک دیافراگم مدل تحلیلی یک دیافراگم باید نماینده‌ای از مقاومت، سختی و ظرفیت تغییر شکلی هر جزء و نیز خود دیافراگم در کل باشد. گسیختگی بالقوه در خمش، برش، کمانش و طول مهارهای آرماتورها در هر نقطه از دیافراگم باید مورد توجه قرار گیرد.

مدل تحلیلی یک دیافراگم را عموماً می‌توان به صورت یک تیر افقی پیوسته یا ساده که بر اجزای سختی متفاوت تکیه کرده است در نظر گرفت. این تیر می‌تواند صلب یا انعطاف‌پذیر باشد که با توجه به تغییر شکل‌های سیستم و طبق پیوست ۶ استاندارد بند ۲-۱ تعیین می‌شود.

#### ۱۲-۵-۳-۲-۲ سختی

سختی دیافراگم باید بر طبق بند (۱۲-۵-۳-۲-۱) مدل شود و بایستی با استفاده از یک مدل خطی ارتجاعی با به کار بردن مشخصات مقطع ترک نخورده با ضریب ارتجاعی بتن که در آیین‌نامه‌ی آبا تعریف شده، محاسبه شود. در مواردی که براساس ضوابط پیوست ۶ استاندارد بند ۲-۱ بتوان نشان داد که دیافراگم به صورت صلب عمل نماید، می‌توان این فرض را در محاسبات به کار گرفت و از مدل کردن دیافراگم صرف نظر کرد.

#### ۱۲-۵-۳-۲-۳ مقاومت

مقاومت اجزا باید مطابق با ضوابط کلی بند (۱۲-۳-۲) ولی به ترتیبی که اینجا ذکر می‌شود باشد. مقاومت حداکثر جزء باید با در نظر گرفتن گسیختگی بالقوه تحت خمش، نیروی محوری، برش پیچش، طول مهاری آرماتورها و سایر عملکرد در کلیه‌ی نقاط جزء محاسبه شود. این آثار نیرویی باید تحت ترکیبات بارگذاری طراحی جانبی و ثقلی محاسبه شوند. مقاومت اعضا باید به صورت ذکر شده در فصل بیستم آیین‌نامه‌ی بتن ایران (آبا) تعیین شود. مقاومت مهارها، اجزای جمع‌کننده و اجزای جمع‌کننده و اجزای لبه باید مطابق با بند (۱۲-۵-۱-۳-۲) برای اعضای قاب‌ها مشخص شود.

#### ۱۲-۵-۳-۲-۴ معیارهای پذیرش

برش و خمش دیافراگم کنترل شونده توسط تغییر شکل در نظر گرفته شوند. معیارهای پذیرش برای نیروهای داخلی اجزای دال طبق بند (۱۲-۵-۱-۴) برای دیوارهای برشی می‌باشد که در آن مقادیر  $m$  بر طبق اجزای مشابه در جداول (۱۲-۱۴) و (۱۲-۱۵) برای استفاده در معادله (۹-۱۹) تعیین می‌شود. معیارهای پذیرش مهارها، اجزای لبه و اجزای جمع‌کننده طبق بند (۱۲-۴-۱-۴) برای اعضای قاب‌ها می‌باشند. اتصالات باید کنترل شونده توسط نیرو فرض شوند.

#### ۱۲-۵-۳-۳ بهسازی

دیافراگم‌های بتنی که معیارهای پذیرش مربوط به هدف بهسازی مورد نظر را تامین نمی‌کنند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۱۲-۳-۷) و سایر ضوابط این استاندارد باشد.

#### ۱۲-۵-۴ دیافراگم‌های بتنی پیش‌ساخته

#### ۱۲-۵-۴-۱ اجزای دیافراگم‌های بتنی پیش‌ساخته

دیافراگم‌های بتنی پیش‌ساخته عبارتند از سیستم‌هایی که از اجزای پیش‌ساخته با یا بدون رویه‌ی بتنی ساخته شده‌اند و نیروهای برشی را از داخل سازه به اجزای قائم مقاوم جانبی انتقال می‌دهند. دیافراگم‌های بتنی پیش‌ساخته را می‌توان به رویه‌دار یا غیر رویه‌دار طبقه‌بندی نمود. دیافراگم رویه‌دار دیافراگمی است که دارای یک رویه دال بتنی بوده که روی کل سیستم افقی پیش‌ساخته ریخته شده است. دیافراگم غیر رویه‌دار عبارت است از دیافراگمی که از اجزای پیش‌ساخته بدون یک رویه‌ی دال بتنی ساخته شده است. دیافراگم‌های غیر رویه‌دار را باید توسط اتصال جوشی یا مکانیکی به همدیگر متصل کرد.

## ۱۲-۵-۴-۲ مدل‌سازی، تحلیل و معیارهای پذیرش

تحلیل و مدل‌سازی دیافراگم‌های بتنی پیش‌ساخته باید منطبق بر بند (۱۲-۵-۳-۲) باشد، با اضافه کردن این ضابطه که توجه خاصی باید به در نظر گرفتن طبیعت قطعه‌ای اجزای جداگانه نمود. مقاومت هر جزء باید طبق بند (۱۲-۵-۳-۳) محاسبه شود. مقاومت اتصال جوشی باید با استفاده از یک روش منطقی با این فرض که این اتصالات شکل‌پذیری کمی دارند محاسبه شود مگر این که اطلاعات آزمایشگاهی در دسترس باشد که دلالت بر شکل‌پذیری بیشتر نماید. دیافراگم‌های بتنی پیش‌ساخته رویه‌دار را باید کنترل شونده توسط تغییر شکل در برش و خمش دانست. ضرایب  $m$  را باید به ترتیب مساوی ۱، ۱/۲۵ و ۱/۵ برای سطوح عملکرد IO، LS، CP فرض نمود. دیافراگم‌های بتنی پیش‌ساخته غیر رویه‌دار را باید کنترل شونده توسط نیرو فرض کرد.

## ۱۲-۵-۴-۳ معیارهای بهسازی

دیافراگم‌های بتنی پیش‌ساخته‌ای که معیارهای پذیرش مربوط به هدف بهسازی مورد نظر را برآورده نمی‌کنند باید بهسازی نمود. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۱۲-۳-۷) و سایر ضوابط این استاندارد باشد.

## ۱۲-۵-۵ پی‌های بتنی

### ۱۲-۵-۵-۱ انواع پی‌های بتنی

پی‌ها انتقال نیروها از قطعات باربر ساختمان (دیوارها، ستون‌ها) به سنگ یا خاک بستر را انجام می‌دهند. پی‌های بتنی در ساختمان‌ها طبق بند ۴ به دو دسته کم عمق و عمیق تقسیم‌بندی می‌شوند.

ضوابط بند (۱۲-۵-۵) قابل اعمال به پی‌های کم عمق شامل:

شالوده‌های تک یا منفرد؛

شالوده‌های نواری یا خطی؛

شالوده‌های مرکب؛

شالوده‌های گسترده‌ی بتنی می‌باشند.

این ضوابط همچنین قابل اعمال به پی‌های عمیق شامل شمع‌ها و پایه‌های (شمع‌های بزرگ) ریخته شده‌ی درجا هستند.

تیرهای بتنی متکی بر خاک ممکن است در هر دو سیستم پی‌های کم عمق و عمیق وجود داشته باشند که در این صورت باید سازگار با ضوابط بند (۱۲-۵-۵) باشند.

ضوابط بند (۱۲-۵-۵) برای اجزای پی موجود و مواد یا اجزای جدیدی که برای بهسازی یک ساختمان موجود به کار می‌روند قابل کاربرد می‌باشند.

### ۱۲-۵-۵-۱-۱ پی‌های کم عمق

شالوده‌های منفرد، نواری و مرکب موجود ممکن است مسلح یا غیر مسلح باشند. بارهای قائم با تماس مستقیم بر خاک و بارهای جانبی با ترکیبی از اصطکاک بین کف و شالوده، و فشار غیر فعال خاک به سطح

جانبی پی منتقل می‌شوند.

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

## ۱۲-۵-۵-۱-۲ پی‌های عمیق

### ۱- شمع‌های کوبیدنی

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

### ۲- شمع‌های ریخته شده درجا

شمع‌های ریخته شده درجا شامل بتن مسلح ریخته شده در یک منطقه‌ی استوانه‌ای کنده و یا سوراخ شده در خاک می‌باشند. شمع‌ها یا پایه‌های ریخته شده درجا در برابر بارهای قائم و جانبی همانند شمع‌های کوبیدنی که در بند بالا ذکر شد عمل می‌نمایند.

## ۱۲-۵-۵-۲ تحلیل پی‌های موجود

در مواردی که ستون‌ها یا دیوارها با شالوده به صورت یکپارچه اجرا می‌شوند، اتصال این اجزا به شالوده را در تحلیل سازه می‌توان گیردار فرض کرد به شرطی که خاک پی توانایی مقاومت در برابر لنگرهای خمشی را طبق بند (۴-۴-۲-۱-۲) داشته باشد.

هنگامی که ستون با پی یکپارچه نیستند و یا بری تحمل لنگر خمشی طراحی نشده‌اند، آن‌ها را با انتهای مفصلی باید مدل کرد. در این موارد پای ستون باید علاوه بر برآیند نیروهای محوری و برشی برای در بر گرفتن چرخش لازم انتهای ستون نیز محاسبه شود. اثرات گیرداری پای ستون باید علاوه بر برآیند نیروهای محوری و برشی برای در بر گرفتن چرخش لازم انتهای ستون نیز محاسبه شود. اثرات گیرداری پای ستون‌ها بایستی به ازای حداکثر تغییر مکان سازه فوقانی در نظر گرفته شود.

اگر از تحلیلی پیچیده‌تری استفاده شود، در این حالت، همان طوری که در بند (۱۰-۴-۲) تشریح گردید باید فرم‌های معادل خاک را در جهات عمودی، جانبی و چرخشی در مدل تحلیل اعمال شود. مشخصات فرم‌ها طبق بند ۱۰ تعیین می‌شود. تحلیل دقیق سازه‌های با پی عمیق در خاک نرم باید با مطالعه‌ی اندرکنش خاک-شمع برای تعیین نقطه‌ی محتمل گیرداری پی و توزیع نیروها و تغییر مکان‌های حاصل در سازه فوقانی انجام شود. در این تحلیل، مدل‌سازی مناسب اتصال سر شمع به شمع لازم است. شمع‌های پی که

طول گیرداری آن‌ها در سر شمع کمتر از ۱۵ سانتی‌متر است و از آرماتور دوقت در اتصال آن‌ها به سر شمع استفاده شده را باید با اتصال مفصلی به سر شمع در نظر گرفت. در صورتی که جزییات اتصال شمع به سر شمع معلوم نباشد، این اصل را باید مفصلی به حساب آورد.

هنگامی پی‌ها در مدل تحلیل ساختمان ملحوظ می‌شوند واکنش اجزای پی را باید بررسی نمود. عکس‌العمل- های اجزای سازه‌ای متصله به پی شامل نیروهای محوری و برشی و لنگرهای خمشی آن‌ها را باید برای ارزیابی هر جزء از سیستم پی به کار برد.

#### ۱۲-۵-۳ ارزیابی شرایط موجود

ظرفیت‌های مجاز خاک (مدول عکس‌العمل خاک، مقاومت فشاری، فشار مقاوم) و تغییر مکان‌های پی برای برای سطح عملکرد انتخابی باید به روش‌های ذکر شده در بند ۱۰ محاسبه شده و یا از مطالعات خاص برای پروژه به دست آید. کلیه اجزای پی موجود و تمامی مصالح، اجزا یا قطعات لازم برای بهسازی پی باید کنترل شونده توسط نیرو در نظر گرفته شده و ویژگی‌های آن‌ها طبق بخش (۱۲-۳) به دست آید. اگر چه، ظرفیت اجزای پی لازم نیست از ۱/۲۵ برابر ظرفیت اجزای سازه‌ای قائم متکی بر آن‌ها (ستون یا دیوار) بیشتر باشد.

#### ۱۲-۵-۴ معیارهای بهسازی

پی‌های موجود که معیارهای پذیرش مربوط به هدف بهسازی مورد نظر را تامین نمی‌کنند باید بهسازی شوند. معیارهای بهسازی باید براساس ضوابط بند (۱۲-۳-۷) و یا سایر ضوابط این استاندارد باشد.

### ۱۳ ساختمان‌های مصالح بنایی و میان‌قاب‌های مصالح

#### ۱۳-۱ کلیات

ساختمان‌های مصالح بنایی در ایران نسبتاً کوتاه می‌باشند و تعداد طبقات به ندرت از سه طبقه تجاوز می‌کند. برای بهسازی این نوع ساختمان‌ها از روش ساده‌ی بهسازی که برای ساختمان‌های کوتاه و منظم مناسب می‌باشد استفاده می‌شود. هدف اصلی در این روش حفظ ایستایی ساختمان و تامین ایمنی جانی در برابر زلزله می‌باشد. در این روش ابتدا ساختمان به لحاظ آسیب‌پذیری در برابر زلزله مورد ارزیابی قرار گرفته و نواقص آن مشخص می‌شود. سپس این نواقص با راه‌کارهای ساده‌ی بهسازی برطرف می‌شوند.

#### ۱۳-۲ انواع ساختمان‌های مصالح بنایی

ساختمان‌های مصالح بنایی مشمول این استاندارد، براساس توانایی و سیستم مقاوم لرزه‌ای به دو دسته به شرح زیر تقسیم می‌شوند. ساختمان‌های مصالح بنایی مسلح مشمول این استاندارد نمی‌باشند.

#### ۱۳-۲-۱ ساختمان‌های مصالح بنایی سنتی

ساختمان‌های مصالح بنایی سنتی ساختمان‌هایی هستند که بدون انجام محاسبات مهندسی و به صورت سنتی ساخته می‌شوند. سقف این ساختمان‌ها آجری قوسی، طاق ضربی، چوب و غیره می‌باشد که عملکرد آن می‌تواند صلب یا انعطاف‌پذیر باشد. این ساختمان‌ها عناصر مقاوم لرزه‌ای خاصی نداشته و عموماً به واسطه‌ی شکل نامناسب سازه‌ای، ضعف مصالح و نحوه‌ی نامناسب اجرا، در برابر زلزله ضعیف عمل می‌کنند.



### ۱۳-۲-۲ ساختمان‌های مصالح بنایی کلاف‌دار

ساختمان‌های مصالح بنایی کلاف‌دار ساختمان‌هایی هستند که بدون انجام محاسبات مهندسی ساخته می‌شوند، ولی در اجرای آن‌ها برخی اصول طراحی مقاوم لرزه‌ای از جمله استفاده از عناصر مقاوم یا حداقل کلاف افقی رعایت شده است. در نتیجه رفتار آن‌ها در برابر زلزله از ساختمان‌های مصالح بنایی سنتی بهتر می‌باشد. مبنای اجرای این ساختمان‌ها، ضوابط آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ملی بند ۲-۱ می‌باشد. سقف این ساختمان‌ها آجری، تیرچه بلوک، چوبی و غیره می‌باشد که عملکرد آن می‌تواند صلب یا انعطاف‌پذیر باشد.

### ۱۳-۳ محدوده‌ی کاربرد

ضوابط این بند برای بهسازی ساختمان‌های مصالح بنایی سنتی و ساختمان‌های مصالح بنایی کلاف‌دار، که در آن‌ها تمام یا قسمت عمده‌ی بارهای قائم توسط دیوارهای باربر آجری، بلوک سیمانی و ... تحمل می‌شود، کاربرد دارد. بناهای سنگی و خشتی و بناهای خاص از جمله بناهای تاریخی مشمول ضوابط این استاندارد نمی‌شوند و لازم است بهسازی این ساختمان‌ها براساس مطالعات ویژه انجام شود. حداکثر تعداد طبقات ساختمان‌های مصالح بنایی جهت استفاده از این استاندارد سه طبقه می‌باشد.

### ۱۳-۴ مراحل روش ساده‌ی بهسازی

در روش ساده‌ی بهسازی ابتدا ارزیابی آسیب‌پذیری ساختمان انجام می‌شود و نواقص ساختمان مشخص می‌شود. سپس با استفاده از روش‌های ساده‌ی بهسازی این نواقص برطرف می‌شوند. البته لازم است با در نظر گرفتن طرح‌های پیش‌بینی شده برای بهسازی، ساختمان مجدداً جهت تایید نهایی ارزیابی شود. این مراحل به شرح زیر می‌باشد:

#### ۱۳-۴-۱ مشخص نمودن نوع ساختمان

نوع ساختمان مصالح بنایی بر اساس تعاریف مندرج در بخش (۱۳-۲) تعیین می‌شود.

#### ۱۳-۴-۲ مشخص نمودن نواقص ساختمان

نواقص متداول ساختمان‌های مصالح بنایی در بند (۱۳-۵-۱) و ساختمان‌های مصالح بنایی کلاف‌دار در بند (۱۳-۵-۲) تشریح گردیده‌اند. لازم است در ارزیابی آسیب‌پذیری ساختمان هر کدام از موارد مندرج در بندهای (۱۳-۶-۱) و (۱۳-۶-۲) به طور جداگانه مورد بررسی قرار گیرد.

#### ۱۳-۴-۳ تهیه‌ی جزییات طرح بهسازی برای رفع نواقص ساختمان

جزییات طرح بهسازی براساس نواقص موجود در ساختمان و با توجه به راه‌کارهای بهسازی مربوط، مندرج در بخش (۱۳-۷) تهیه می‌شود.

#### ۱۳-۴-۴ ارزیابی مجدد ساختمان با در نظر گرفتن طرح‌های پیش‌بینی شده برای بهسازی

این مرحله جهت اطمینان از این است که بهسازی هر یک از اجزای ساختمان باعث آسیب‌پذیری قسمت‌های دیگر ساختمان نشود.

۱۳-۴-۵ طراحی جزییات بهسازی برای اجزای غیر سازه‌ای  
جزییات بهسازی برای اجزای غیر سازه‌ای بر اساس ضوابط مندرج در بند (۱۳-۷-۶) تهیه می‌شود.

### ۱۳-۵ نواقص متداول در ساختمان‌های مصالح بنایی

۱۳-۵-۱ ساختمان‌های مصالح بنایی سنتی  
نواقص متداول ساختمان‌های مصالح بنایی سنتی به شرح زیر می‌باشد:

#### ۱۳-۵-۱-۱ مصالح

الف- پایین بودن کیفیت و مقاومت واحدهای بنایی آجر و بلوک سیمانی؛  
ب- پایین بودن مقاومت و قدرت چسبندگی ملات.

#### ۱۳-۵-۱-۲ سیستم سازه‌ای ساختمان

نواقص متداول سیستم سازه‌ای در ساختمان‌های مصالح بنایی سنتی به قرار زیر می‌باشد.

الف- کامل نبودن مسیر بار؛

ب- کافی نبودن مقاومت برشی ساختمان؛

پ- ناتوانی ساختمان در حفظ انسجام هنگام ارتعاش؛

ت- عدم وجود سیستم ثانویه‌ی کمکی مانند کلاف؛

ث- نامنظمی در پلان؛

ج- نامنظمی در ارتفاع؛

چ- عدم وجود پی مناسب؛

ح- عدم وجود فاصله‌ی کافی از ساختمان مجاور.

#### ۱۳-۵-۱-۳ دیوارهای باربر

نواقص متداول در دیوارهای باربر ساختمان‌های مصالح بنایی سنتی به قرار زیر است:

الف- نادرست چیدن واحدهای بنایی؛

ب- خالی بودن درزهای قائم بین واحدهای بنایی از ملات؛

پ- زیاد بودن نسبت ارتفاع به ضخامت دیوار؛

ت- ارتفاع زیاد دیوار؛

ث- طول زیاد دیوار مهار نشده؛

ج- تراکم کم دیوار به واسطه‌ی وجود بازشوهای بزرگ؛

چ- نزدیکی بازشوهای به انتهای دیوار؛

ح- استفاده از روش هشت گیر در اجرای دیوارها؛

خ- قرار داشتن تیرهای دال به صورت مستقیم بر روی دیوار؛

د- مهار نامناسب سقف‌های قوسی در برابر نیروی رانش؛

ذ- عبور لوله و دودکش از درون دیوار.

### ۱۳-۵-۱-۴ دال‌ها

نواقص متداول دال‌ها (سقف‌ها) در ساختمان‌های مصالح بنایی سنتی به قرار زیر می‌باشد:

- الف- زیاد بودن وزن دال؛
- ب- عدم انسجام و یکنواختی دال؛
- پ- کافی نبودن طول تکیه‌گاهی تیرهای سقف؛
- ت- وجود بازشو در دال؛
- ث- بالا بودن نسبت طول دهانه به عرض دال.

### ۱۳-۵-۱-۵ اتصالات اعضای سازه‌ای

نواقص متداول در اتصالات اعضای سازه‌ای در ساختمان‌های مصالح بنایی سنتی به قرار زیر می‌باشد.

- الف- مناسب نبودن اتصال بین دیوارهای باربر متقاطع؛
- ب- مناسب نبودن اتصال بین دیوارهای باربر و دال‌ها؛
- پ- مناسب نبودن اتصال بین تیغه‌ها و دیوارهای باربر یا تیغه‌ها و دال‌ها.

### ۱۳-۵-۱-۶ اعضای غیر سازه‌ای

نواقص متداول در اعضای غیر سازه‌ای ساختمان‌های مصالح بنایی سنتی غیر مسلح به قرار زیر می‌باشد.

- الف- وزن زیاد و مقاومت کم دیوارهای غیر باربر و تیغه‌ها؛
- ب- اتصال نامناسب بین نما و دیوار؛
- پ- عدم پایداری جان پناه‌ها و دودکش‌ها.

### ۱۳-۵-۲ ساختمان‌های مصالح بنایی کلاف‌دار

کلیه‌ی نواقص مندرج در بند (۱۳-۵-۱) به جز موردهای «پ و ت» از بند (۱۳-۵-۱-۲) و مورد «خ» از بند (۱۳-۵-۱-۲) و مورد «خ» از بند (۱۳-۵-۱-۳) در ساختمان‌های مصالح بنایی کلاف‌دار نیز متداول می‌باشد، علاوه بر این موارد، نکات زیر نیز از نواقص متداول در سیستم کلاف می‌باشد.

- الف- عدم استفاده از کلاف قائم و کلاف افقی در تراز پی؛
- ب- کافی نبودن تعداد و فواصل کلاف‌ها، ابعاد و میلگردگذاری آن‌ها؛
- پ- ضعف مصالح کلاف بتنی؛
- ت- درگیر نبودن میلگردهای کلاف و کافی نبودن طول همپوشانی آن‌ها در اتصالات؛
- ث- انفصال در کلاف به واسطه‌ی اجرای بازشوی‌های بلند و یا وجود نیم طبقه؛
- ج- انفصال در کلاف به واسطه‌ی عبور لوله و دودکش از آن؛
- چ- عدم اتصال مناسب بین دیوار و کلاف.

### ۱۳-۶ ارزیابی آسیب‌پذیری ساختمان‌های مصالح بنایی

#### ۱۳-۶-۱ ارزیابی آسیب‌پذیری ساختمان‌های مصالح بنایی سنتی

ارزیابی آسیب‌پذیری ساختمان‌های مصالح بنایی سنتی مطابق این بند و به شرح زیر انجام شود.

### ۱۳-۶-۱-۱ ارزیابی کیفیت مصالح بنایی

در ارزیابی کیفیت مصالح بنایی موارد زیر باید بررسی شود.

### ۱۳-۶-۱-۱-۱ کنترل کیفیت واحدهای بنایی

واحدهای بنایی باید سالم، بدون شکستگی و فاقد ترک خوردگی باشند و از نظر ظاهری از کیفیت مطلوبی برخوردار باشند.

### ۱۳-۶-۱-۲ کنترل کیفیت ملات

ملات دیوارهای بنایی که بارهای ثقلی و زلزله را تحمل می‌نمایند باید به شرح زیر برای مقاومت برشی آزمایش شوند.

الف- تعداد و محل آزمایش برشی ملات: حداقل یک آزمایش برای هر ۳۰۰ متر مربع از سطح دیوار لازم می‌باشد. برای هر ساختمان باید حداقل ۸ آزمایش انجام شود. محل دقیق انجام آزمایش باید توسط مهندس طرح و با توجه به شرایط دیوار طوری تعیین شود که آزمایش‌ها وضعیت کلی دیوارها را به نحو مناسبی مشخص نماید.

ب- آزمایش برشی ملات: رج خارجی دیوار باید تحت آزمایش برشی قرار گیرد. این آزمایش با جابجایی یک آجر نسبت به آجرهای مجاور صورت می‌گیرد. آجرهای دو طرف آجر تحت آزمایش باید برداشته شوند و دو سطح در درزهای قائم باید قبل از آزمایش به خوبی تمیز شوند. سپس با اندازه‌گیری نیروی مورد نیاز برای جابجایی آجر،  $V_{test}$ ، تنش برشی ملات مشخص می‌شود. تنش برشی براساس دو سطح آجر در درزهای افقی و در اولین حرکت آجر محاسبه می‌شود. برای محاسبه‌ی تنش برشی، باید تنش ناشی از بار ثقلی در محل آزمایش از نتیجه‌ی آزمایش کسر شود. تنش برشی ملات از رابطه زیر محاسبه می‌شود.

$$v_{to} = \frac{V_{test}}{A_b} - \sigma_c \quad (1-13)$$

$v_{to}$ : تنش برشی ملات؛

$V_{test}$ : نیروی مورد نیاز برای جابجایی آجر؛

$\sigma_c$ : تنش ناشی از بار ثقلی در محل آزمایش؛

$A_b$ : مجموع دو سطح آجر در درزهای افقی بالا و پایین.

در بلوک‌های سیمانی و آجری سوراخ‌دار،  $A_b$  باید براساس سطح مقطع خالص محاسبه شود.

پ- مقاومت برشی ملات: مقاومت برشی ملات،  $V_t$ ، باید براساس آزمایش‌های فوق به صورتی تعیین شود که ۸۰ درصد مقادیر آزمایش‌ها ( $v_{to}$ ) از آن تجاوز نماید. دیوارهایی که مقاومت برشی ملات آن‌ها کمتر از ۲ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع باشد، شرایط حداقل کیفیت ملات را دارا نمی‌باشند و به لحاظ مقاومت برشی آسیب‌پذیر می‌باشند.

### ۱۳-۶-۲ ارزیابی سیستم سازه‌ای ساختمان

در ارزیابی آسیب‌پذیری سیستم سازه‌ای ساختمان موارد این بند و به شرح زیر باید بررسی شود:

### ۱۳-۶-۱-۲-۱ مسیر باد

یک سیستم مقاوم در برابر بار جانبی که بتواند بار ناشی از زلزله را از طبقات به پی منتقل کند، باید بین پی و دیافراگم‌های طبقات وجود داشته باشد. مسیر بار باید کامل بوده و مقاومت کافی برای تحمل بارهای وارده را داشته باشد، در غیر این صورت سیستم سازه‌ای به لحاظ کامل نبودن مسیر بار آسیب‌پذیر است.

### ۱۳-۶-۱-۲-۲ ارزیابی ظرفیت برشی ساختمان

حداقل نیروی برش پایه ساختمان  $V$ ، در هر یک از امتدادهای اصلی ساختمان با استفاده از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود.

$$V = 0.33AIW \quad (۲-۱۳)$$

که در آن:

$V$ : نیروی برش پایه،

$A$ : شتاب مبنای طرح مطابق بند ۲-۴-۲ استاندارد ملی بند ۱-۲؛

$I$ : ضریب اهمیت ساختمان مطابق بند ۲-۶-۴ استاندارد ملی بند ۱-۲؛

$W$ : مجموع بار مرده و درصدی از بار زنده که در جدول شماره ۱ استاندارد ملی بند ۲-۱ مشخص شده است؛ نیروی برش پایه باید براساس رابطه‌ی زیر در طبقات ساختمان توزیع شود.

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} V \quad (۳-۱۳)$$

که در آن:

$F_i$ : نیروی جانبی در تراز طبقه‌ی  $i$ ؛

$W_i$ : وزن طبقه‌ی  $i$  شامل وزن سقف و سربار زنده و نصف وزن دیوارها که در بالا و پایین سقف قرار گرفته‌اند؛

$h_i$ : ارتفاع سقف طبقه‌ی  $i$  از تراز پایه؛

$n$ : تعداد طبقات ساختمان.

مجموع سطح مقطع دیوار در هر طبقه و در هر یک از امتدادهای طول و عرضی ساختمان نباید از ۷۵ درصد مقادیر مندرج در جدول شماره‌ی ۶ استاندارد ملی بند ۱-۲ و همچنین از مقداری که از رابطه‌ی (۴-۱۳) محاسبه می‌شود کمتر باشد. در غیر این صورت ساختمان به لحاظ کافی نبودن ظرفیت برشی آسیب‌پذیر می‌باشد.

$$A_i = \frac{V_i}{V_a} \quad (۴-۱۳)$$

در رابطه‌ی فوق،  $V_i$  نیروی برشی طبقه‌ی  $i$  و  $A_i$  مجموع سطح مقطع دیوارهای موجود در راستای مورد نظر در طبقه‌ی  $i$  می‌باشد. در محاسبه‌ی سطح مقطع دیوار، تنها دیوارهایی که ضخامت آن‌ها ۲۰ سانتی‌متر یا بیشتر است، در نظر گرفته می‌شود. در این مورد باید حداقل سطح مقطع افقی دیوار بدون در

نظر گرفتن سطح بازشوها در نظر گرفته شود. همچنین چنانچه فاصله‌ی افقی بین دو بازشو از  $\frac{2}{3}$  ارتفاع کوچک‌ترین بازشو و یا از  $\frac{1}{4}$  مجموع طول دو بازشو کمتر باشد، دیوار بین دو بازشو در محاسبه‌ی سطح مقطع منظور نمی‌شود.

در رابطه (۴-۱۳)،  $V_a$  تنش مجاز برشی دیوار بوده که از رابطه‌ی (۵-۱۳) محاسبه می‌شود. حداکثر مقدار  $V_t$  در رابطه‌ی (۵-۱۳) برابر ۶ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع می‌باشد.

$$v_a = 0.1v_t + 0.15\sigma_c \quad (۵-۱۳)$$

### ۱۳-۶-۱-۲-۳ انسجام ساختمان

کلیدی عناصر ساختمان باید توسط کلاف‌های افقی و قائم مطابق ضوابط مندرج در بند ۳-۹ استاندارد ملی بند ۲-۱ به هم پیوسته باشند. ساختمان‌های مصالح بنایی سنتی که فاقد کلاف‌بندی می‌باشند به لحاظ عدم انسجام ساختمان آسیب‌پذیر می‌باشند.

### ۱۳-۶-۱-۴ نامنظمی در پلان

ساختمان‌های مصالح بنایی سنتی با هر یک از خصوصیات زیر به لحاظ بی‌نظمی در پلان با هر یک از خصوصیات زیر آسیب‌پذیر می‌باشند:

الف- ساختمان‌هایی که فاصله‌ی بین مرکز سختی و مرکز جرم هر طبقه در هر یک از دو محور اصلی بیش از ۲۰ درصد بعد ساختمان در آن محور باشد؛

ب- پلان ساختمان نسبت به هر یک از دو محور اصلی به طور کلی نامتقارن باشد؛

پ- ابعاد پیش‌آمدگی در پلان ساختمان از مقادیر مندرج در بند ۳-۳ استاندارد ملی بند ۲-۱ تجاوز نماید.

### ۱۳-۶-۱-۵ نامنظمی در ارتفاع

نامنظمی در ارتفاع شامل طبقه‌ی ضعیف، بی‌نظمی در هندسه و جرم و عدم پیوستگی قائم می‌باشد. ار ساختمان دارای هر کدام از نواقص زیر باشد، به لحاظ نامنظمی در ارتفاع آسیب‌پذیر می‌باشد:

الف- طبقه‌ی ضعیف: طبقه‌ای که مقاومت برشی آن از ۸۰ درصد مقاومت برشی طبقه‌ی فوقانی کمتر باشد؛

ب- بی‌نظمی در هندسه: ساختمانی که بعد افقی یک طبقه ۳۰ درصد بیشتر از بعد افقی طبقات مجاور باشد؛

پ- بی‌نظمی در جرم: ساختمانی که جرم موثر یک طبقه ۵۰ درصد بیشتر از جرم موثر طبقات مجاور باشد؛

ت- عدم پیوستگی در امتداد قائم: ساختمانی که دیوارهای باربر آن تا زمین امتداد نیافته و در تراز بالاتر قطع شود.

### ۱۳-۶-۱-۶ پی

در صورتی که پی دیوارهای باربر، از بتن غیر مسلح و یا شفته و لاشه سنگ ساخته شده باشد، عمق و عرض پی باید هر کدام حداقل دو برابر ضخامت دیوار باشد. همچنین پی باید به صورت یک شبکه‌ی پیوسته در زیر دیوارهای باربر قرار داشته باشد. در غیر این صورت ساختمان به لحاظ نامناسب بودن پی آسیب‌پذیر است.

### ۱۳-۶-۱-۲-۷ ساختمان‌های مجاور

ساختمانی که در مجاورت آن ساختمان دیگری با ارتفاع کمتر از نصف و یا بیشتر از دو برابر ارتفاع آن باشد و یا تراز طبقاتش با آن مطابقت ننماید، به دلیل ضربات متقابل ساختمان مجاور آسیب‌پذیر می‌باشد. ساختمان‌هایی اطلاق می‌شود که فاصله‌ی آن‌ها با یکدیگر کمتر از  $\frac{1}{10}$  ارتفاع ساختمان کوتاه‌تر باشد.

### ۱۳-۶-۱-۳ ارزیابی دیوارهای باربر

در ارزیابی آسیب‌پذیری دیوارهای باربر لازم است موارد این بند و به شرح زیر کنترل شود.

### ۱۳-۶-۱-۳-۱ کنترل اجرای واحدهای بنایی

دیوارهایی که با آجر یا بلوک ساخته شده‌اند. باید طوری چیده شده باشند که همپوشانی افقی مناسبی بین واحدها بنایی برقرار بوده و درزهای قائم روی هم قرار نگیرند. حداقل ۱۰ درصد از سطح دیوار باید شامل واحدهای بنایی باشد که رج داخلی دیوار را به رج خارجی متصل نماید. فاصله‌ی بین این واحدها نباید از ۶۰ سانتی‌متر تجاوز نماید. عرض ترک‌های مورب احتمالی ناشی از نشست ناهمگون دیوار، نباید از ۳ میلی‌متر تجاوز کند. واحدهای بنایی در دیوار باید یک سطح پیوسته و صاف ایجاد کرده باشند و دیوار فاقد شکم دادگی یا کج شدگی باشد. چنانچه هر یک از موارد فوق رعایت نگردیده باشد، دیوار به لحاظ اجرای نامناسب آسیب‌پذیر می‌باشد.

### ۱۳-۶-۱-۳-۲ کنترل درزهای قائم بین واحدهای بنایی

درزهای قائم بین واحدهای بنایی باید کاملاً با ملات پر شده باشد. در غیر این صورت دیوار به لحاظ اجرای نامناسب آسیب‌پذیر می‌باشد.

### ۱۳-۶-۱-۳-۳ کنترل نسبت ارتفاع به ضخامت دیوار

جهت ارزیابی پایداری و مقاومت خارج از صفحه‌ی دیوار، لازم است نسبت ارتفاع به ضخامت دیوار  $\left(\frac{h}{t}\right)$  کنترل شود. چنانچه نسبت  $\left(\frac{h}{t}\right)$  دیوار از  $\frac{1}{10}$  تجاوز کند، این دیوار به لحاظ پایداری و مقاومت خارج از صفحه آسیب‌پذیر می‌باشد.

همچنین لازم است لنگر خمشی خارج از صفحه‌ی ناشی از اینترسی دیوار محاسبه شده و تنش خمشی ایجاد شده با مقادیر مجاز کنترل شود. نیروی اینترسی عمود بر دیوار از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید.

$$F_p = 0.7AIW_p \quad (۱۳-۶)$$

که در آن:

$F_p$ : نیروی عمود بر صفحه‌ی دیوار؛

$W_p$ : وزن دیوار و ملحقات آن؛

و  $I$  و  $A$  مطابق بند (۱۳-۶-۱-۲-۲) تعریف شده‌اند.

مقاومت کششی دیوار را می‌توان براساس تبصره‌ی ۱ بند ۲-۶ استاندارد ملی بند ۲-۱ در نظر گرفت.

### ۱۳-۶-۱-۳-۴ کنترل ارتفاع دیوار

چنانچه ارتفاع آزاد دیوار مصالح بنایی از ۴ متر بیشتر باشد، دیوار آسیب‌پذیر تلقی می‌شود.

### ۱۳-۶-۱-۳-۵ کنترل طول آزاد دیوار

چنانچه طول آزاد دیواری از ۵ متر بیشتر باشد، دیوار آسیب‌پذیر تلقی می‌شود.

### ۱۳-۶-۱-۳-۶ کنترل تراکم دیوار

اندازه و موقعیت بازشوها در دیوار باید با ضوابط بند ۳-۵-۲ استاندارد ملی بند ۲-۱ و به شرح زیر مطابقت داشته باشد. در غیر این صورت دیوار آسیب‌پذیر تلقی می‌شود:

الف- مجموع سطح بازشوها در هر دیوار برابر از  $\frac{1}{3}$  سطح آن دیوار بیشتر نباشد؛

ب- مجموع طول بازشوها در هر دیوار برابر از  $\frac{1}{4}$  طول دیوار بیشتر نباشد؛

پ- فاصله‌ی افقی دو بازشو از  $\frac{2}{3}$  ارتفاع کوچک‌ترین بازشوی طرفین خود و همچنین از  $\frac{1}{4}$  مجموع طول آن دو بازشو بیشتر باشد. در غیر این صورت دیوار بین دو بازشو جزئی از بازشو منظور می‌شود و نباید آن را به عنوان دیوار برابر به حساب آورد. بنابراین نعل درگاه روی بازشوها نیز باید به صورت یکسره با دهانه‌ای برابر مجموع طول بازشوها به اضافه‌ی دیوار بین آن‌ها اجرا شده باشد؛

ت- هیچ یک از ابعاد بازشو از  $\frac{2}{5}$  متر بیشتر نباشد. در غیر این صورت باید در طرفین بازشو کلاف‌های قائمی که به کلاف‌های افقی بالا و پایین آن طبقه متصلند، تعبیه شده باشد. همچنین باید نعل درگاه بازشو نیز در کلاف‌های قائم طرفین مهار باشد.

### ۱۳-۶-۱-۳-۷ کنترل فاصله‌ی بازشوها از انتهای دیوار

فاصله‌ی اولین بازشو در دیوار از بر خارجی ساختمان نباید کمتر از  $\frac{2}{3}$  ارتفاع بازشو باشد. مگر این که در طرفین بازشو کلاف قائم قرار گرفته باشد. در غیر این صورت دیوار آسیب‌پذیر می‌باشد.

### ۱۳-۶-۱-۳-۸ کنترل وجود هشت‌گیر

اگر در اجرای قسمت‌های مختلف یک دیوار برابر و یا گوشه‌ی دو دیوار متقاطع برابر از روش هشت‌گیر استفاده شده باشد، محل اجرای هشت‌گیر به عنوان نقطه‌ی انفصال در دیوار تلقی گردیده و دیوار آسیب‌پذیر می‌باشد.

### ۱۳-۶-۱-۳-۹ کنترل قرار داشتن تیرهای باربر سقف بر روی دیوار

در صورتی که تیرهای باربر سقف بار خود را به صورت مستقیم به بالای دیوار مصالح بنایی منتقل نماید و برای این منظور از کلاف یا زیر سری چوبی، فلزی، بتنی و یا صفحه‌ی تکیه‌گاه استفاده نشده باشد، ناحیه‌ی بالای دیوار و اتصال دال به دیوار آسیب‌پذیر تلقی می‌شود.



### ۱۳-۶-۱-۳-۱۰ کنترل نیروی رانش در سقف‌های قوسی

در دهانه‌های خارجی ساختمان اگر نسبت سقف قوسی از  $\frac{1}{4}$  قطر قاعده‌ی آن کمتر باشد و در صورتی که از کلاف چوبی، فلزی و یا بتنی برای مهار سقف استفاده نشده باشد، دیوار خارجی حامل وزن سقف، به جهت نیروی رانش سقف آسیب‌پذیر می‌باشد.

### ۱۳-۶-۱-۳-۱۱ لوله و دودکش درون دیوار باربر

اگر قطر لوله و یا دودکشی که از درون دیوار عبور می‌نماید، بیش از  $\frac{1}{4}$  ضخامت دیوار باشد، محل لوله به عنوان نقطه‌ی انفصال در دیوار تلقی شده و دیوار آسیب‌پذیر می‌باشد.

### ۱۳-۶-۱-۴ ارزیابی دال‌ها

در ارزیابی آسیب‌پذیری دال ضوابط این بند به شرح زیر باید کنترل شود.

### ۱۳-۶-۱-۴-۱ وزن دال

اگر ضخامت دال مصالح بنایی مسطح (چوبی یا طاق ضربی) و قوسی از حد متعارف بیشتر باشد، خواه این افزایش ضخامت به واسطه‌ی استفاده‌ی مکرر از لایه‌های ضخیم برای آب‌بندی و یا کف‌سازی بوده و خواه برای افزایش سختی دال صورت گرفته باشد، دال به لحاظ وزن زیاد آسیب‌پذیر تلقی می‌شود.

### ۱۳-۶-۱-۴-۲ یکنواختی و انسجام سقف

چنانچه ضوابط مندرج در بند ۳-۱۱-۳ استاندارد ملی بند ۲-۱ رعایت نشده باشد، ساختمان به لحاظ عدم انسجام سقف آسیب‌پذیر می‌باشد.

### ۱۳-۶-۱-۴-۳ طول تکیه‌گاهی تیرهای سقف

طول تکیه‌گاهی تیرهای سقف طاق ضربی و یا سقف چوبی نباید از ارتفاع تیر و یا از ۲۰ سانتی‌متر، هر کدام بیشتر است، کمتر باشد. در غیر این صورت سقف آسیب‌پذیر تلقی می‌شود.

### ۱۳-۶-۱-۴-۴ بازشوها در دال

مجموع سطوح بازشو باید از ۵۰ درصد سطح کل دیافراگم کمتر باشد و طول بازشو در مجاورت دیوار باربر باید کمتر از  $\frac{1}{4}$  طول دیوار باشد. حداکثر طول بازشو در مجاورت دیوارهای باربر ۲ متر می‌باشد. در غیر این صورت دال به دلیل وجود بازشوهای بزرگ آسیب‌پذیر است.

### ۱۳-۶-۱-۴-۵ نسبت طول دهانه به عرض دال

چنانچه نسبت طول دهانه به عرض دیافراگم در سقف‌های انعطاف‌پذیر بیش از ۳ باشد، دال به لحاظ تغییر شکل زیاد آسیب‌پذیر می‌باشد. سقف‌های انعطاف‌پذیر متداول در ساختمان‌های بنایی شامل سقف‌های چوبی، طاق ضربی و قطعات پیش ساخته بدون بتن رویه می‌باشند.

### ۱۳-۶-۱-۵ ارزیابی اتصالات اعضای ساختمان

در ارزیابی آسیب‌پذیری اتصالات لازم است ضوابط این بند به شرح زیر کنترل شود.

### ۱۳-۶-۱-۵-۱ اتصال بین دیوارهای باربر متقاطع

واحدهای بنایی در تمام دیوارهای باربر متقاطع باید در یک تراز چیده و در یک سطح بالا آورده شده باشد. در صورتی که دیوارهای متقاطع مطابق بند ۳-۱۰-۳ استاندارد ملی بند ۲-۱۱-۱ اجرا نگردیده باشد و یا در اجرای آن‌ها از کلاف‌های بتنی، فلزی و چوبی گوشه استفاده نشده باشد، دیوارهای متقاطع به لحاظ اتصال نامناسب آسیب‌پذیر می‌باشد.

### ۱۳-۶-۱-۵-۲ اتصال بین دیوارهای باربر و دال

دیوارهای باربر مصالح بنایی باید در تراز طبقات مطابق بند ۳-۱۱-۲ استاندارد ملی بند ۲-۱۱-۲ به دال متصل شده باشد تا نیروهای زلزله بدون جابه‌جا شدن دال به دیوار باربر انتقال یابد. در غیر این صورت اتصال بین دیوار باربر و دال به لحاظ نداشتن مقاومت کافی آسیب‌پذیر تلقی می‌شود.

### ۱۳-۶-۱-۵-۳ اتصال بین دیوارها و دال در جهت عمود بر صفحه‌ی دیوار

برای این که نیروهای عمود بر صفحه‌ی دیوار بتواند به دال منتقل شود، اتصال دیوار و دال باید بتواند نیروی عمود بر صفحه‌ی دیوار را که از رابطه‌ی (۶-۱۳) محاسبه می‌شود، تحمل نماید. چنانچه اتصال دیوار و دال نتواند نیروی فوق‌الذکر را تحمل نماید، اتصال دیوار و دال آسیب‌پذیر تلقی می‌شود.

### ۱۳-۶-۱-۵-۴ اتصال بین تیغه‌ها و دیوارهای باربر

در صورتی که دیوار و تیغه‌ی متکی به آن به طور همزمان و یا به صورت لاریز و یا به صورت هشت‌گیر چیده شده باشد، اتصال تیغه به دیوار باربر کافی تلقی می‌شود. ولی چنانچه تیغه بعد از احداث دیوار و بدون رعایت ضوابط مندرج در بند ۳-۷-۵ استاندارد ملی بند ۲-۱۱-۱ ساخته شده باشد، اتصال تیغه و دیوار آسیب‌پذیر می‌باشد.

### ۱۳-۶-۱-۶ ارزیابی اعضای غیر سازه‌ای

در ارزیابی آسیب‌پذیری اعضای غیر سازه‌ای ساختمان‌های مصالح بنایی ضوابط این بند به شرح زیر باید کنترل شود. اجزای غیر سازه‌ای مکانیکی و برقی باید طبق ضوابط بند ۹ ارزیابی شود.

### ۱۳-۶-۱-۶-۱ دیوارهای غیر باربر و تیغه‌ها

دیوارهای غیر باربر و تیغه‌ها باید ضوابط مندرج در بند ۳-۷ استاندارد ملی بند ۲-۱۱-۱ را دارا باشد در غیر این صورت آسیب‌پذیر تلقی می‌شود.

### ۱۳-۶-۱-۶-۲ نمای ساختمان

در صورتی که ضوابط بند ۳-۱۲ استاندارد ملی بند ۲-۱۱ در مورد نماسازی رعایت نشده باشد، نمای ساختمان آسیب‌پذیر می‌باشد.

### ۱۳-۶-۱-۶-۳ جان پناه و دودکش

حداکثر نسبت ارتفاع به ضخامت جان پناه برای مناطق با خطر نسبی زلزله کم و متوسط ۲/۵، و برای مناطق با خطر نسبی زلزله زیاد و خیلی زیاد ۱/۵ می‌باشد. در صورت تجاوز این نسبت از مقادیر فوق، جان پناه آسیب‌پذیر می‌باشد.

چنانچه در اجرای دودکش ضوابط مندرج در بند ۳-۸ استاندارد ملی بند ۲-۱ رعایت نشده باشد، دودکش آسیب‌پذیر تلقی می‌شود.

### ۱۳-۶-۲ ارزیابی آسیب‌پذیری ساختمان‌های مصالح بنایی کلاف‌دار

ارزیابی آسیب‌پذیری ساختمان‌های مصالح بنایی کلاف‌دار براساس ضوابط این بند به شرح زیر انجام می‌شود.

#### ۱۳-۶-۲-۱ ارزیابی کیفیت مصالح ساختمانی

ارزیابی کیفیت مصالح ساختمانی مصالح بنایی کلاف‌دار همان موارد مندرج در بند (۱۳-۶-۱-۱) مربوط به ساختمان‌های سنتی می‌باشد.

#### ۱۳-۶-۲-۲ ارزیابی سیستم سازه‌ای ساختمان

در ارزیابی آسیب‌پذیری سیستم سازه‌ای ساختمان‌های مصالح بنایی کلاف‌دار کلیه‌ی موارد مندرج در بند (۱۳-۶-۱-۲) مربوط به ساختمان‌های مصالح بنایی سنتی به جز بند (۱۳-۶-۱-۲-۳) و باید بررسی شود.

#### ۱۳-۶-۲-۳ ارزیابی دیوارهای باربر

ارزیابی آسیب‌پذیری دیوارهای باربر در ساختمان‌های مصالح بنایی کلاف‌دار همان موارد مندرج در بند (۱۳-۶-۱-۳) مربوط به ساختمان‌های مصالح بنایی سنتی می‌باشد. در این رابطه بندهای (۱۳-۶-۱-۳-۳) و (۱۳-۶-۱-۳-۴) موضوعیت نخواهند داشت.

#### ۱۳-۶-۲-۴ ارزیابی دال‌ها

ارزیابی آسیب‌پذیری دال‌ها در ساختمان‌های مصالح بنایی کلاف‌دار همان موارد مندرج در بند (۱۳-۶-۱-۴) مربوط به ساختمان‌های مصالح بنایی سنتی می‌باشد.

#### ۱۳-۶-۲-۵ ارزیابی اتصالات اعضای ساختمان

ارزیابی آسیب‌پذیری اتصالات اعضا در ساختمان‌های مصالح بنایی کلاف‌دار همان موارد مندرج در بند (۱۳-۶-۱-۵) مربوط به ساختمان‌های مصالح بنایی سنتی می‌باشد. در رابطه با اتصال بین دیوارهای باربر متقاطع (مورد بند ۱۳-۶-۱-۵-۱) در صورتی که انفصال دو دیوار به واسطه‌ی وجود کلاف قائم در محل تقاطع باشد، این اتصال آسیب‌پذیر نمی‌شود.

#### ۱۳-۶-۲-۶ ارزیابی اعضای غیر سازه‌ای

ارزیابی آسیب‌پذیری اعضای سازه‌ای در ساختمان‌های مصالح بنایی کلاف‌دار همان موارد مندرج در بند (۱۳-۶-۱-۶) مربوط به ساختمان‌های مصالح بنایی سنتی می‌باشد.

### ۱۳-۶-۲-۷ ارزیابی سیستم کلاف

در ارزیابی آسیب‌پذیری سیستم کلاف در ساختمان‌های مصالح بنایی کلاف‌دار باید کلیه ضوابط مندرج در بند ۳-۹ استاندارد ملی بند ۲-۱ کنترل شود. چنانچه هر یک از این موارد رعایت نشده باشد، ساختمان به لحاظ نامناسب بودن سیستم کلاف‌بندی آسیب‌پذیر تلقی می‌شود. همچنین کنترل موارد مندرج در این بند به شرح زیر نیز الزامی است.

### ۱۳-۶-۲-۷-۱ ارزیابی وجود کلاف افقی پی

در صورتی که تراز پی از کلاف افقی پی استفاده نشده باشد و خود پی نیز به واسطه ناپیوستگی، قابلیت ایفای نقش کلاف افقی را نداشته باشد، سیستم کلاف‌بندی آسیب‌پذیر می‌باشد.

### ۱۳-۶-۲-۷-۲ ارزیابی کیفیت مصالح کلاف بتنی

چنانچه در بررسی‌های عینی کلاف، تخلخل یا نواقص دیگری در بتن مشاهده شود، کلاف به لحاظ کیفیت نامناسب مصالح آسیب‌پذیر می‌باشد. همچنین استفاده از روش‌های مناسب آزمایشگاهی جهت تعیین مقاومت فشاری بتن توصیه می‌شود. چنانچه مقاومت فشاری بتن کمتر از ۱۵۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع باشد، کلاف آسیب‌پذیر تلقی می‌شود.

### ۱۳-۶-۲-۷-۳ ارزیابی اتصالات اجزای کلاف

چنانچه در بررسی‌های انجام شده مشخص شود که میلگردهای کلاف بتنی در اتصالات هم‌پوشانی لازم را نداشته و یا اتصالات کلاف‌های فولادی مناسب نباشند، سیستم کلاف به لحاظ وضعیت نامناسب اتصالات آسیب‌پذیر می‌باشد. جهت ارزیابی وضعیت میلگردها در اتصال می‌توان از آزمایش‌های غیر مخرب یا تخریب‌های محدود در محل استفاده نمود.

### ۱۳-۶-۲-۷-۴ ارزیابی سیستم کلاف به واسطه وجود انفصال

چنانچه کلاف افقی و یا قائم در هر تراز از ساختمان به واسطه وجود بازشو و یا نیم طبقه ادامه نیافته و به کلاف قائم و یا افقی مجاور متصل نباشد، سیستم کلاف به واسطه وجود انفصال آسیب‌پذیر می‌باشد.

### ۱۳-۶-۲-۷-۵ ارزیابی کلاف به واسطه عبور لوله

در صورتی که لوله‌ی آب، فاضلاب و یا دودکش از کلاف افقی و یا قائم عبور نماید و چنانچه قطر انفصال ایجاد شده بیش از  $\frac{1}{8}$  عرض کلاف باشد، آن کلاف به لحاظ وجود انفصال آسیب‌پذیر می‌باشد.

### ۱۳-۶-۲-۷-۶ ارزیابی اتصال دیوار و کلاف

در صورتی که بین دیوار و کلاف اتصال مناسبی وجود نداشته باشد این اتصال آسیب‌پذیر می‌باشد.

### ۱۳-۷ راه‌کارهای پیشنهادی برای بهسازی ساختمان‌های مصالح بنایی

هر یک از موارد نقص مندرج در بخش (۱۳-۵) که باعث آسیب‌پذیر بودن ساختمان مصالح بنایی مطابق مفاد بخش (۱۳-۶) می‌شود، باید با عملیات بهسازی رفع نقص شود. روش‌های پیشنهادی جهت رفع نواقص

مطابق مفاد این بند به شرح زیر می‌باشد. مهندس محاسب مجاز است در صورت صلاحدید و برای انطباق با شرایط اجرایی، از روش‌های دیگری برای رفع نواقص استفاده نماید. ولی باید از رعایت مفاد بخش (۱۳-۶) و رفع آسیب‌پذیری ساختمان اطمینان حاصل نماید.

#### ۱۳-۷-۱ افزایش کیفیت مصالح بنایی

اگر ساختمان به لحاظ کیفیت واحدهای بنایی آسیب‌پذیر باشد، باید واحدهای فرسوده و یا شکسته با واحدهای بنایی جدید جایگزین شود. اگر ساختمان بنایی به لحاظ کیفیت ملات آسیب‌پذیر تلقی شود، ملات فرسوده را می‌توان با ملات با کیفیت مناسب جایگزین نمود. در این رابطه باید دقت شود که ملات مورد استفاده با مصالح بنایی سازگار باشد. ملات‌های فرسوده و سست در رج آجرچینی باید با ابزار فلزی برداشته شده تا به ملات با مقاومت مناسب دست پیدا کرد. در این عمل باید دقت شود تا به لبه آجرها آسیبی وارد نشود. سپس محل رج‌ها جای گیرد. پس از حدود یک ساعت و نیم که از هیدراسیون اولیه‌ی ملات گذشت، باید آب کافی به آن پاشید تا عمل هیدراسیون کامل شود. ملات باید در چند مرحله و هر بار در لایه‌ای به ضخامت حداکثر ۱۰ میلی‌متر در عمق رج‌ها جای گیرد تا رج‌ها پر شوند. در نهایت ملات باید ابزار خورده تا سطح صافی به دست آید.

#### ۱۳-۷-۲ بهسازی سیستم سازه‌ای ساختمان

راه‌کار بهسازی سیستم سازه‌ای ساختمان مطابق مفاد این بند به شرح زیر پیشنهاد می‌شود.

#### ۱۳-۷-۲-۱ کامل نمودن مسیر بار

ناپیوستگی مسیر بار را می‌توان با اضافه کردن اعضای برای کامل کردن مسیر بار، کاهش داد. برای این منظور ممکن است نیاز به اضافه کردن دیوارهای برشی جدید برای ساختمان‌هایی که نمی‌توانند به طور پیوسته تمامی بارها را از طبقات به پی منتقل نمایند، باشد. همچنین در مواقعی که مسیری برای انتقال بار از دیافراگم به دیوار برشی وجود ندارد، اضافه کردن اعضای در ساختمان که بار جانبی را از دیافراگم به دیوار برشی انتقال دهد ضروری می‌باشد.

#### ۱۳-۷-۲-۲ افزودن مقاومت برشی ساختمان

چنانچه ساختمان به لحاظ کافی نبودن مقاومت برشی براساس بند (۱۳-۶-۱-۲-۲) آسیب‌پذیر باشد، می‌توان با اضافه کردن دیوارهای برشی جدید و یا تقویت دیوارهای باربر موجود این مشکل را بر طرف نمود. دیوارهای جدید و دیوارهای تقویت شده باید یک سیستم کامل، متعادل و مقاوم در برابر بار جانبی را برای ساختمان تشکیل دهند. به ویژه باید از اتصال مناسب بین دیوارهای جدید و دیافراگم موجود اطمینان حاصل شود. این اتصالات باید مقاومت کافی برای تحمل بارهای جانبی را داشته باشند.

#### ۱۳-۷-۲-۳ افزایش انسجام ساختمان با کلاف‌بندی

در ساختمان‌های مصالح بنایی سنتی که فاقد سیستم کلاف‌بندی می‌باشد، برای حفظ انسجام ساختمان و به منظور تعبیه‌ی یک سیستم ثانویه‌ی کمکی، لازم است که ساختمان کلاف‌بندی شود. بدین منظور می‌توان از کلاف‌های فولادی و یا بتنی مسلح طبق ضوابط بند ۳-۹ استاندارد ملی بند ۲-۱۱ استفاده نمود. جهت بهسازی

ساختمان‌های موجود، کلاف‌های قائم در نقاط تقاطع دیوارها و یا امتداد دیوار با فاصله‌ی حداکثر ۵ متر از یکدیگر باید به نحو مناسبی به کلاف پی و کلاف افقی طبقه متصل شود. کلاف‌های افقی باید در هر تراز به نحو مناسبی به یکدیگر متصل بوده و یک شبکه‌ی پیوسته فولادی را تشکیل دهند. کلاف‌های افقی و قائم باید همچنین به خوبی به سقف و دیوار متصل باشند. اتصال کلاف افقی به سقف و دیوار باید نیروی برشی دیافراگم و نیروی عمود بر صفحه‌ی دیوار را تحمل نماید.

استفاده از کلاف بتنی جهت بهسازی ساختمان‌های بیش از یک طبقه از نظر اجرایی امکان‌پذیر نمی‌باشد. در ساختمان‌های یک طبقه در صورت استفاده از کلاف بتنی، سقف ساختمان باید برداشته شود.

#### ۱۳-۷-۲-۴ رفع نامنظمی در پلان

چنانچه ساختمان به لحاظ نامنظمی در پلان مطابق بند (۱۳-۶-۱-۲-۴) آسیب‌پذیر تلقی شود، اثرات این نامنظمی را می‌توان با افزودن اعضای مقاوم جانبی مانند دیوار و یا پر کردن بازشوها کاهش داد. در صورت نامتقارن بودن ساختمان و یا وجود پیش آمدگی بزرگ‌تر از حد مجاز می‌توان با ایجاد درز انقطاع ساختمان را به قطعات متقارن تقسیم نمود.

#### ۱۳-۷-۲-۵ رفع نامنظمی در ارتفاع

چنانچه ساختمان به لحاظ نامنظمی در ارتفاع مطابق بند (۱۳-۶-۱-۲-۵) آسیب‌پذیر تلقی شود، می‌توان با اضافه کردن دیوارهای برشی جدید و یا تقویت دیوارهای باربر موجود، آن دسته از نامنظمی‌های قائم از قبیل طبقه‌ی ضعیف و ناپیوستگی در امتداد قائم را برطرف نمود. البته این روش بهسازی نباید مشکل جدیدی را برای ساختمان به وجود آورد. چنانچه از دیوار برشی جدید برای بهسازی طبقه‌ی ضعیف استفاده شود، لازم است فاصله‌ی بین مرکز جرم و مرکز سختی به لحاظ کنترل پیچش ساختمان بررسی شود. همچنین لازم است برای حفظ پیوستگی قائم، دیوار جدید تا تراز پی ادامه یابد.

#### ۱۳-۷-۲-۶ تقویت پی

چنانچه پی ساختمان مصالح بنایی مطابق بند (۱۳-۶-۱-۲-۶) آسیب‌پذیر تلقی شود، لازم است برای حفظ انسجام ساختمان، نگهداری پای دیوارها و اتصال کلاف‌های قائم از کلاف پی استفاده شود. ضوابط اجرای کلاف پی، مشابه ضوابط مربوط به کلاف افقی در تراز طبقات می‌باشد. همچنین لازم است که ظرفیت باربری پی به لحاظ توان انتقال نیروهای دیوار به خاک بررسی شده و در صورت نیاز با افزودن ابعاد پی این نقص برطرف شود.

#### ۱۳-۷-۲-۷ تقویت در برابر ساختمان‌های مجاور

ساختمان‌هایی که به دلیل وجود ساختمان مجاور مطابق بند (۱۳-۶-۱-۲-۷) نسبت به ضربات متقابل آسیب‌پذیر می‌باشد را می‌توان به روش‌های زیر تقویت نمود:

- الف- تخریب قسمتی از ساختمان جهت ایجاد و یا افزایش فاصله‌ی بین دو ساختمان تا مقدار مجاز؛
- ب- برای ساختمان‌های مجزا در یک مجموعه‌ی ساختمان، می‌توان با بستن سازه‌ی آن‌ها به یکدیگر کل مجموعه را به صورت یک سازه‌ی واحد در آورد؛

### ۱۳-۷-۳ بهسازی دیوارهای باربر

رفع نواقص دیوارهای باربر مطابق مفاد این بند و به شرح زیر پیشنهاد می‌شود.

#### ۱۳-۷-۳-۱ اصلاح اجرای واحدهای بنایی

چنانچه اجرای دیوارچینی مطابق ضوابط بند (۱۳-۶-۱-۳) آسیب‌پذیر باشد، دیوار باید برداشته شده و با دیوار جدیدی جایگزین شود و یا مقاومت جانبی آن دیوار در مقاومت کلی ساختمان منظور شود.

#### ۱۳-۷-۳-۲ اصلاح درزهای قائم بین واحدهای بنایی

در صورت پر نبودن درزهای قائم بین واحدهای بنایی از ملات، لازم است این درزها با ابزار فلزی کاملاً خالی شده و سپس با ملات جدید پر شوند. در صورت عدم استفاده از این روش، باید مقاومت برشی درون صفحه و مقاومت خمشی خارج از صفحه‌ی دیوار نصف مقادیر محاسبه شده برای دیوار کامل منظور شود.

#### ۱۳-۷-۳-۳ کاهش نسبت ارتفاع به ضخامت دیوار

دیوارهایی که طبق بند (۱۳-۶-۱-۳) و به لحاظ زیاد بودن نسبت ارتفاع به ضخامت آسیب‌پذیر تلقی می‌شود را می‌توان با افزایش ضخامت دیوار و یا با استفاده از یک سیستم پشت‌بند بهسازی نمود. دیوارهایی که ضخامت آن‌ها افزایش می‌یابد باید در تمامی ارتفاع دیوار، اتصال داخلی کاملی داشته باشد. برای مهار دیوارها با سیستم پشت‌بند می‌توان از اعضای قائمی که به کف و سقف متصل می‌شود استفاده نمود. این اعضا باید برای نیروی خارج از صفحه‌ی دیوار طراحی شوند و فاصله‌ی افقی این اعضا نباید از نصف ارتفاع و یا ۱۸۰ سانتی‌متر تجاوز کند. همچنین حداکثر تغییر مکان این اعضا نباید از یک دهم ضخامت دیوار تجاوز کند.

#### ۱۳-۷-۳-۴ کاهش ارتفاع آزاد دیوار

چنانچه ارتفاع آزاد دیوار ضوابط بند (۱۳-۶-۱-۴) را ارضا ننماید، ارتفاع آزاد دیوار را می‌توان با تعبیه‌ی کلاف افقی در آن کاهش داد. این کلاف باید برای نیروی خارج از صفحه‌ی دیوار طراحی شده و فاصله‌ی قائم آن با کلاف‌های افقی بالا و یا پایین از ۴ متر تجاوز ننماید. این کلاف باید به نحو مناسبی به کلاف‌های قائم متصل شده و حداکثر تغییر مکان آن از یک دهم ضخامت دیوار تجاوز نکند.

#### ۱۳-۷-۳-۵ کاهش طور آزاد دیوار

چنانچه دیوار باربر طبق ضوابط بند (۱۳-۶-۱-۵) به لحاظ زیاد بودن طول آزاد آسیب‌پذیر باشد، باید طول آزاد آن را با تعبیه‌ی پشت‌بند مناسب و یا کلاف قائم به میزان مجاز کاهش داد. کلاف قائم باید برای نیروی خارج از صفحه‌ی دیوار طراحی شده و به نحو مناسبی به کلاف‌های افقی کف و سقف متصل شود.

#### ۱۳-۷-۳-۶ افزایش تراکم دیوار

چنانچه دیوار باربر طبق ضوابط بند (۱۳-۶-۱-۶) به لحاظ کم بودن تراکم دیوار آسیب‌پذیر باشد، ابعاد بازشوها باید جهت برآوردن این ضوابط اصلاح شود و در صورت نیاز اطراف بازشوها براساس ضوابط استاندارد ملی بند ۲-۱ کلاف‌بندی شود. در این رابطه می‌توان از ورق‌های فولادی که به دیوار پیچ می‌شود به جای

کلاف استفاده نمود. در این صورت لازم است تعداد پیچ‌های اتصال به اندازه‌ای باشد تا ورق فولادی قبل از گسیختگی پیچ‌ها، تسلیم شود. در اصلاح وضعیت بازشوها، رعایت فاصله‌ی بازشو از انتهای دیوار طبق بند (۱۳-۶-۱-۳-۷) الزامی است.

#### ۱۳-۷-۳-۷ رفع انفصال در دیوار باربر

چنانچه دیوار طبق بند (۱۳-۶-۱-۳-۸) به لحاظ استفاده از روش هشت‌گیر در اجرای دیوار باربر یا اجزای اتصال دو دیوار متقاطع و یا طبق بند (۱۳-۶-۱-۳-۱۱) به لحاظ عبور لوله و دودکش آسیب‌پذیر باشد، می‌توان به یکی از دو روش زیر این نواقص را اصلاح نمود:

الف- در محل اجرای هشت‌گیر کلاف قائم تعبیه شود. در این صورت کلاف قائم باید به نحو مناسبی به کلاف‌های افقی بالا و پایین متصل شود؛

ب- در محل اجرای هشت‌گیر و یا محل عبور لوله یا دودکش، ورق‌های فولادی که به دیوار پیچ می‌شود، تعبیه نمود. در این صورت لازم است، تعداد پیچ‌های اتصال به اندازه‌ای باشد تا ورق فولادی قبل از گسیختگی پیچ‌ها تسلیم شود.

#### ۱۳-۷-۳-۸ اصلاح نحوه‌ی قرار داشتن تیرهای باربر سقف بر روی دیوار

در صورتی که طبق بند (۱۳-۶-۱-۳-۹) تیرهای باربر سقف به طور مستقیم روی دیوار قرار داشته و دیوار بدین لحاظ آسیب‌پذیر تلقی شود، می‌توان با تعبیه‌ی کلاف سقف در بالای دیوار این نقص را برطرف نمود.

#### ۱۳-۷-۳-۹ مهار نیروی رانش در سقف‌های قوسی

چنانچه دیوار باربر خارجی طبق ضوابط بند (۱۳-۶-۱-۳-۱۰) آسیب‌پذیر تلقی شود. می‌توان به یکی از دو روش زیر این نقص را برطرف نمود.

الف- از کلاف چوبی، فلزی یا بتنی برای مهار سقف استفاده شود؛

ب- دیوار آسیب‌پذیر توسط میل مهار فلزی با سطح مقطع حداقل ۳ سانتی‌متر مربع به دیوار موازی مجاور خود متصل شود. در این صورت فاصله‌ی بین مهارهای استفاده شده نباید از ۱۵۰ سانتی‌متر بیشتر باشد. لازم است حداقل یک میل مهار در فاصله‌ی ۵۰ سانتی‌متری گوشه‌ها تعبیه شود. میل مهارهای عرضی باید بتواند نیروی جانبی رانش را تحمل نماید.

#### ۱۳-۷-۴ بهسازی دال‌ها

بهسازی دال در ساختمان مصالح بنایی طبق مفاد این بند به شرح زیر پیشنهاد می‌شود.

#### ۱۳-۷-۴-۱ کاهش وزن سقف

چنانچه سقف به دلیل زیاد بودن وزن و براساس بند (۱۳-۶-۱-۳-۱۱) آسیب‌پذیر تلقی شود، می‌توان لایه‌های کف‌سازی موجود را برداشت و پس از رسیدن به اجزای سازه‌ای دال (آجر، چوب و یا فولاد) یک لایه‌ی جدید از مصالح سبک و مناسب با ضخامتی حداکثر برابر ۵ سانتی‌متر بر روی سقف اجرا نمود.



### ۱۳-۷-۴-۲ انسجام سقف

اگر سقف به لحاظ عدم انسجام و براساس بند (۱۳-۶-۱-۴-۲) آسیب‌پذیر تلقی شود، می‌توان براساس ضوابط بند ۳-۱۱-۳ استاندارد ملی بند ۲-۱-۲ سقف را تقویت نمود.

### ۱۳-۷-۴-۳ تقویت طول تکیه‌گاهی تیرها

چنانچه سقف به لحاظ کافی نبودن طول تکیه‌گاهی تیرها و براساس بند (۱۳-۶-۱-۴-۳) آسیب‌پذیر تلقی شود، می‌توان با متصل کردن انتهای تیرها به یکدیگر با استفاده از کلاف فلزی و وصل کردن این کلاف به بالای دیوار به نحو مناسب، این نقص را بر طرف نمود.

### ۱۳-۷-۴-۴ تقویت بازشو در دال

چنانچه دال به لحاظ وجود بازشوه‌های بزرگ مطابق بند (۱۳-۶-۱-۴-۴) آسیب‌پذیر باشد، لازم است محیط اطراف بازشو در دال کلاف‌بندی شود.

### ۱۳-۷-۵ بهسازی اتصالات اعضای ساختمان

بهسازی اتصالات اعضای ساختمان طبق مفاد این بند به شرح زیر پیشنهاد می‌شود.

### ۱۳-۷-۵-۱ تقویت اتصال دیوارهای باربر متقاطع

چنانچه اتصال دیوارهای متقاطع براساس بند (۱۳-۶-۱-۵-۱) آسیب‌پذیر باشد، ترجیحاً می‌توان از کلاف قائم مطابق ضوابط بند ۳-۹ استاندارد ملی بند ۲-۱ در محل تقاطع دو دیوار استفاده نمود. در این صورت کلاف قائم باید به کلاف‌های افقی پی و طبقه به نحو مناسبی متصل شود. در صورت عدم استفاده از کلاف قائم، می‌توان اتصال را با استفاده از میلگردهای گوشه و یا قفل و بست‌های مناسب دیگر که در فواصل حداکثر برابر ۵۰ سانتی‌متر از یکدیگر قرار می‌گیرد، تقویت نمود.

### ۱۳-۷-۵-۲ تقویت اتصال بین دیوارهای باربر و دال

در صورتی که اتصال بین دیوارهای باربر و دال طبق بندهای (۱۳-۶-۱-۵-۲) و (۱۳-۶-۱-۵-۳) آسیب‌پذیر باشد، می‌توان با افزودن اتصالات فلزی بین دیوار و دال، ضمن تقویت اتصال، ظرفیت انتقال نیروی برشی از دال به دیوار را افزایش داد. بدین منظور می‌توان از میل مهار و یا گل میخ استفاده نمود.

مقاومت مجاز کششی و برشی میل مهار و گل میخ را می‌توان براساس مقادیر مندرج در جدول (۱-۱۳) و یا انجام آزمایش کشش و پیچش میل مهار تعیین نمود. در صورت انجام آزمایش، مقاومت مجاز میل مهار ۴۰ درصد میانگین مقاومت نهایی میل مهارهای آزمایش شده می‌باشد. حداکثر فاصله‌ی بین گل میخ‌های این اتصالات ۱۰۰ سانتی‌متر می‌باشد. همچنین لازم است حداقل یک مهار در فاصله‌ی ۵۰ سانتی‌متری گوشه‌ها تعبیه شود.

چنانچه مطابق بند ۳-۱۱-۲ استاندارد ملی بند ۲-۱-۲ کلاف افقی در تراز سقف اجرا شده باشد، نیازی به اضافه کردن اتصال فلزی نمی‌باشد.

### ۱۳-۷-۵-۳ تقویت اتصال بین تیغه‌ها و دیوارهای باربر

چنانچه اتصال بین تیغه‌ها یا دیوارهای غیر باربر با دیوارهای باربر براساس بند (۱۳-۶-۱-۴-۵) آسیب‌پذیر تلقی شود، می‌توان با استفاده از مقاطع فلزی مانند نبشی و یا قفل و بست‌های فلزی دیگر، دو طرف دیوار یا تیغه را در فواصلی حداکثر برابر یک متر به دیوارهای اصلی و دال متصل نمود.

### ۱۳-۷-۶-۶ بهسازی اعضای غیر سازه‌ای ساختمان‌های مصالح بنایی

بهسازی اعضای غیر سازه‌ای طبق مفاد این بند به شرح زیر پیشنهاد می‌شود.

### ۱۳-۷-۶-۱ تقویت دیوارهای غیر باربر و تیغه‌ها

چنانچه دیوارهای غیر باربر و تیغه‌ها ضوابط بند (۱۳-۶-۱-۶-۱) را ارضا ننماید می‌توان با استفاده از روش‌های مندرج در بند ۳-۷ استاندارد ملی بند ۲-۱، این اجزا را تقویت نمود.

### ۱۳-۷-۶-۲ تقویت نمای ساختمان

چنانچه اتصال نمای ساختمان و دیوار خارجی، طبق بند (۱۳-۶-۱-۶-۲) آسیب‌پذیر تلقی شود، می‌توان با استفاده از بست‌های مهاری، نمای ساختمان را به دیوار خارجی مهار نمود.

### ۱۳-۷-۶-۳ تقویت جان‌پناه و دودکش‌ها

در صورتی که جان‌پناه و یا دودکش طبق ضوابط بند (۱۳-۶-۱-۶-۳) آسیب‌پذیر تلقی شود، می‌توان آن‌ها را توسط مهارهای مناسب فولادی یا بتنی مسلح به کف بام یا بالکن مهار نمود.

### ۱۳-۷-۷-۷ بهسازی سیستم کلاف

بهسازی سیستم کلاف‌بندی مطابق مفاد این بند به شرح زیر پیشنهاد می‌شود.

### ۱۳-۷-۷-۱ اصلاح سستم کلاف‌بندی

چنانچه سیستم کلاف‌بندی ساختمان براساس ضوابط بندهای (۱۳-۶-۲-۷) و (۱۳-۶-۲-۱-۷) آسیب‌پذیر باشد، لازم است مطابق بند ۳-۹ استاندارد ملی بند ۲-۱۱ اصلاح شود.

### ۱۳-۷-۷-۲ اصلاح کیفیت مصالح کلاف بتنی

چنانچه در بررسی‌های مربوط به ارزیابی کیفیت مصالح کلاف بتنی، مطابق بند (۱۳-۶-۲-۷-۲) کلاف آسیب‌پذیر تلقی شود، می‌توان با استفاده از روش‌های رایج تقویت مصالح بتنی، آن را تقویت نمود. همچنین می‌توان کلاف بتنی را با متصل کردن مقاطع مناسب فولادی به آن تقویت نمود.

### ۱۳-۷-۷-۳ تقویت اتصالات اجزای کلاف

چنانچه اتصالات کلاف بتنی و یا فولادی مطابق بند (۱۳-۶-۲-۷-۳) آسیب‌پذیر ارزیابی شود، می‌توان این اتصالات را با استفاده از مقاطع مناسب وسیله‌های فولادی و به طور کافی تقویت نمود.

### ۱۳-۷-۷-۴ رفع اتصالات در سیستم کلاف

چنانچه مطابق بند (۱۳-۶-۲-۷-۴) سیستم کلاف به لحاظ وجود انفصال آسیب‌پذیر تلقی شود، لازم است

که قسمت منفصل را با افزودن کلاف‌های افقی و قائم مناسب به شبکه‌ی کلاف متصل نمود.

#### ۱۳-۷-۷-۵ رفع انفصال کلاف به واسطه‌ی عبور لوله

چنانچه کلاف به واسطه‌ی عبور لوله مطابق بند (۱۳-۶-۲-۷-۵) آسیب‌پذیر باشد، می‌توان در محل انفصال با نصب ورق‌های فولادی با طول، عرض و ضخامت مناسب و در دو طرف کلاف بتنی، این نقص را برطرف نمود.

#### ۱۳-۷-۷-۶ اصلاح اتصال دیوار به کلاف

چنانچه اتصال دیوار و کلاف مطابق بند (۱۳-۶-۲-۷-۶) آسیب‌پذیر تلقی شود، می‌توان این اتصال را با استفاده از بست‌های مهاری مناسب که در فواصل حداکثر ۵۰ سانتی‌متر از یکدیگر قرار می‌گیرد، فراهم نمود.

### جدول (۱-۱۳) مقاومت مجاز کششی و برشی میل مهار و گل میخ‌ها

۸۰۰ کیلوگرم برای هر مهار	میل مهار که کاملاً در ضخامت دیوار مصالح بنایی سه جداره امتداد یافته و با یک ورق فلزی یا حداقل مساحت ۲۰۰ سانتی‌متر مربع به جداره‌ی خارجی دیوار متصل باشد.	۱- مقاومت کششی
۴۰۰ کیلوگرم برای هر مهار	میل مهار که کاملاً در ضخامت دیوار دو جداره امتداد یافته و با یک واشر با قطر حداقل ۶ سانتی-متر به جداره‌ی خارجی دیوار متصل باشد.	
۱۵۰ کیلوگرم برای گل‌میخ با قطر ۱۲ میلی‌متر	گل‌میخ‌هایی که عمق نفوذ آن‌ها در دیوار مصالح حداقل ۲۰ سانتی‌متر باشد. گل‌میخ باید در مرکز سوراخی به قطر ۶ سانتی‌متر قرار گیرد و اطراف آن با ملات ماسه‌سیمان پر باشد.	۲- مقاومت برشی
۲۲۰ کیلوگرم برای گل‌میخ با قطر ۱۶ میلی‌متر		
۲۳۰ کیلوگرم برای گل‌میخ با قطر ۱۸ میلی‌متر		

### ۱۳-۸ میان‌قاب‌های مصالح بنایی

ضوابط این بخش قابل اعمال به میان‌قاب‌های مصالح بنایی موجود، تقویت شده در مقابل زلزله، یا اضافه شده به ساختمان برای بهسازی عملکرد ساختمان در زلزله می‌باشد. روش‌های محاسبه‌ی سختی، مقاومت و تغییر شکل میان‌قاب‌های مصالح بنایی که در این بخش داده شده‌اند به جز مواردی که تصریح شده بایستی به همراه روش‌های تحلیلی و معیارهای پذیرش داده شده در بند ۹ مورد استفاده قرار گیرد. میان‌قاب‌های مصالح بنایی را باید به عنوان اجزای اولیه‌ی یک سیستم باربر جانبی در نظر گرفت.

### ۱۳-۸-۱ کلیات

میان‌قاب به عنوان پانلی تعریف می‌شود که به طور جزئی یا کامل دهانه‌ای از یک قاب فولادی یا بتنی را پوشانده و توسط تیرها و ستون‌ها احاطه شده است. میان‌قاب‌های مصالح بنایی که در این استاندارد مد نظر است شامل میان‌قاب‌های آجری یا ساخته شده با بلوک (سیمانی یا سفالی) بوده و شامل میان‌قاب‌های ساخته شده از سنگ یا شیشه نمی‌شود. میان‌قاب‌هایی جدا شده از قاب محیطی خود فرض می‌شوند که در بالا و طرفین آن‌ها درزهای بین میان‌قاب و قاب موجود باشد به طوری که وقوع حداکثر تغییر شکل‌های مورد انتظار قاب را به طور آزادانه امکان‌پذیر سازد. میان‌قاب‌های جدا شده باید در جهت عمود بر صفحه‌ی خود طوری مهار شده باشند که پایداری آن‌ها در مقابل بارهایی در این جهت تضمین شود. پانل‌هایی که در هر چهار جهت به طور کامل با قاب محیطی خود در تماس باشند، میان‌قاب‌های برشی نامیده می‌شوند. اعضا و اتصالات قاب محیطی یک میان‌قاب باید برای اثرات اندرکنش قاب و میان‌قاب ارزیابی شوند. این اثرات شامل نیروهای منتقل شده از میان‌قاب به تیرها، ستون‌ها و اتصالات قاب در بخشی از طول آن‌ها می‌باشد.

### ۱۳-۸-۱-۱ میان قاب‌های مصالح در بنایی موجود

منظور از میان قاب‌های موجود کلیه میان قاب‌هایی است که پیش از بهسازی در ساختمان موجود بوده‌اند. میان قاب‌های موجود باید در مقابل نیروهای جانبی موازی با صفحه‌ی خود طبق بند (۱۳-۸-۲) و نیروهای جانبی عمود بر صفحه‌ی خود طبق بند (۱۳-۸-۳) به طور جداگانه بررسی شوند. اگر طبق ضوابط این استاندارد نشان داده شود که میان قاب‌های مصالح بنایی موجود در شرایط مناسبی می‌باشند می‌توان فرض کرد که رفتار آن‌ها با رفتار میان قاب‌های مصالح بنایی جدید یکسان است.

### ۱۳-۸-۱-۲ میان قاب‌های مصالح بنایی جدید

منظور از میان قاب‌های جدید کلیه میان قاب‌هایی است که به یک سیستم باربر جانبی موجود برای بهسازی لرزه‌ای آن اضافه می‌شود.

### ۱۳-۸-۱-۳ میان قاب‌های مصالح بنایی تقویت شده

منظور از میان قاب‌های تقویت شده کلیه میان قاب‌های موجود است که در مقابل زلزله تقویت شده‌اند.

### ۱۳-۸-۲ ارزیابی میان قاب‌های مصالح بنایی در جهت درون صفحه

محاسبه‌ی سختی و مقاومت میان قاب‌های مصالح بنایی در جهت درون صفحه را می‌توان با ایجاد یک مدل اجزا محدود غیر خطی یک قاب مرکب دارای میان قاب و با در نظر گرفتن بازشوها و نیز ترک خوردگی میان قاب در اثر بارهای وارد شده به انجام رساند. به جای روش فوق، از روش‌های ذکر شده در بندهای (۱۳-۸-۲-۱) و (۱۳-۸-۲-۲) نیز می‌توان استفاده نمود.

### ۱۳-۸-۲-۱ سختی

سختی ارتجاعی درون صفحه‌ی یک پانل از میان قاب مصالح بنایی غیر مسلح قبل از ترک خوردگی را باید با بکارگیری یک دستک قطری فشاری معادل به عرض  $a$  طبق معادله‌ی (۱۳-۷) به حساب آورد. ضخامت و ضریب ارتجاعی دستک فشاری معادل باید با میان قاب مربوط یکسان باشد. عرض  $a$  بر حسب سانتی‌متر عبارت است از:

$$a = 0.254 [\lambda_1 h_{col}]^{0.4} r_{inf} \quad (۱۳-۷)$$

که در آن:

$$\lambda_1 = \left[ \frac{10 E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{0.25}$$

و نیز:

$h_{col}$ : ارتفاع مرکز تا مرکز ستون؛  $cm$

$h_{inf}$ : ارتفاع پانل میان قاب؛  $cm$

$E_{fe}$ : ضریب ارتجاعی مورد انتظار مصالح قاب؛  $kg/cm^2$

$E_{me}$ : ضریب ارتجاعی مورد انتظار مصالح میان قاب؛  $kg/cm^2$

$I_{col}$ : لنگر اینترسی ستون؛  $cm^4$

$r_{inf}$ : طول قطری پانل میان قاب؛  $cm$

$t_{inf}$ : ضخامت پانل میان قاب و دستک فشاری معادل؛  $cm$

$\theta$ : زاویه‌ای که تانژانت آن برابر ضریب تناسب پانل (نسبت ارتفاع به طول) می‌باشد؛

$\lambda_1$ : ضریبی که برای محاسبه‌ی عرض معادل دستک فشاری پانل به کار می‌رود.

در محاسبات فوق تنها بخشی از پانل باید در نظر گرفته شود که در کناره‌ی خود در تماس کامل با قاب است مگر این که از وسایل و مهاریه‌های مناسبی برای اتصال میان قاب با قاب در همه‌ی محیط قاب استفاده شود. سختی میان قاب‌های مصالح بنایی ترک خورده‌ی غیر مسلح باید توسط دستک‌های فشاری معادلی مدل-سازی شود که ویژگی‌های آن‌ها به روش تحلیلی با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی سیستم قاب دارای میان-قاب پس از ترک خوردن مصالح بنایی به دست می‌آید.

روش شبیه‌سازی سختی ارتجاعی میان قاب با استفاده از دستک فشاری معادل را می‌توان برای به دست آوردن سختی ارتجاعی یک پانل میان قاب سوراخ‌دار غیر مسلح نیز به کار برد. دستک فشاری معادل در اینجا از تحلیل تنش دیوارهای میان قاب سوراخ‌دار قابل تعیین است. سختی ارتجاعی دیوار میان قاب مستقل از موجود یا جدید بودن آن در نظر گرفته می‌شود.

### ۱۳-۸-۲-۲ مقاومت

انتقال برش طبقه در طول یک پانل میان قاب مصالح بنایی محصور شده در یک قاب بتنی یا فولادی یک عمل کنترل شونده توسط تغییر شکل در نظر گرفته می‌شود. مقاومت برشی مورد انتظار درون صفحه‌ی پانل را باید با توجه به ضوابط این بند تعیین نمود.

مقاومت برشی مورد انتظار میان قاب،  $V_{ine}$ ، از معادله (۱۳-۸) به دست می‌آید:

$$Q_{CE} = V_{ine} = A_{ni} f_{vie} \quad (۱۳-۸)$$

که در آن:

$A_{ni}$ : سطح مقطع افقی خالص ملات بین دو رچ مجاور پانل میان قاب؛

$f_{vie}$ : مقاومت برشی مورد انتظار میان قاب مصالح بنایی.

مقاومت برشی مورد انتظار میان قاب‌های موجود،  $f_{vie}$ ، نباید از  $3/5$  برابر تنش برشی مجاز دیوار مصالح بنایی که در رابطه‌ی (۱۳-۸) داده شده است بیشتر در نظر گرفته شود.

مقاومت برشی میان قاب‌های جدید،  $f_{vie}$ ، باید با در نظر گرفتن تنش قائم برابر صفر محاسبه شود. در محاسبه‌ی مقاومت میان قاب باید تنها بخشی از پانل در نظر گرفته شود که در کناره‌ی خود در تماس کامل با قاب است مگر این که از وسایل و مهاریه‌های مناسبی برای اتصال میان قاب قاب در محیط میان قاب استفاده شود.

### ۱۳-۸-۲-۳ معیارهای پذیرش

#### ۱۳-۸-۲-۳-۱ مقاومت لارو برای ستون‌های مجاور پانل میان‌قاب

مقاومت‌های خمشی و برشی مورد انتظار ستون‌های مجاور یک پانل میان‌قاب باید حداقل برابر بزرگ‌ترین نیروهای حاصل از دو حالت زیر باشد:

۱- اعمال مولفه‌ی افقی نیروی مورد انتظار دستک معادل میان‌قاب در فاصله‌ی  $l_{ceff}$  از بالا یا پایین پانل میان‌قاب، که در آن  $l_{ceff}$  از معادله‌ی (۹-۱۳) به دست می‌آید:

$$l_{ceff} = \frac{\alpha}{\cos \theta_c} \quad (9-13)$$

که در آن  $\tan \theta_c$  از معادله‌ی (۱۰-۱۳) قابل محاسبه است:

$$\tan \theta_c = \frac{h_{inf} - \frac{\alpha}{\cos \theta_c}}{L_{inf}} \quad (10-13)$$

$L_{inf}$  طول افقی پانل می‌باشد.

۲- نیروی برشی حاصل از ایجاد مقاومت خمشی مورد انتظار ستون در بالا و پایین ستون، با ارتفاع کاهش یافته‌ای برابر ارتفاع واقعی ستون منهای  $l_{ceff}$  طول ستون، که به اندازه‌ی  $l_{ceff}$ ، که در معادله‌ی (۹-۱۳) تعریف شده کاهش یافته است، در مورد ستونی که در جهت جانبی توسط یک میان‌قاب کوتاه تنها در بخشی از ارتفاع خود محصور شده باید مساوی با ارتفاع بازشوی دیوار (ارتفاع آزاد ستون) در نظر گرفته شود. ضوابط این بند در صورتی که مقاومت برشی مورد انتظار مصالح بنایی،  $v_f$ ، که طبق ضوابط بند (۱۳-۶-۱-۲-۱) اندازه‌گیری شده، از ۱/۴ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع کمتر باشد معتبر نبوده و حذف می‌شوند.

#### ۱۳-۸-۲-۳-۲ مقاومت لازم برای تیرهای مجاور پانل میان‌قاب

مقاومت خمشی و برشی تیرهای مجاور یک پانل میان‌قاب باید حداقل برابر بزرگ‌ترین نیروهای حاصل از دو حالت زیر باشد:

۱- اعمال مولفه‌ی قائم نیروی مورد انتظار دستک فشاری میان‌قاب در فاصله‌ی از بالا یا پایین پانل میان‌قاب در فاصله‌ی  $l_{beff}$  از بالا یا پایین پانل میان‌قاب، که در آن  $l_{beff}$  توسط معادله‌ی (۱۱-۱۳) تعریف می‌شود:

$$l_{beff} = \frac{\alpha}{\sin \theta_b} \quad (11-13)$$

$\tan \theta_b$  از معادله‌ی (۱۲-۱۳) به دست می‌آید:

$$\tan \theta_b = \frac{h_{inf}}{L_{inf} - \frac{\alpha}{\sin \theta_b}} \quad (12-13)$$

۲- نیروی برشی حاصل از ایجاد مقاومت خمشی تیر در دو انتهای تیر، با طور کوتاه شده‌ی برابر با طول خالص منهای  $l_{beff}$  ضوابط این بند در صورتی که مقاومت برشی مورد انتظار مصالح بنایی،  $v_f$ ، که طبق ضوابط بند (۱۳-۶-۱-۲-۱) اندازه‌گیری شده، از ۳/۵ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع کمتر باشد معتبر نبوده و

حذف می‌شوند.

### ۱۳-۸-۲-۳-۳ روش‌های خطی

در هنگام به کارگیری روش‌های خطی، تلاش‌های داخلی میان‌قاب‌های مصالح بنایی کنترل شونده توسط تغییر شکل در نظر گرفته می‌شوند. هنگام استفاده از روش‌های خطی بند (۹-۳-۱)، تلاش‌های داخلی اجزا باید با ظرفیت‌های آن‌ها طبق بند (۹-۴-۱-۲) مقایسه شود. ضرایب  $m$  مورد استفاده در معادله‌ی (۹-۱۹) از جدول (۱۳-۲) به دست می‌آید. در مورد یک پانل میان‌قاب،  $Q_E$  برابر مولفه‌ی افقی نیروی محوری کاهش نیافته در دستک فشاری معادل می‌باشد.

برای محاسبه‌ی ضریب  $m$  طبق جدول (۱۳-۲)، نسبت مقاومت‌های قاب به میان‌قاب،  $\beta$  باید با در نظر گرفتن مقاومت جانبی مورد انتظار هر جزء محاسبه شود.

### ۱۳-۸-۲-۴ روش‌های غیر خطی

در مورد روش استاتیکی غیر خطی داده شده در بند (۳-۳-۳)، پانل‌های میان‌قاب باید ضوابط بند (۳-۴-۲-۲) را برآورده سازند. تغییر مکان‌های نسبی جانبی غیر خطی نباید از مقادیر داده شده در جدول (۱۳-۳) تجاوز نماید. متغیر  $d$  که نماینده‌ی ظرفیت تغییر شکل غیر خطی است باید بر حسب نسبت تغییر مکان نسبی جانبی طبقه به درصد بیان شود.

برای محاسبه‌ی سطوح قابل قبول تغییر مکان نسبی جانبی در هنگام استفاده از جدول (۱۳-۳)، نسبت مقاومت‌های قاب به میان‌قاب،  $\beta$  باید با در نظر گرفتن مقاومت جانبی مورد انتظار هر جزء تعیین شود.

جدول (۱۳-۲) ضرایب  $m$  برای پانل میان‌قاب مصالح بنایی در روش استاتیکی خطی

ضریب $m$			$\frac{L_{inf}}{h_{inf}}$	$\beta = \frac{V_{fre}}{V_{ine}}$
CP	LS	IO		
--	۴٫۰	۱٫۰	۰٫۵	$\beta < ۰٫۷$
--	۳٫۵	۱٫۰	۱٫۰	
--	۳٫۰	۱٫۰	۲٫۰	
--	۶٫۰	۱٫۵	۰٫۵	$۰٫۷ \leq \beta < ۱٫۳$
--	۵٫۲	۱٫۲	۱٫۰	
--	۴٫۵	۱٫۰	۲٫۰	
--	۸٫۰	۱٫۵	۰٫۵	$\beta \geq ۱٫۳$
--	۷٫۰	۱٫۲	۱٫۰	
--	۶٫۰	۱٫۰	۲٫۰	

یادآوری- برای مقادیر بین مقادیر مندرج در جدول از درون‌یابی خطی استفاده شود.



جدول (۳-۱۳) روابط ساده شده‌ی نیرو- تغییر مکان برای پانل‌های میان قاب مصالح بنایی در روش استاتیکی غیر

خطی

معیار پذیرش		e%	d%	c	$\frac{L_{inf}}{h_{inf}}$	$\beta = \frac{V_{fre}}{V_{ine}}$
CP%	LS%					
--	۰٫۴	--	۰٫۵	--	۰٫۵	$\beta < ۰٫۷$
--	۰٫۳	--	۰٫۴	--	۱٫۰	
--	۰٫۲	--	۰٫۳	--	۲٫۰	
--	۰٫۸	--	۱٫۰	--	۰٫۵	$۰٫۷ \leq \beta < ۱٫۳$
--	۰٫۶	--	۰٫۸	--	۱٫۰	
--	۰٫۴	--	۰٫۶	--	۲٫۰	
--	۱٫۱	--	۱٫۵	--	۰٫۵	$\beta \geq ۱٫۳$
--	۰٫۹	--	۱٫۲	--	۱٫۰	
--	۰٫۷	--	۰٫۹	--	۲٫۰	

یادآوری- برای مقادیر بین مقادیر مندرج در جدول از درون‌یابی خطی استفاده شود.

اگر قاب محیط پس از گسیختگی هر پانل میان قاب بتواند پایدار بماند، محدودیت‌های مربوط به سطح عملکرد آستانه‌ی فرور ریزش ساختمان را نباید در مورد پانل‌های میان قاب اعمال نمود. در مورد روش دینامیکی غیر خطی داده شده در بند (۳-۳-۴)، پانل‌های میان قاب باید ضوابط بند (۳-۴-۲-۲) را برآورده سازند. روابط غیر خطی نیرو- تغییر مکان پانل‌های میان قاب باید با استفاده از اطلاعات داده شده در جدول (۳-۱۳) تعیین شده یا براساس روش معتبر دیگری که رفتار چرخه‌ای اجزای مربوط را به طور کامل در نظر می‌گیرد به دست آید. تغییر شکل‌های قابل قبول میان قاب، مستقل از موجود بودن یا جدید بودن آن در نظر گرفته می‌شود.

### ۳-۸-۱۳ ارزیابی میان قاب‌های مصالح بنایی در جهت عمود بر صفحه

پانل‌های میان قاب غیر مسطح با نسبت‌های  $h_{inf} / t_{inf}$  کمتر از مقادیر داده شده در جدول (۳-۱۳) را که ضوابط مربوط به کنش قوسی داده شده در بند بعدی را برآورده می‌سازند لازم نیست در برابر نیروهای زلزله در جهت عمود بر صفحه ارزیابی نمود.

جدول (۳-۱۳) نسبت‌های حداکثر  $h_{inf} / t_{inf}$

سطح عملکرد	پهنه‌ی لرزه‌ای با خطر نسبی کم	پهنه‌ی لرزه‌ای با خطر نسبی متوسط	پهنه‌ی لرزه‌ای با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد
IO	۱۴	۱۳	۸
LS	۱۵	۱۴	۹
CP	۱۶	۱۵	۱۰

### ۱۳-۸-۳-۱ سختی

پانلهای میان قاب را باید به عنوان اعضای محلی در نظر گرفت که دهانه‌ی باربر آن در خمش عمود بر صفحه در راستای قائم برابر فاصله‌ی بین کفهای طبقات مجاور و در راستای افقی برابر دهانه قاب می‌باشد. از سختی عمود بر صفحه‌ی پانل میان قاب در مدل تحلیلی که از سیستم کلی سازه‌ای در جهت عمود بر صفحه‌ی پانل ساخته می‌شود باید صرف نظر نمود.

سختی خمشی میان قاب‌های مصالح بنایی ترک نخورده تحت نیروهای جانبی عمود بر صفحه باید براساس حداقل سطح مقطع خالص ملات بین رج‌ها به علاوه‌ی سیمان کاری روی دیوار تعیین شود. سختی خمشی پانلهای ترک خورده غیر مسلح تحت نیروهای جانبی عمود بر صفحه باید مساوی صفر فرض شود؛ مگر این که کنش قوسی در نظر گرفته شود.

کنش قوسی را تنها هنگامی می‌توان در نظر گرفت که کلیه‌ی شرایط زیر برقرار باشد:

۱- پانل در تماس کامل با اجزای قاب محیطی خود باشد؛

۲- حاصل ضرب مدول ارتجاعی  $E_{fe}$  در لنگر اینرسی  $I_f$  انعطاف‌پذیرترین جزء قاب از عدد  $1 \times 10^4 \text{ kg.cm}^2$  تجاوز ننماید؛

۳- اجزای قاب دارای مقاومت کافی برای تحمل نیروهای فشاری حاصل از کنش قوسی پانل میان قاب باشند؛

۴- نسبت  $h_{inf} / t_{inf}$  کوچک‌تر یا مساوی ۲۵ باشد.

اگر کنش قوسی در نظر گرفته شود، تغییر مکان وسط ارتفاع میان قاب در جهت عمود بر صفحه‌ی آن  $\Delta_{inf}$ ، تقسیم بر ارتفاع پانل،  $h_{inf}$ ، از معادله‌ی (۱۳-۱۳) به دست می‌آید:

$$\frac{\Delta_{inf}}{h_{inf}} = \frac{0.002 \left[ \frac{h_{inf}}{t_{inf}} \right]}{1 + \sqrt{1 - 0.002 \left[ \frac{h_{inf}}{t_{inf}} \right]^2}} \quad (13-13)$$

سختی میان قاب در جهت عمود بر صفحه مستقل از موجود بودن یا جدید بودن آن در نظر گرفته می‌شود.

### ۱۳-۸-۳-۲ مقاومت

هنگامی که کنش قوسی در نظر گرفته نمی‌شود، کرانه‌ی پایینی مقاومت یک پانل میان قاب مصالح بنایی غیر مسلح توسط کرانه‌ی پایین مقاومت کششی مصالح بنایی در خمش،  $f'_t$ ، کنترل می‌شود.  $f'_t$  باید مساوی ۰٫۷ برابر مقاومت کششی مورد انتظار مصالح بنایی در خمش که طبق روش آزمایشی معتبری تعیین می‌شود در نظر گرفته شود.

اگر کنش قوسی در نظر گرفته شود، کرانه‌ی پایین مقاومت عمود بر صفحه‌ی یک پانل میان قاب براساس معادله‌ی (۱۴-۱۳) تعیین می‌شود:

$$Q_{CL} = q_{in} = \frac{0.7 f'_m \lambda_2}{\left[ \frac{h_{inf}}{t_{inf}} \right]} \times 144 \quad (14-13)$$

که در آن:

$f'_m$ : کرانه‌ی پایینی مقاومت فشاری مصالح بنایی؛

$\lambda_p$ : ضریب لاغری تعریف شده در جدول (۱۳-۵).

جدول (۱۳-۵) مقادیر  $\lambda_p$  برای استفاده در معادله (۱۳-۱۴)

$\frac{h_{inf}}{t_{inf}}$	۵	۱۰	۱۵	۲۵
$\lambda_p$	۰٫۱۲۹	۰٫۰۶۰	۰٫۰۳۴	۰٫۰۱۳

یادآوری- درون‌بایی خطی بین مقادیر جدول مجاز است.

### ۱۳-۸-۳-۳ معیارهای پذیرش

پانل‌های میان‌قاب که در جهت عمود بر صفحه‌ی تحت بارگذاری قرار دارند نباید توسط روش‌های استاتیکی خطی یا غیر خطی تعریف شده در بند ۳ تحلیل شوند.

نیروی طراحی وارد بر واحد سطح این دیوارها در روش خطی باید از رابطه‌ی (۲-۵) محاسبه شود. کرانه‌ی پایین مقاومت عرضی پانل‌های میان‌قاب مصالح بنایی غیر مسلح نباید از نیروی  $F_p$  داده شده در بند (۲-۱۳-۷-۲) کمتر باشد. ( $m = 1$ )

اگر از روش دینامیکی غیر خطی استفاده شود، باید معیارهای عملکردی زیر براساس حداکثر تغییر مکان عمود بر صفحه‌ی پانل کنترل شوند:

۱- برای سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه‌ی سازه، نسبت تغییر مکان نسبی عمود بر صفحه‌ی پانل در هر طبقه باید کوچک‌تر یا مساوی ۲ درصد باشد؛

۲- برای سطح عملکرد ایمنی جانی سازه، نسبت تغییر مکان نسبی عمود بر صفحه‌ی پانل در هر طبقه باید کوچک‌تر یا مساوی ۳ درصد باشد؛

۳- برای سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش سازه، نسبت تغییر مکان نسبی عمود بر صفحه‌ی پانل در هر طبقه باید کوچک‌تر یا مساوی ۵ درصد باشد.

تغییر شکل‌های قابل قبول پانل میان‌قاب در جهت عمود بر صفحه، مستقل از موجود بودن یا جدید بودن دیوار در نظر گرفته می‌شود.

### ۱۴ سامانه جداساز لرزه‌ای و سامانه‌های غیرفعال اتلاف انرژی

#### ۱-۱۴ محدوده‌ی کاربرد

در این بند استانداردهایی برای بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها با استفاده از سیستم‌های جداساز لرزه‌ای و سیستم‌های غیر فعال اتلاف انرژی ارائه می‌شود.

در بخش (۲-۱۴) روش‌های تحلیل و ضوابط طراحی سیستم‌های جداساز لرزه‌ای بیان می‌شود. ضوابط تحلیل و طراحی سیستم‌های غیر فعال اتلاف انرژی در بخش (۳-۱۴) بیان می‌شود. اجزا و اعضا ساختمان‌های با

سیستم‌های جداساز لرزه‌ای و سیستم‌های غیر فعال اتلاف انرژی باید ملزومات بندهای ۷ تا ۱۳ و ۱۵ به استثنای موارد ذکر شده در این بند را برآورد نمایند.

#### ۱۴-۲ سیستم‌های جداساز لرزه‌ای

##### ۱۴-۲-۱ کلیات

سیستم‌های جداساز لرزه‌ای که به صورت بالشتک‌های الاستومر یا لغزشی مطابق با بند (۱۴-۲-۲) طبقه‌بندی می‌شوند، باید ضوابط این بخش را برآورد نمایند. مشخصات سیستم‌های جداساز لرزه‌ای باید مطابق با ضوابط بند (۱۴-۲-۲) باشد. تحلیل و طراحی سیستم‌های جداساز لرزه‌ای در بند (۱۴-۲-۳) بیان شده است. تحلیل به روش خطی و به روش غیر خطی بسته به مورد، آن گونه که در بند (۱۴-۲-۳) ذکر می‌شود، باید به ترتیب مطابق با بندهای (۱۴-۲-۴) و (۱۴-۲-۵) صورت پذیرد. اجزای غیر سازه‌ای در این گونه ساختمان‌ها باید مطابق با ضوابط بند (۱۴-۲-۶) بهسازی شوند. ضوابط اضافی در مورد سیستم‌های جداساز لرزه‌ای باید به طریقی که در بند (۱۴-۲-۷) بیان شده رعایت شود. کنترل طراحی سیستم‌های جداساز لرزه‌ای و آزمایش‌های مربوط به آن‌ها باید مطابق با ضوابط بندهای (۱۴-۲-۸) و (۱۴-۲-۹) انجام شود. طبق ضوابط این استاندارد، در صورت نیاز، سیستم جداساز لرزه‌ای باید شامل اجزای مقاوم در برابر باد و واژگونی سازه باشد. سیستم جداساز لرزه‌ای می‌تواند شامل یک سری میراگر برای اتلاف انرژی زلزله نیز باشد. در مورد سازه‌های جداسازی شده ضرایب  $C_1, C_2, C_3$  و  $J$  که در بند ۳ تعریف شده‌اند باید مساوی یک اختیار شوند.

#### ۱۴-۲-۲ مشخصات مکانیکی و نحوه مدل‌سازی سیستم‌های جداساز لرزه‌ای

##### ۱۴-۲-۲-۱ کلیات

جداساز لرزه‌ای به دو دسته‌ی الاستومری یا لغزشی طبقه‌بندی می‌شوند. جداسازهای الاستومری باید به یکی از صورت‌های زیر باشند: بالشتک‌های لاستیکی با میرایی زیاد (HDR)، بالشتک‌های لاستیکی با میرایی کم (RB) یا بالشتک‌های لاستیکی با میرایی کم و هسته‌ی سربی (LRB). جداسازهای لغزشی باید با سطح صاف یا با سطح منحنی نظیر سیستم آونگ اصطکاکی (FPS) باشند. سیستم‌های غلتکی نیز نوعی از سیستم‌های جداساز لرزه‌ای هستند که زیر مجموعه‌ی سیستم‌های لغزشی می‌باشند. جداسازهای غلتکی باید با سطح صاف، منحنی یا مخروطی باشند، جداسازهایی که نتوان آن‌ها را الاستومری یا لغزشی طبقه‌بندی نمود، مشمول ضوابط این استاندارد نمی‌باشند.

#### ۱۴-۲-۲-۲ مشخصات مکانیکی جداسازهای لرزه‌ای

##### ۱۴-۲-۲-۲-۱ جداسازهای الاستومری

منحنی نیرو- تغییر شکل جداسازهای الاستومری باید با در نظر گرفتن اندرکنش نیروی محوری و نیروی برشی، تغییر شکل دو جهته، تاریخچه‌ی بارگذاری شامل اثرات حین ساخت جداسازهای الاستومری، حرارت و سایر بارهای محیطی و اثرات سن در طول عمر مفید جداسازها تعیین شود.

برای مدل‌سازی جداسازهای الاستومری در تحلیل سازه باید مشخصات جداسازها براساس تحلیل یا نتایج آزمایش مصالح آن تعیین شود. برای طراحی جداسازها مشخصات نمونه‌هایی از جداسازهایی که برای بهسازی مورد نظر می‌باشد باید طبق بند (۱۴-۲-۹) با آزمایش به دست آید.

#### ۱۴-۲-۲-۲-۲ جداسازهای لغزشی

منحنی نیرو- تغییر شکل جداسازهای لغزشی باید در نظر گرفتن فشار تماسی، سرعت بارگذاری، تغییر شکل دو جهته، حرارت، سایر بارهای محیطی و اثرات سن در طول عمر مفید جداسازها تعیین شود. برای مدل‌سازی جداسازهای لغزشی در تحلیل سازه باید مشخصات جداسازها براساس تحلیل یا نتایج آزمایش مصالح آن تعیین شود. برای طراحی جداسازها مشخصات نمونه‌هایی از جداسازهایی که برای بهسازی مورد نظر می‌باشد باید طبق بند (۱۴-۲-۹) با آزمایش به دست آید.

#### ۱۴-۲-۲-۳ مدل‌سازی جداسازها

##### ۱۴-۲-۲-۳-۱ کلیات

اگر مشخصات مکانیکی جداسازهای لرزه‌ای به پارامترهایی نظیر نیروی محوری (ناشی از ثقل، اثرات واژگونی زلزله، ارتعاش قائم زلزله)، سرعت بارگذاری، تغییر شکل دو جهته، حرارت و اثرات سن بستگی داشته باشد، برای تعیین میزان حساسیت پاسخ به پارامترهای فوق باید کرانه‌ی بالا و کرانه‌ی پایین مقادیر سختی و میرایی در تحلیل‌های جداگانه سازه در نظر گرفته شوند.

##### ۱۴-۲-۲-۳-۲ مدل‌های خطی

نیروی بازگرداننده‌ی جداساز از حاصل ضرب سختی موثر  $K_{eff}$  جداساز در پاسخ تغییر مکان  $D$  به دست می‌آید:

$$F = K_{eff} D \quad (1-14)$$

سختی موثر  $K_{eff}$  یک جداساز از نتایج آزمایش طبق رابطه‌ی (۱۴-۱۲) محاسبه می‌شود. برای محاسبه‌ی میرایی موثر  $\beta_{eff}$  از سطح محصور شده توسط حلقه‌ی هیستریزس نیرو- تغییر مکان جداساز طبق رابطه‌ی (۱۴-۱۳) استفاده می‌شود. هر دو پارامتر سختی موثر و میرایی موثر تابع دامنه بوده و باید به ازای مقادیر مختلف تغییر مکان جداساز تعیین شوند.

##### ۱۴-۲-۲-۳-۳ مدل‌های غیر خطی

در روش‌های تحلیل غیر خطی، منحنی نیرو- تغییر شکل جداسازها، باید مورد استفاده قرار گیرد، میرایی مورد استفاده در تحلیل غیر ارتجاعی جداسازها باید فقط شامل میرایی هیستریک باشد. استفاده از میرایی ویسکوز در مدل غیر خطی مجاز نیست مگر این که توسط آزمایش جداسازها با در نظر گرفتن سرعت بارگذاری وجود آن تایید شود.

## ۱۴-۲-۲-۴ مدل‌سازی سیستم جداساز و سازه‌ی فوقانی

### ۱۴-۲-۲-۴-۱ کلیات

مدل‌های ساختمان‌هایی که در آن‌ها از جداساز لرزه‌ای استفاده شده شامل: سیستم جداساز، سیستم لرزه بر جانبی، دیگر اجزا و اعضای سازه‌ای و اتصالات بین سیستم جداساز و سازه‌ی فوقانی و تحتانی آن باید ضوابط بندهای ۲ و ۳ و همچنین بندهای (۱۴-۲-۲-۲) و (۱۴-۲-۲-۳) را تامین نماید.

### ۱۴-۲-۲-۴-۲ مدل‌سازی سیستم جداساز

سیستم جداساز باید با استفاده از مشخصه‌های تغییر شکل حاصل از نتایج آزمایش‌های بند (۱۴-۲-۹) و با رعایت نکات زیر مدل‌سازی شود.

- ۱- در نظر گرفتن نحوه‌ی توزیع جداسازها؛
- ۲- محاسبه‌ی حرکات جانبی و پیچشی سازه‌ی فوقانی با در نظر گرفتن بدترین وضعیت خروج از محوری جرم؛
- ۳- برآورد نیروهای واژگونی و برکنش هر یک از جداسازها؛
- ۴- در نظر گرفتن اثرات بار قائم، بار جانبی (در هر دو جهت) و سرعت بارگذاری، در صورتی که منحنی نیرو-تغییر شکل سیستم جداساز به عوامل مزبور بستگی داشته باشد؛
- ۵- برآورد نیروهای ناشی از اثرات  $P - \Delta$ ؛
- ۶- در نظر گرفتن اجزای غیر خطی. سیستم‌های جداساز با اجزای غیر خطی شامل سیستم‌هایی هستند که ضوابط بند (۱۴-۲-۳-۳-۱) مورد ۲ را تامین نمی‌کنند.

### ۱۴-۲-۲-۴-۳ مدل‌سازی سازه‌ی فوقانی

حداکثر تغییر مکان طبقات و سیستم جداساز با استفاده از مدلی که منحنی نیرو-تغییر شکل اجزای غیر خطی را منظور می‌نماید باید محاسبه شود.

استفاده از مدل‌های خطی برای محاسبه‌ی نیروها و تغییر مکان‌های طراحی اجزای اصلی سیستم باربر جانبی سازه‌ی فوقانی در صورتی مجاز است که هر دو ضابطه‌ی زیر تامین شوند:

- ۱- منحنی نیرو-تغییر مکان خطی معادل برای اجزای غیر خطی سیستم جداساز بر مبنای حداکثر سختی موثر این سیستم تعیین شود.
- ۲- سیستم باربر جانبی سازه در مقابل زلزله سطح خطر مورد نظر در محدوده‌ی ارتجاعی خطی باقی بماند. یک سیستم باربر جانبی در صورتی ارتجاعی خطی در نظر گرفته می‌شود که هر دو ضابطه زیر در مورد آن صادق باشد.
- ۱- در مورد کلیه‌ی تلاش‌های کنترل شونده توسط تغییر شکل رابطه‌ی (۹-۱۹) به ازای  $m = 1$  برقرار باشد.
- ۲- در مورد کلیه‌ی تلاش‌های کنترل شونده توسط نیرو رابطه‌ی (۹-۲۰) برقرار باشد.

#### ۱۴-۲-۳ ضوابط کلی برای طراحی سیستم جداساز

##### ۱۴-۲-۳-۱ کلیات

تحلیل و طراحی سیستم جداساز براساس ضوابط این بند انجام می‌گیرد.

##### ۱۴-۲-۳-۱-۱ پایداری سیستم جداساز

پایداری اعضای باربر قائم سیستم جداسازی به کمک تحلیل و آزمایش باید ارزیابی شود. این ارزیابی برای تغییر مکان جانبی برابر حداکثر تغییر مکان کل محاسبه شده طبق بند (۱۴-۲-۳-۴) یا (۱۴-۲-۳-۵-۱) و یا برای حداکثر تغییر مکان اجازه داده شده توسط وسایل محدودکننده‌ی تغییر مکان (در صورت وجود) انجام می‌شود.

##### ۱۴-۲-۳-۲ طبقه‌بندی ساختمان بر حسب شکل

طبقه‌بندی ساختمان جداسازی شده به صورت منظم یا نامنظم براساس طبقه‌بندی سازه‌ی فوقانی بر حسب شکل طبق ضوابط استاندارد ملی بند ۲-۱ انجام می‌شود.

##### ۱۴-۲-۳-۲ ضابطه‌ی حرکت زمین

ضابطه‌ی حرکت زمین برای زلزله‌ی طرح و زلزله‌ی طرح و زلزله‌ی حداکثر مطابق بخش ۱-۶ و اصلاحات این قسمت انجام می‌گیرد. سطح خطر زلزله‌ی طرح توسط طراح معین می‌شود ولی می‌توان معادل سطح خطر-۱ انتخاب نمود. برای زلزله‌ی حداکثر می‌توان سطح خطر زلزله‌ی-۲ را در نظر گرفت.

##### ۱۴-۲-۳-۲-۱ زلزله‌ی طرح

برای زلزله‌ی طرح ضوابط حرکت زمین به شرح زیر می‌باشد:

- ۱- مقدار شتاب طیفی در پریود کوتاه ( $S_g$ ) و شتاب طیفی در  $1.0$  ثانیه ( $S_1$ ) مطابق بند ۱.
- ۲- طیف پاسخ زلزله‌ی طرح برای ۵ درصد میرایی (هنگامی که طیف پاسخ برای تحلیل طیفی مطابق بند (۱۴-۲-۳-۳-۲) یا برای تعریف شتاب نگاشت مورد نیاز باشد).
- ۳- حداقل ۳ شتاب نگاشت سازگار با طیف زلزله‌ی طرح (هنگامی که شتاب نگاشت‌ها برای تحلیل غیر خطی مطابق بند (۱۴-۲-۳-۳-۲) مورد نیاز باشد).

##### ۱۴-۲-۳-۲-۲ زلزله‌ی حداکثر

برای زلزله‌ی حداکثر ضوابط حرکت زمین به شرح زیر می‌باشد.

- ۱- مقدار شتاب طیفی در پریود کوتاه ( $S_g$ ) و شتاب طیفی در  $1.0$  ثانیه ( $S_1$ ) مطابق بند ۱.
- ۲- طیف پاسخ زلزله‌ی حداکثر برای ۵ درصد میرایی (هنگامی که طیف پاسخ برای تحلیل طیفی مطابق بند (۱۴-۲-۳-۲-۲) یا برای تعریف شتاب نگاشت مورد نیاز باشد)؛
- ۳- حداقل ۳ شتاب نگاشت سازگار با طیف زلزله‌ی حداکثر (هنگامی که شتاب نگاشت‌ها برای تحلیل غیر خطی مطابق بند (۱۴-۲-۳-۳-۲) مورد نیاز باشد).

#### ۱۴-۲-۳-۳-۳ انتخاب روش تحلیل

#### ۱۴-۲-۳-۳-۱ روش‌های خطی

روش‌های خطی می‌تواند برای طراحی ساختمان‌های جداسازی شده به کار برده شود به شرطی که معیارهای زیر تامین شوند:

۱- ساختمان روی زمین نوع یا طبق استاندارد ملی بند ۲-۱ قرار گرفته باشد؛

۲- سیستم جداساز دارای ضوابط زیر باشد:

۱-۲- سختی موثر سیستم جداساز در تغییر مکان طرح بزرگ‌تر از  $\frac{1}{4}$  سختی موثر آن در تغییر مکانی برابر با ۲۰ درصد تغییر مکان طرح باشد؛

۲-۲- سیستم جداساز قابلیت ایجاد نیروی بازگرداننده مطابق بند (۱۴-۲-۷-۲-۴) را دارا باشد؛

۳-۲- منحنی نیرو- تغییر شکل سیستم جداساز مستقل از نرخ یا سرعت بارگذاری باشد؛

۴-۲- منحنی نیرو- تغییر شکل سیستم جداساز مستقل از بار قائم یا جهت بار جانبی در پلان باشد؛

۵-۲- سیستم جداساز، تغییر مکان در سطح خطر-۲ را به کمتر از حاصل ضرب تغییر مکان طراحی کل در نسبت شتاب طیفی ماکزیمم در زمان یک ثانیه به شتاب طیفی طرح در همان زمان محدود نکند.

۳- سازه‌ی فوقانی سیستم جداساز تحت حرکات زلزله‌ی مورد نظر ارتجاعی باقی بماند.

#### ۱۴-۲-۳-۳-۲ تحلیل طیفی

تحلیل طیفی برای طراحی ساختمان‌های جداسازی شده برای هر یک از شرایط زیر الزامی است:

۱- ارتفاع ساختمان بیش از ۲۰ متر باشد؛

۲- پیوند موثر سازه در تغییر مکان حداکثر (طبق تعریف بند ۱۴-۲-۴-۳-۴) بزرگ‌تر از ۳ ثانیه باشد؛

۳- پیوند موثر سازه در تغییر مکان طرح (طبق تعریف بند ۱۴-۲-۴-۳-۲) کمتر یا مساوی ۳ برابر زمان تناوب سازه‌ی فوقانی با فرض پایه‌ی گیردار باشد؛

۴- سازه‌ی فوقانی سیستم جداساز نامنظم باشد.

#### ۱۴-۲-۳-۳-۳ روش‌های غیر خطی

استفاده از روش‌های غیر خطی برای طراحی ساختمان‌های جداسازی شده برای هر یک از شرایط زیر الزامی است:

۱- سازه‌ی فوقانی برای زلزله‌ی مورد نظر غیر خطی باشد؛

۲- سیستم جداساز تمام ضوابط بند (۱۴-۲-۳-۳-۱) مربوط به مورد ۲ را برآورد نکند.

تحلیل دینامیکی غیر خطی برای طراحی ساختمان جداسازی شده‌ی لرزه‌ای که شرایط ۱ و ۲ فوق‌الذکر را دارا هستند الزامی است.



#### ۴-۲-۱۴ روش‌های تحلیل خطی

##### ۱-۴-۲-۱۴ کلیات

در صورت انتخاب روش تحلیل خطی مطابق بند (۳-۳-۲-۱۴)، ساختمان‌های جداسازی شده باید برای حداقل تغییر مکان‌ها و نیروهای لرزه‌ای معین شده در این قسمت طراحی شوند.

##### ۲-۴-۲-۱۴ مشخصات تغییر شکل سیستم جداساز

مشخصات تغییر شکل سیستم جداساز براساس نتایج آزمایش مطابق بند (۹-۲-۱۴) معین می‌شود. هر گاه در سیستم جداساز از اجزای مقاوم در برابر باد و واژگونی و وسایل اتلاف انرژی برای تامین ضوابط این استاندارد استفاده شود، منحنی نیرو- تغییر مکان سیستم جداساز باید اثرات وجود این اجزا و وسایل را در بر داشته باشد.

##### ۳-۴-۲-۱۴ حداقل تغییر مکان جانبی

##### ۱-۳-۴-۲-۱۴ تغییر مکان طرح

سیستم جداساز برای تحمل حداقل تغییر مکان جانبی زلزله در دو جهت اصلی سازه طبق رابطه‌ی (۲-۱۴) طراحی و ساخته می‌شود:

$$D_D = \left[ \frac{g}{4\pi^2} \right] \frac{S_1 T_D}{B_1} \quad (۲-۱۴)$$

که در آن  $S_1$  مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب یک ثانیه برای زلزله‌ی طرح می‌باشد و  $B_1$  با توجه به جدول (۱-۱۴) برای  $\beta$  برابر  $\beta_D$  در رابطه‌ی (۱۸-۱۴) تعیین می‌شود.

##### ۲-۳-۴-۲-۱۴ زمان تناوب موثر در تغییر مکان طرح

زمان تناوب موثر ( $T_D$ ) ساختمان جداسازی شده در تغییر مکان طرح با استفاده از مشخصات تغییر شکل سیستم جداساز طبق رابطه‌ی (۳-۱۴) محاسبه می‌شود:

جدول (۱-۱۴) ضرایب  $B_1$  و  $B_s$  بر حسب درصد میرایی مورد نظر ( $\beta$ )

$B_1$	$B_s$	$\beta$
۰٫۸	۰٫۸	$\leq ۲$
۱٫۰	۱٫۰	۵
۱٫۲	۱٫۳	۱۰
۱٫۵	۱٫۸	۲۰
۱٫۷	۲٫۳	۳۰
۱٫۹	۲٫۷	۴۰
۲٫۰	۳٫۰	$\geq ۵۰$

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{D \min} g}} \quad (۳-۱۴)$$

که در آن:

$W$  وزن مرده‌ی سازه‌ی واقع در بالای سیستم جداساز (سازه‌ی فوقانی)  $K_{D \min}$  سختی موثر حداقل سیستم جداساز در تغییر مکان طراحی و در جهت جانبی مورد نظر.

#### ۱۴-۲-۳-۳ تغییر مکان حداکثر

تغییر مکان حداکثر سیستم جداساز ( $D_M$ ) در بحرانی‌ترین جهت پاسخ جانبی از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$D_M = \left[ \frac{g}{4\pi^2} \right] \frac{S_1 T_M}{B_1} \quad (۴-۱۴)$$

که در آن:

$S_1$  مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب یک ثانیه برای سطح خطر-۲ می‌باشد و  $B_1$  با توجه به جدول (۱۴-۱) و برای  $\beta$  برابر  $\beta_M$  طبق معادله (۱۴-۱۹) محاسبه می‌شود.

#### ۱۴-۲-۳-۴ زمان تناوب موثر در تغییر مکان حداکثر

زمان تناوب موثر ( $T_M$ ) ساختمان جداسازی شده در تغییر مکان حداکثر از مشخصات تغییر شکل سیستم جداساز طبق رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{M \min} g}} \quad (۵-۱۴)$$

که در آن:

$K_{M \min}$  سختی موثر حداقل سیستم جداساز در تغییر مکان حداکثر و در جهت جانبی مورد نظر می‌باشد.

#### ۱۴-۲-۳-۵ تغییر مکان کل

کل تغییر مکان طراحی ( $D_{TD}$ ) و کل تغییر مکان حداکثر ( $D_{TM}$ ) در اجزای سامانه جداساز باید شامل تغییر مکان اضافی ناشی از پیچش واقعی و اتفاقی نیز باشد. اثرات پیچش با در نظر گرفتن توزیع مکانی سختی مؤثر سامانه جداساز در تغییر مکان طراح و بحرانی‌ترین حالت خروج از محوری جرم محاسبه می‌شود. کل تغییر مکان طراحی ( $D_{TD}$ ) و کل تغییر مکان حداکثر ( $D_{TM}$ ) اجزای یک سامانه جداساز با توزیع یکنواخت مکانی سختی مؤثر در تغییر مکان طرح نباید کمتر از مقادیر زیر باشد:

$$D_{TD} = D_D \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (۶-۱۴)$$

$$D_{TM} = D_M \left[ 1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (۷-۱۴)$$

که در رابطه‌ی فوق  $b$  و  $d$  ابعاد پلان ساختمان و  $e$  بیان‌گر خروج از محوری واقعی و اتفاقی مرکز جرم سازه‌ی فوقانی نسبت به مرکز سختی سامانه جداساز و  $y$  فاصله‌ی مرکز جزء مورد نظر تا مرکز سختی سامانه جداساز، اندازه‌گیری شده در جهت عمود بر امتداد بارگذاری جانبی مورد نظر می‌باشد. کل تغییر مکان حداکثر ( $D_{TM}$ ) می‌تواند کمتر از رابطه‌ی (۷-۱۴) باشد، اما نباید کمتر از  $1/1$  برابر  $D_M$  باشد، به شرطی که محاسبات نشان دهد سامانه جداساز پیچش مربوط را تحمل می‌کند.

#### ۱۴-۲-۴-۴ حداقل نیروی جانبی

#### ۱۴-۲-۴-۴-۱ سامانه جداساز و اجزای واقع در زیر آن

سامانه جداساز، و تمام اجزای سازه‌ای واقع در زیر سامانه جداساز از جمله پی باید برای تحمل نیروی جانبی لرزه‌ای ( $V_b$ ) طبق رابطه‌ی زیر طراحی و اجرا شود:

$$V_b = K_{D_{\max}} D_D \quad (۸-۱۴)$$

که در آن  $K_{D_{\max}}$  سختی مؤثر حداکثر سامانه جداساز در تغییرمکان طراحی و در جهت جانبی مورد نظر می‌باشد.

#### ۱۴-۲-۴-۴-۲ اجزای سازه‌ای واقع در روی سامانه جداساز

اجزای واقع در بالای سامانه جداساز باید برای تحمل حداقل نیروی جانبی لرزه‌ای  $V_S$  برابر با  $V_b$  حاصل از رابطه‌ی (۸-۱۴) طراحی و اجرا شود.

#### ۱۴-۲-۴-۴-۳ محدودیت‌های $V_S$

مقدار  $V_S$  نباید کم‌تر از مقادیر زیر در نظر گرفته شود:

۱- برش پایه‌ی مساوی طراحی باد؛

۲- ۱/۵ برابر نیروی جانبی لرزه‌ای لازم برای فعال نمودن کامل سامانه جداساز.

#### ۱۴-۲-۴-۴-۴ توزیع نیرو در ارتفاع ساختمان

تمام نیروی  $V_S$  در ارتفاع سازه‌ی فوقانی سامانه جداساز طبق رابطه‌ی زیر باید توزیع شود:

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} V_S \quad (۹-۱۴)$$

در هر طبقه‌ی نظیر  $i$ ، نیروی  $F_i$  باید متناسب با وزن آن طبقه  $W_i$ ، در امتداد افق نیز توزیع شود.

#### ۱۴-۲-۴-۵ تحلیلی طیفی

#### ۱۴-۲-۴-۵-۱ زلزله‌ی مورد استفاده

طیف زلزله‌ی طرح باید مطابق بند (۱۴-۲-۳-۲-۱) برای محاسبه‌ی تغییرمکان طراحی کل سامانه جداساز و نیروها و تغییرمکان‌های جانبی سازه فوقانی به کار برده شود. طیف زلزله‌ی حداکثر سطح خطر - ۲ نیز باید برای محاسبه‌ی تغییرمکان حداکثر کل سامانه جداساز به کار رود.

#### ۱۴-۲-۴-۵-۲ میرایی مودی

تحلیل طیفی باید به ازای مقادیر میرایی موده‌های ارتعاشی معادل با کم‌ترین دو مقدار: میرایی مؤثر سامانه جداساز شده یا ۳۰ درصد میرایی بحرانی انجام گیرد. میرایی در نظر گرفته شده برای موده‌های بالاتر باید متناسب با نوع مصالح و تراز تنش سازه‌ی فوقانی باشد.

#### ۱۴-۲-۴-۵-۳ ترکیب مؤلفه‌های زلزله

در تحلیل طیفی برای محاسبه‌ی تغییرمکان طراحی کل و تغییرمکان حداکثر باید اثرات تحریک همزمان مدل به صورت ۱۰۰ درصد حرکت زمین در جهت بحرانی آن به علاوه‌ی حداقل ۳۰ درصد در جهت متعامد در نظر گرفته شود. تغییرمکان حداکثر سامانه جداساز از ترکیب برداری دو مؤلفه‌ی متعامد به دست می‌آید.

#### ۱۴-۲-۴-۵-۴ مقیاس کردن نتایج

اگر تغییرمکان طراحی کل که از تحلیل به دست می‌آید، کمتر از  $D_{TM}$  مطابق رابطه (۱۴-۶) باشد و یا اگر تغییرمکان حداکثر کل که از تحلیل طیفی به دست می‌آید کمتر از  $D_{TM}$  مطابق رابطه (۱۴-۷) باشد، لازم است که نیروهای داخلی و تغییرشکل‌ها جهت طراحی به همان نسبت افزایش یابند.

#### ۱۴-۲-۴-۶ نیروها و تغییرر شکل‌های طراحی

اجزای ساختمان باید برای نیروها و تغییرر شکل‌هایی طراحی شوند که از روش‌های خطی و معیارهای پذیرش بند (۹-۴-۱-۲) حاصل شده‌اند، به استثنای این که برای طراحی اعضای کنترل‌شونده توط تغییرشکل، ضریب  $m$  نباید بزرگ‌تر از ۱٫۵ در نظر گرفته شود.

#### ۱۴-۲-۵ روش‌های تحلیل غیرخطی

ارزیابی سازه‌های جداسازی شده با استفاده از روش‌های تحلیل غیرخطی باید براساس مدل‌های ۳ بعدی انجام گیرد به طوری که مشخصات غیر خطی یستم جداساز و سازه‌ی فوقانی هر دو در نظر گرفته شود.

#### ۱۴-۲-۵-۱ روش استاتیکی غیرخطی

#### ۱۴-۲-۵-۱-۱ کلیات

روش استاتیکی غیرخطی برای ساختمان‌های جداسازی شده باید براساس ضوابط بند (۹-۳-۳) انجام گیرد به استثنای این که تغییرمکان هدف و توزیع بار جانبی باید براساس ضوابط زیر به دست آید:

#### ۱۴-۲-۵-۱-۲ تغییرمکان هدف

در هر جهت اصلی، مدل ساختمان به اندازه‌ی تغییرمکان هدف  $D'_D$  حاصل از طیف زلزله‌ی طرح و تغییرمکان هدف  $D'_M$  حاصل از طیف زلزله‌ی حداکثر سطح خطر - ۲ که از روابط زیر محاسبه می‌شوند، حاصل می‌شود:

$$D'_D = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left[ \frac{T_e}{T_D} \right]^2}} \quad (10-14)$$

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left[ \frac{T_e}{T_M} \right]^2}} \quad (11-14)$$

که در آن  $T_e$  زمان تناوب اصلی مؤثر سازه‌ی فوقانی با فرض پای‌گیردار می‌باشد که رابطه (۳-۱۳) به دست می‌آید. تغییرمکان‌های هدف  $D'_M$  و  $D'_D$  باید در مرکز جرم اولین کف واقع در روی سامانه جداساز تعیین

شوند.

#### ۱۴-۲-۵-۱-۳ الگوب بار جانبی

الگوی بار جانبی اعمال شده متناسب با توزیع جرم ساختمان و شکل مود ایزوله شده‌ی ساختمان (مود اول) در تغییر مکان هدف می‌باشد.

#### ۱۴-۲-۵-۲-۲ روش دینامیکی غیر خطی

##### ۱۴-۲-۵-۱-۲ کلیات

روش دینامیکی غیر خطی در ساختمان‌های جداسازی شده باید براساس ضوابط بند (۳-۳-۴) باشد به استثنای این که نتایج باید براساس ضوابط زیر برای طراحی مقیاس شوند:

##### ۱۴-۲-۵-۲-۲ مقیاس کردن نتایج

اگر تغییر مکان طرح حاصل از تحلیل کم‌تر از  $D'_D$  مطابق رابطه‌ی (۱۴-۱۰) باشد، یا اگر تغییر مکان حداکثر حاصل از تحلیل کم‌تر از  $D'_M$  مطابق رابطه‌ی (۱۴-۱۱) باشد، لازم است که نیروهای داخلی و تغییر شکل‌های جهت طراحی به همان نسبت افزایش یابند که مقادیر  $D'_M$  و  $D'_D$  تامین شوند.

##### ۱۴-۲-۵-۳ نیروها و تغییر شکل‌های طراحی

اجزای ساختمان باید برای نیروها و تغییر شکل‌هایی طراحی شوند که از تحلیل غیر خطی و مطابق معیارهای پذیرش بند (۳-۴-۲-۱) و (۳-۴-۲-۲) حاصل شده‌اند.

#### ۱۴-۲-۶ اجزای غیر سازه‌ای

##### ۱۴-۲-۶-۱ کلیات

اجزای غیر سازه‌ای دایمی و ملحقات آن‌ها باید برای تحمل نیروها و تغییر مکان‌های لرزه‌ای داده شده در این قسمت و ملزومات مربوط در بند ۱۵ طراحی شوند.

##### ۸-۲-۶-۲ نیروها و تغییر مکان‌ها

##### ۸-۲-۶-۲-۱ اجزای غیر سازه‌ای فوقانی سیستم جداساز

اجزای غیر سازه‌ای که در بالای سیستم جداساز قرار دارند باید برای تحمل نیروی جانبی زلزله برابر با حداکثر پاسخ دینامیکی عضو مورد نظر طراحی شوند. طرح اجزای غیر سازه‌ای برای تحمل بار جانبی زلزله برابر با پاسخ ساختمان‌های معمولی با فرض پای گیردار نیز طبق بند ۹ مجاز می‌باشد.

##### ۱۴-۲-۶-۲-۲ اجزای غیر سازه‌ای که از سیستم جداساز عبور می‌کنند

اجزای غیر سازه‌ای که از سیستم جداساز عبور می‌کنند را باید برای تحمل حداکثر تغییر مکان (افقی) و حداکثر تغییر مکان قائم سیستم جداساز طراحی نمود. این اعضا نباید قیدی برای تغییر مکان ساختمان جداسازی شده به وجود آورند یا محدودیتی در اقناع هدف بهسازی ایجاد نمایند.

#### ۱۴-۲-۶-۲-۳ اجزای غیر سازه‌ای واقع در زیر سیستم جداساز

اجزای غیر سازه‌ای ساختمان‌های جداسازی شده لرزه‌ای که در زیر سیستم جداساز قرار دارند، مطابق ضوابط بند ۹ طراحی و اجرا می‌شوند.

#### ۱۴-۲-۷ جزئیات مورد نیاز سیستم

##### ۱۴-۲-۷-۱ کلیات

سیستم جداساز و سیستم سازه‌ای لازم است ضوابط زیر را به طور کامل تامین کنند.

##### ۱۴-۲-۷-۲ سیستم جداساز

##### ۱۴-۲-۷-۲-۱ شرایط محیطی

علاوه بر ضوابط بارهای قائم و جانبی حاصل از باد و زلزله، سیستم جداساز باید برای شرایط محیطی دیگر مانند اثرات گذشت زمان، خزش، خستگی، حرارت، رطوبت و مواد مضر طراحی شود.

##### ۱۴-۲-۷-۲-۲ نیروهای باد

ساختمان‌های جداسازی شده باید نیروهای طراحی باد (طبق آیین‌نامه‌ی مربوط) را در تمام طبقات بالای سیستم جداساز تحمل کنند. در محل سیستم جداساز یک سیستم مقاوم در مقابل باد برای محدود نمودن تغییر مکان جانبی سیستم جداساز در حد تغییر مکان بین طبقه‌ای لازم است.

##### ۱۴-۲-۷-۲-۳ مقاومت در مقابل آتش‌سوزی

مقاومت در مقابل آتش‌سوزی برای سیستم جداساز مشابه سایر اعضای ساختمان که بارهای قائم و جانبی را تحمل می‌کنند باید در نظر گرفته شود.

##### ۱۴-۲-۷-۲-۴ نیروی جانبی بازگرداننده

سیستم جداساز باید طوری طراحی شود که حداقل یکی از دو نیروی زیر در آن ایجاد شود.

۱- نیرویی برابر با کل نیروی جانبی ساختمان در کل تغییر مکان جانبی طراحی آن مشخصات سیستم جداساز باید طوری باشد که کل نیروی جانبی ساختمان در این حالت از  $0.25W$  به علاوه‌ی نیروی جانبی متناظر با ۵۰ درصد کل تغییر مکان جانبی طراحی کمتر نباشد.

۲- نیرویی حداقل برابر  $0.05W$ ، هنگامی که کل تغییر مکان جانبی سیستم جداساز بیشتر از ۵۰ درصد کل تغییر مکان جانبی طراحی می‌باشد.

در مواردی که سیستم جداساز تحت کل بار قائم پایدار مانده و تغییر مکان حداکثری را برابر با بزرگ‌ترین دو مقدار، سه برابر تغییر مکان طراحی یا  $90S_1$  (بر حسب سانتی‌متر) تامین نماید ( $S_1$  برای زلزله سطح خطر-۲ محاسبه می‌شود) رعایت ضوابط طراحی فوق برای سیستم جداساز ضروری نمی‌باشد.

##### ۱۴-۲-۷-۲-۵ قید تغییر مکانی

پیکربندی سیستم جداسازی که شامل یک قید تغییر مکانی برای محدود کردن تغییر مکان جانبی ناشی از زلزله سطح خطر-۲ به کمتر از تغییر مکانی که از طریق ضرب کردن کل تغییر مکان طراحی در نسبت

پارامتر شتاب طیفی در زمان تناوب یک ثانیه برای زلزله‌ی سطح خطر-۲ به مقدار همان پارامتر برای زلزله‌ی طرح به دست می‌آید، در صورتی مجاز است که ساختمان جداسازی شده مطابق با معیارهای زیر مشروط بر آن که این معیارها محدودکننده‌تر از ضوابط بند (۱۴-۲-۳) باشند طراحی شود.

۱- واکنش ساختمان ناشی از زلزله‌ی سطح خطر-۲ مطابق با ضوابط روش تحلیل دینامیکی بند (۱۴-۲-۵) محاسبه شود و خصوصیات غیر خطی سیستم جداساز و سازه‌ی فوقانی به طور صریح در نظر گرفته شود.

۲- ظرفیت نهایی سیستم جداساز و اجزای سازه‌ای واقع در زیر سیستم جداساز باید از نیروها و تغییر مکان‌های ناشی از زلزله سطح خطر-۲ بیشتر باشند.

۳- پایداری و شکل‌پذیری سازه‌ی فوقانی تحت زلزله‌ی سطح خطر-۲ کنترل شود.

۴- قید تغییر مکانی در تغییر مکان‌های کوچک‌تر از ۰/۷۵ برابر کل تغییر مکان طراحی فعال نشود مگر این که با تحلیل نشان داده شود که فعال شدن زود هنگام منجر به عملکرد نامطلوب نمی‌شود.

#### ۱۴-۲-۷-۲-۶ پایداری تحت بارهای قائم

هر جزء از سیستم جداساز باید طوری طراحی شود که تحت کل بار قائم حداکثر یعنی  $Q_D + Q_L + |Q_E|$  و بار قائم حداقل یعنی  $Q_D - |Q_E|$  به ازای تغییر مکان جانبی برابر با کل تغییر مکان حداکثر پایدار بماند. بار قائم ناشی از زلزله روی هر واحد جداساز در این محاسبه،  $Q_E$ ، باید براساس حداکثر واکنش ساختمان ناشی از زلزله‌ی سطح خطر-۲ محاسبه شود.

#### ۱۴-۲-۷-۲-۷ واژگونی

ضریب اطمینان در برابر واژگونی کلی سازه حول سطح تماس با سیستم جداساز نباید کمتر از یک، به ازای ترکیبات بار لازم باشد. کلیه‌ی شرایط محتمل برای بارهای ثقلی و زلزله باید در نظر گرفته شود. نیروهای زلزله در محاسبه‌ی واژگونی باید براساس زلزله‌ی سطح خطر-۲ محاسبه شود و نیروی مقاوم قائم باید با به کارگیری وزن ساختمان، واقع در بالای سیستم جداساز،  $W$ ، به دست آید.

ایجاد نیروی برکنش موضعی در اجزا و اعضای سیستم مجاز است به شرطی که تغییر شکل‌های حاصل منجر به بروز تنش‌های زیاد یا ناپایداری در واحدهای سیستم جداساز یا سایر اجزای سیستم نشود. استفاده از یک سیستم مقاوم به برکنش (tie-down) برای محدود کردن برکنش موضعی در هر یک از اجزا و اعضای سیستم مجاز است به این شرط که ساختمان جداسازی شده طبق معیارهای زیر وقتی این معیارها محدودکننده‌تر از ضوابط بند (۱۴-۲-۳) باشند طراحی شود:

۱- واکنش ساختمان به زلزله‌ی سطح خطر-۲ مطابق با ضوابط روش تحلیلی دینامیکی بند (۱۴-۲-۵) محاسبه شده و در آن خصوصیات غیر خطی سیستم جداساز و سازه‌ی فوقانی به طور صریح در نظر گرفته شود.

۲- ظرفیت نهایی سیستم مقاوم به برکنش (tie-down) باید از نیروها و تغییر شکل‌های ناشی از زلزله‌ی سطح خطر-۲ بیشتر باشند.

۳- در طراحی سیستم جداساز که با نتایج آزمایش هم باید پشتیبانی شود بایستی از پایداری سیستم (بند ۱۴-۲-۹-۲-۴) در مقابل بارهای ناشی از زلزله‌ی سطح خطر-۲ و بار قائم اضافی ناشی از وجود سیستم

مقاوم به برکنش اطمینان حاصل نمود.

#### ۱۴-۲-۷-۲-۸ بازرسی و جایگزینی

امکان دسترسی برای بازرسی و جایگزین کردن احتمالی هر یک از اجزای سیستم جداساز باید تامین شود.

#### ۱۴-۲-۷-۲-۹ کنترل کیفیت تولید

برنامه‌ای برای آزمایش‌های مربوط به کنترل کیفیت تولید واحدهای سیستم جداساز باید توسط مهندس مسئول طراحی سازه ارائه شود.

#### ۱۴-۲-۷-۳ سیستم سازه‌ای

#### ۱۴-۲-۷-۳-۱ توزیع افقی نیرو

توسط یک دیافراگم افقی یا اجزای سازه‌ای دیگر باید پیوستگی سازه در تراز روی سیستم جداساز تامین شود. این دیافراگم یا اجزای سازه‌ای دیگر باید دارای مقاومت و شکل‌پذیری کافی برای انتقال نیروها (در اثر حرکت غیر یکنواخت زمین) از یک بخش از ساختمان به بخش دیگر آن باشند و سختی کافی برای ایجاد رفتار لرزه‌ای به صورت دیافراگم صلب در تراز روی سیستم جداساز نیز داشته باشند.

#### ۱۴-۲-۷-۳-۲ درزهای انقطاع

عرض درزهای انقطاع موجود بین ساختمان جداسازی شده و دیوارهای حایل اطراف آن یا سایر موانع ثابت دیگر نباید کمتر از کل تغییر مکان طراحی باشد.

#### ۱۴-۲-۸ بازبینی طرح

#### ۱۴-۲-۸-۱ کلیات

بازبینی طرح سیستم جداساز و برنامه‌ی آزمایش‌های مربوط باید توسط یک تیم مهندسی مستقل صورت پذیرد. این تیم باید شامل افراد صاحب تجربه در روش‌های تحلیلی لرزه‌ای و تئوری و کاربرد جداسازی لرزه‌ای باشد.

#### ۱۴-۲-۸-۲ سیستم جداساز

بازبینی طرح سیستم جداساز باید شامل مرور موارد زیر باشد:

۱- معیارهای لرزه‌ای محلی، شامل طیف و تاریخچه‌ی زمانی زلزله‌ی خاص محل، کلیه‌ی معیارهای طراحی دیگری که به طور خاص برای پروژه‌ی مورد نظر ملحوظ شده است؛

۲- طراحی اولیه، شامل تعیین کل تغییر مکان طراحی و کل تغییر مکان حداکثر سیستم جداساز و تراز نیروی جانبی؛

۳- آزمایش نمونه‌هایی از سیستم جداساز طبق بند (۱۴-۲-۹)؛

۴- طرح نهایی ساختمان جداسازی شده و مدارک تحلیلی مربوط؛

۵- آزمایش‌های کنترل کیفیت سیستم جداساز طبق بند (۱۴-۲-۷-۲-۹).



## ۱۴-۲-۹-۲-۱۴ مشخصات لازم برای طراحی و آزمایش سیستم جداساز

### ۱۴-۲-۹-۱-۱۴ کلیات

خصوصیات تغییر شکلی و مقادیر میرایی سیستم جداساز که در تحلیل و طراحی سازه‌های جداسازی شده به کار رود باید براساس انجام آزمایش‌های زیر روی نمونه‌های منتخبی از اجزا پیش از عملیات ساختمانی باشد. اجزایی از سیستم جداساز که تحت آزمایش قرار می‌گیرند باید جداسازها و اجزای سیستم مقاوم به باد و وسایل اتلاف انرژی تکمیلی (نظیر میراگرها) اگر در طرح موجود باشند را شامل شود. با انجام آزمایش‌های مشخص شده در این بند تنها مشخصات سیستم جداساز برای طراحی تعیین می‌شود و نباید آن‌ها را جایگزین آزمایش‌های کنترل کیفیت تولید تصریح شده در بند (۱۴-۲-۷-۲-۹) دانست.

### ۱۴-۲-۹-۲-۲-۱۴ آزمایش‌های لازم

#### ۱۴-۲-۹-۲-۱-۱۴ کلیات

آزمایش‌های باید به طور جداگانه روی دو نمونه با مقیاس واقعی برای هر اندازه و نوعی از جداساز در سیستم انجام گیرد. در صورتی که از وسایل سیستم مقاوم به باد استفاده شده باشد، این وسایل نیز علاوه بر جداسازها در نمونه‌های آزمایشی باید منظور شوند. وسایل اتلاف انرژی تکمیلی (میراگرها) باید طبق بند (۱۴-۳-۸) آزمایش شوند. نمونه‌های آزمایش شده را نباید در ساختمان مورد نظر به کار برد مگر این که کاربرد آن‌ها توسط مهندس مسئول طراحی سازه اجازه داده شود.

#### ۱۴-۲-۹-۲-۲-۲-۱۴ ثبت نتایج

در هر چرخه‌ی بارگذاری، منحنی نیرو - تغییرشکل و رفتار چرخه‌ای نمونه‌ی مورد آزمون باید ثبت شود.

#### ۱۴-۲-۹-۲-۳-۱۴ ترتیب مراحل و چرخه‌های بارگذاری

مراحل زیر باید به ترتیب در آزمون جداسازها انجام شود و در هر لحظه و در هر مرحله تعداد مشخص شده از چرخه‌های بارگذاری جانبی تحت بار قائمی مساوی با میانگین  $Q_D + 0.5Q_L$  وارد بر جداسازهایی از یک نوع و اندازه صورت پذیرد.

۱- بیست چرخه‌ی کامل رفت و برگشتی تحت بار جانبی مساوی با نیروی طراحی باد.

۲- سه چرخه‌ی کامل رفت و برگشتی بارگذاری تا تغییرمکان‌های:  $D_D$ ،  $0.5D_D$ ،  $0.25D_D$  و  $D_M$ .

۳- سه چرخه کامل رفت و برگشتی تا کل تغییرمکان حداکثر،  $D_{TM}$ .

۴- تعداد  $\frac{S_l}{S_s B_l}$  چرخه ولی نه کم تر از ۱۰ چرخه‌ی کامل رفت و برگشتی بارگذاری تا تغییرمکان

طراحی  $D_D$ ، مقادیر  $S_l$  و  $S_s$  باید مربوط به زلزله‌ی طرح باشند.

#### ۱۴-۲-۹-۲-۴-۱۴ جداسازهای تحمل‌ننده‌ی بار قائم

اگر یک جداساز لرزه‌ای وظیفه‌ی حمل بارهای قائم را نیز به عهده داشته باشد، آن‌گاه مورد دوم مراحل بارگذاری چرخه‌ای ذکر شده در بند (۱۴-۲-۹-۲-۳) باید برای دو حالت اضافی دیگر از ترکیبات بار قائم نیز انجام شود که عبارت است از:

$$1/2 Q_D + 0/5 Q_L + |Q_E| \quad -1$$

$$0/8 Q_D - |Q_E| \quad -2$$

مقدار  $Q_E$  باید برابر یا بزرگتر از حداکثر قایم ایجاد شده در زلزله متناظر با تغییرمکانی جانبی که در حین آزمون روی نمونه اعمال می‌شود، باشد. در این آزمون‌ها، بار قایم حاصل از ترکیبات بار باید برابر با میانگین نیروی رو به پایین وارد بر جداسازهای از یک نوع و اندازه باشد.

#### ۱۴-۲-۹-۲-۵ جداسازهای با خصوصیات وابسته به نرخ بارگذاری

اگر خصوصیات منحنی نیرو - تغییرمکان جداسازها وابسته به نرخ بارگذاری باشند، آنگاه هر سری از آزمون‌های مشخص شده در بندهای (۱۴-۲-۹-۲-۳) و (۱۴-۲-۹-۲-۴) باید به طور دینامیکی در فرکانسی برابر معکوس- زمان تناوب مؤثر  $T_D$  سازه‌های جداسازی شده- انجام گیرد.

اگر از نمونه‌هایی با مقیاس کاهش یافته یعنی کوچکتر از نمونه واقعی برای اندازه‌گیری خصوصیات وابسته به نرخ بارگذاری جداسازها استفاده شود، این نمونه‌های با مقیاس کاهش یافته باید از نوع، مصالح و ساخته شده تحت روند و کیفیتی مشابه با نمونه‌های واقعی بوده و باید در فرکانسی آزمون شوند که نشان‌دهنده‌ی نرخ بارگذاری نمونه‌ی واقعی باشد.

در صورتی که در دو حالت زیر اگر بیش از ۱۰٪  $\pm$  در سختی مؤثر یک جداساز (در تغییرمکان طراحی) اختلاف باشد، خصوصیات منحنی نیرو- تغییرمکان یک جداساز باید وابسته به نرخ بارگذاری در نظر گرفته شود.

۱- وقتی جداساز در فرکانسی برابر معکوس زمان تناوب سازه‌ی جداسازی شده آزمون شود؛

۲- وقتی جداساز در هر فرکانسی بین ۰/۱ تا ۲ برابر معکوس زمان تناوب مؤثر سازه‌ی جداسازی شده آزمون می‌شود.

#### ۱۴-۲-۹-۲-۶ جداسازهای با خصوصیات وابسته به بارگذاری دو جهته

اگر خصوصیات منحنی نیرو - تغییرمکان جداسازها وابسته به بارگذاری دو جهته باشد، آنگاه مقدار آزمون‌های ذکر شده در بندهای (۱۴-۲-۹-۲-۳) و (۱۴-۲-۹-۲-۴) باید به نحو زیر افزایش داده شود. از یک جهت بارگذاری متناظر با کل تغییرمکان طراحی همان جهت از جهت دیگر بارهایی متناظر با ۰/۲۵، ۰/۷۵ و ۱ برابر کل تغییرمکان طراحی جهت دیگر در چهار حالت مختلف اعمال شود.

اگر از نمونه‌هایی با مقیاس کاهش یافته برای اندازه‌گیری خصوصیات وابسته به بارگذاری دو جهته استفاده شود، آنگاه این نمونه‌های مقیاس شده باید از نوع، مصالح و اخته شده تحت روند و کیفیتی مشابه با نمونه‌های واقعی باشند.

هرگاه با بررسی منحنی نیرو - تغییرمکان دو جهته و یک جهته بیش از ۱۵٪  $\pm$  اختلاف در سختی مؤثر نظیر تغییرمکان طراحی بین این دو حالت مشاهده شود، خصوصیات منحنی نیرو - تغییرمکان جداساز باید وابسته به بارگذاری دو جهته منظور شود.

#### ۱۴-۲-۹-۲-۷ حداکثر و حداقل بار قایم

جداسازهایی که بار قایم را حمل می‌کنند باید به طور استاتیکی تحت حداکثر و حداقل بار قایم در تراز کل تغییرمکان حداکثر آزمون شوند. در این آزمون‌ها، ترکیب بار قایم  $1.2Q_D + Q_L + |Q_E|$  باید به عنوان حداکثر بار قایم و ترکیب بار قایم  $0.8Q_D - |Q_E|$  باید به عنوان حداقل بار قایم روی هر جداساز از یک نوع و اندازه در نظر گرفته شود. بار قایم زلزله رویی یک جداساز مشخص،  $Q_E$ ، باید براساس حداکثر واکنش ساختمان ناشی از زلزله سطح خطر-۲ محاسبه شود.

#### ۱۴-۲-۹-۲-۸ سامانه‌های فیوزی مقاوم به باد

اگر یک سامانه فیوزی مقاوم به باد در سامانه جداساز موجود باشد، ظرفیت نهایی باید با انجام آزمون طبق ضوابط این بند تعیین شود.

#### ۱۴-۲-۹-۲-۹ آزمون روی واحدهای مشابه

آزمون یک نمونه‌ی جدا از که این نمونه در مقایسه با نمونه‌ی آزمون شده‌ی دیگری شرایط زیر را دارا باشد لازم نیست.

۱- دارای ابعاد مشابهی باشد؛

۲- از همان نوع و مصالح باشد؛

۳- به همان روش ساخته شده و کنترل کیفیت شده باشد.

معافیت از آزمون باید توسط تیم بازرسی‌کننده طبق بند (۱۳-۲-۸) تأیید شود.

#### ۱۴-۲-۹-۳ تعیین خصوصیات منحنی نیرو- تغییرمکان

خصوصیات منحنی نیرو - تغییرمکان سامانه جداساز باید براساس آزمون‌های بارگذاری چرخه‌ای نمونه‌های جداساز مشخص شده در بند (۱۴-۲-۹-۳) صورت گیرد.

سختی مؤثر هر واحد جداساز،  $K_{eff}$ ، در هر چرخه‌ی تغییرشکلی باید توسط معادله‌ی (۱۴-۱۲) محاسبه شود:

$$K_{eff} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|\Delta^+| + |\Delta^-|} \quad (12-14)$$

در رابطه‌ی فوق  $F^+$  و  $F^-$ ، نیرو در سامانه جداساز در تغییرمکان‌های نظیر  $\Delta^+$  و  $\Delta^-$  می‌باشد.

میرایی مؤثر هر واحد جداساز،  $\beta_{eff}$ ، باید برای هر چرخه‌ی تغییرشکلی از معادله‌ی (۱۴-۱۳) محاسبه شود:

$$\beta_{eff} = \frac{2}{\pi} \left[ \frac{E_{loop}}{K_{eff} [|\Delta^+| + |\Delta^-|]^2} \right] \quad (13-14)$$

در رابطه‌ی فوق  $E_{loop}$  عبارت است از انرژی تلف شده در هر چرخه و  $K_{eff}$  منحنی مؤثر می‌باشد. این مقادیر در هنگامی که تغییرمکان‌ها در آزمون برابر  $\Delta^+$  و  $\Delta^-$  هستند باید محاسبه شوند.

#### ۴-۹-۲-۱۴ کفایت سامانه

عملکرد نمونه‌های آزمایشی در صورت برآورد شدن شرایط زیر مکفی خواهد بود:

۱- منحنی نیرو - تغییرمکان در کلیه‌ی آزمون‌های مشخص شده در بند (۲-۹-۲-۱۴) نشان دهنده‌ی نمو غیر منفی در ظرفیت باربری باشد.

۲- در هر نمو تغییرمکان در آزمون مشخص شده در بند (۳-۲-۹-۲-۱۴)، ردیف ۲ و به ازای هر حالت ترکیب بار قایم ذکر شده در بند (۳-۲-۹-۲-۱۴)، معیارهای زیر برآورده شود:

۱-۲ اختلافی بیش از  $\pm 15\%$  بین سختی‌های مؤثر در هر یک از سه چرخه آزمون در مقدار متوسط سختی مؤثر هر نمونه آزمایشی موجود نباشد.

۲-۲ اختلافی بیش از  $\pm 15\%$  در میانگین سختی مؤثر در دو نمونه آزمایشی یک واحد جداساز از یک نوع و اندازه در سه چرخه لازم آزمون موجود نباشد.

۳- در سختی مؤثر اولیه هر نمونه آزمایشی در تعداد چرخه‌ای برابر با  $3 \cdot \frac{S_l}{S_s B_l}$  (حداقل ۱۰ چرخه) در آزمون مشخص شده در ردیف ۳ از بند (۳-۲-۹-۲-۱۴) بیش از  $\pm 20\%$  تغییر نباشد.  $S_l$  و  $S_s$  باید مربوط به زلزله طرح باشند.

۵- کلیه‌ی نمونه‌های مربوط به اجزای برابر قایم سامانه جداساز به ازای کل تغییرمکان حداکثر تحا بار استاتیکی ذکر شده در بند (۶-۲-۹-۲-۱۴) پایدار بمانند.

۶- سختی مؤثر و میرایی مؤثر نمونه‌های آزمایشی، در محدوده‌ی مشخص شده توسط مهندس مسؤول طراحی سازه، قرار گیرند.

#### ۵-۹-۲-۱۴ مشخصات طراحی سامانه جداساز

##### ۱-۵-۹-۲-۱۴ حداکثر و حداقل سختی مؤثر

حداکثر و حداقل سختی مؤثر سامانه جداساز به ازای تغییرمکان طرح،  $K_{D \max}$  و  $K_{D \min}$  باید براساس آزمون‌های چرخه‌ای مذکور در بند (۲-۹-۲-۱۴) و طبق معادلات (۱۴-۱۴) و (۱۵-۱۴) محاسبه شود:

$$K_{D \max} = \frac{\sum |F_D^+|_{\max} + \sum |F_D^-|}{2D_D} \quad (14-14)$$

$$K_{D \min} = \frac{\sum |F_D^+|_{\min} + \sum |F_D^-|_{\min}}{2D_D} \quad (15-14)$$

در تراز تغییرمکان حداکثر، بیش‌ترین و کم‌ترین سختی مؤثر سامانه جداساز باید براساس آزمون‌های چرخه‌ای بند (۲-۹-۲-۱۴) و معادلات (۱۶-۱۴) و (۱۷-۱۴) محاسبه شود:

$$K_{M \max} = \frac{\sum |F_M^+|_{\max} + \sum |F_M^-|_{\max}}{2D_M} \quad (16-14)$$

$$K_{M \min} = \frac{\sum |F_M^+|_{\min} + \sum |F_M^-|_{\min}}{2D_M} \quad (17-14)$$

#### ۱۴-۲-۹-۵-۲ میرایی مؤثر

میرایی مؤثر سامانه جداساز در تراز تغییرمکان طرح،  $\beta_D$  باید براساس آزمون‌های چرخه‌ای بند (۱۴-۲-۹-۲) و با استفاده از معادله (۱۴-۱۸) محاسبه شود:

$$\beta_D = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{\sum E_D}{K_{D_{\max}} D_D^2} \right] \quad (14-18)$$

در معادله (۱۴-۱۸) کل انرژی تاف شده در سامانه جداساز در هر چرخه‌ی تغییرمکانی،  $\sum E_M$ ، باید برابر با مجموع انرژی تلف شده در کلیه<sup>۱</sup> جداسازها در هر چرخه از آزمایشی که در آن  $\Delta^+$  و  $\Delta^-$  برابر با تغییرمکان طرح  $D_D$  گرفته شده است به دست آید.

میرایی مؤثر سامانه جداساز در تغییرمکانی برابر تغییرمکان حداکثر،  $\beta_M$  باید براساس آزمون‌های چرخه‌ای بند (۱۴-۲-۹-۲) و طبق معادله (۱۴-۱۹) محاسبه شود.

$$\beta_M = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{\sum E_M}{K_{M_{\max}} D_M^2} \right] \quad (14-19)$$

در معادله (۱۴-۱۹) کل انرژی تلف شده در سامانه جداساز در هر چرخه تغییرمکانی،  $\sum E_M$ ، باید برابر با مجموع انرژی تلف شده در کلیه<sup>۱</sup> جداسازها در هر چرخه از آزمایشی که در آن  $\Delta^+$  و  $\Delta^-$  برابر با تغییرمکان حداکثر  $D_M$  گرفته شده است، به دست آید.

#### ۱۴-۳ سامانه‌های غیرفعال اتلاف انرژی

##### ۱۴-۳-۱ ضوابط کلی

سامانه‌های غیرفعال اتلاف انرژی که به صورت وابسته به تغییرمکان، وابسته به سرعت یا صورت‌های دیگر طبق بند (۱۴-۳-۳) دسته‌بندی می‌شوند، باید با ضوابط این بخش سازگار باشند. تحلیل به روش خطی و غیر خطی هر جا لازم باشد باید به ترتیب طبق بند (۱۴-۳-۴) و (۱۴-۳-۵) انجام شود. ضوابط تکمیلی مربوط به سامانه‌های غیرفعال اتلاف انرژی که در بند (۱۴-۳-۶) تعریف شده باید برآورد شود. سامانه‌های غیرفعال اتلاف انرژی باید طبق بندهای (۱۴-۳-۷) و (۱۴-۳-۸) به ترتیب بازبینی و آزمون شوند.

وسایل اتلاف انرژی باید در نظر گرفتن شرایط محیطی شامل باد، اثرات گذشت زمان (سن)، خزش، خستگی، دمای محیط، دمای حین بهره‌برداری و مجاورت با رطوبت یا مواد مضر طراحی شوند.

در مدل ریاضی ساختمان بهسازی شده باید توزیع وسایل اتلاف انرژی در پلان و در ارتفاع ساختمان در نظر گرفته شود. در تحلیل باید وابستگی این وسایل به فرکانس ارتعاش، دمای محیطی و بهره‌برداری، سرعت، بارهای وارد و دو جهته بودن بارها به حساب آورده شود. با انجام چندین تحلیل روی ساختمان باید حدود اثرات تغییرات هر یک از مشخصات مکانیکی این وسایل تعیین شود.

وسایل اتلاف انرژی باید قادر به تحمل تغییرمکان‌های بزرگ‌تر (برای وسایل وابسته به تغییرمکان) و سرعت‌های بزرگ‌تر (برای وسایل وابسته به سرعت) از حداکثر نظیر، محاسبه شده تحت زلزله‌ی سطح خطر-۲ طبق معیارهای زیر باشند.

۱- اگر تعداد وسایل اتلاف انرژی در یک طبقه‌ی مفروض ساختمان در یک جهت اصلی چهار یا بیش‌تر بوده

و حداقل دو وسیله در هر سمت مرکز صلبیت طبقه در جهت مورد نظر قرار داشته باشد، کلیه وسایل اتلاف انرژی باید قادر به تحمل تغییر مکان‌هایی برابر با ۱۳۰ درصد حداکثر تغییر مکان محاسبه شده برای آن وسیله تحت زلزله سطح خطر - ۲ باشند. هر وسیله وابسته به سرعت که در بند (۱۴-۳-۳) تعریف شده باید قادر به تحمل نیروی متناظر با سرعتی برابر با ۱۳۰ درصد حداکثر سرعت محاسبه شده برای این وسیله تحت زلزله سطح خطر - ۲ باشد.

۲- اگر کمتر از چهار عدد وسیله اتلاف انرژی در یک طبقه مفروض از ساختمان و در یک جهت اصلی آن موجود بوده، یا کمتر از دو وسیله در هر سمت مرکز صلبیت طبقه در امتداد مورد بررسی واقع باشد، کلیه وسایل اتلاف انرژی باید قادر به تحمل تغییر مکان‌هایی برابر با ۲۰۰ درصد حداکثر سرعت محاسبه شده برای این وسیله تحت زلزله سطح خطر - ۲ باشند. اگر وسیله وابسته به سرعت باشد، باید قادر به تحمل نیروی متناظر با سرعتی برابر با ۲۰۰ درصد حداکثر سرعت محاسبه شده برای این وسیله تحت زلزله سطح خطر - ۲ باشد. اجزا و اتصالاتی که نیروها را بین وسایل اتلاف انرژی انتقال می‌دهند باید طوری طراحی می‌شوند که به ازای نیروهای توصیف شده در ردیف‌های ۱ و ۲ بالا ارتجاعی خطی باقی بمانند.

#### ۱۴-۳-۲ به کارگیری وسایل اتلاف انرژی

وسایل اتلاف انرژی باید طبق ضوابط بندهای ۱ تا ۳ با در نظر گرفتن اصلاحات ذکر شده در بخش‌های بعدی این بند به کار گرفته شوند.

#### ۱۴-۳-۳ مدل‌سازی وسایل اتلاف انرژی

وسایل وابسته به تغییر مکان باید شامل وسایلی باشد که رفتار چرخه‌ای صلب-خمیری (وسایل اصطکاکی)، دو خطی (وسایل فلزی جاری شونده)، یا سه خطی از خود نشان دهند. واکنش وسایل وابسته به تغییر مکان باید مستقل از سرعت و فرکانس ارتعاش باشد. وسایل وابسته به سرعت باید شامل وسایل الاستوپلاستیک جامد و مایع، وسایل ویسکوز مایع در نظر گرفته شوند. وسایلی که نه در رده‌ی وسایل وابسته به تغییر مکان و نه در رده‌ی وسایل وابسته به سرعت قرار می‌گیرند، در رده‌ی «سایر وسایل» خواهند بود.

در مدل‌های سامانه اتلاف انرژی باید سختی اجزای سازه‌ای که بخشی از مسیر انتقال بار بین وسایل اتلاف انرژی و زمین هستند و انعطاف‌پذیری آن‌ها بر عملکرد سامانه اتلاف انرژی تاثیر می‌گذارد، شامل اجزای پی، مهاربندهایی که با وسایل اتلاف انرژی به صورت سری کار می‌کنند و اتصالات بین مهاربندهای و وسایل اتلاف انرژی، در نظر گرفته شود.

وسایل اتلاف انرژی باید به صورتی که در بندهای بعدی ذکر می‌شود مدل شوند، مگر این که از روش‌های تایید شده دیگری استفاده شود.

#### ۱۴-۳-۳-۱ وسایل وابسته به تغییر مکان

یک وسیله وابسته به تغییر مکان باید رابطه‌ی نیرو-تغییر مکانی از خود نشان بدهد که تابعی از تغییر مکان نسبی بین دو انتهای وسیله باشد. واکنش یک وسیله وابسته به تغییر مکان باید مستقل از سرعت نسبی بین دو انتهای وسیله و فرکانس ارتعاش باشد.

وسایل وابسته به تغییرمکان باید با جزییات کافی مدل‌سازی شوند به طوری که منحنی نیرو- تغییرمکان آن‌ها به طور کامل در نظر گرفته شود و نیز در صورت وجود اندرکنش نیروی محوری با برش و خمش یا وجود تغییرشکل دو طرفه این موارد نیز به حساب آید.

برای ارزیابی واکنش یک وسیله‌ی وابسته به تغییرمکان براساس اطلاعات آزمایشگاهی، نیروی موجود در آن باید از معادله‌ی (۲۰-۱۴) محاسبه شود:

$$F = K_{eff} D \quad (20-14)$$

که در آن:

سختی موثر وسیله،  $K_{eff}$ ، توسط معادله (۲۱-۱۴) به دست می‌آید:

$$K_{eff} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|D^+| + |D^-|} \quad (21-14)$$

نیروهای موجود در وسیله که  $F^+$  و  $F^-$  می‌باشند، باید به ترتیب به ازای تغییرمکان‌های  $D^+$  و  $D^-$  محاسبه شده باشند.

#### ۱۴-۳-۳-۲ وسایل وابسته به سرعت

##### ۱۴-۳-۳-۱-۲ وسایل لزج- ارتجاعی (ویسکوالاستیک) جامد

وسایل لزج- ارتجاعی جامد با استفاده از یک فنر و میراگر موازی (مدل کلونین) مدل‌سازی شوند. وابستگی ثابت‌های فنر و میراگر وسیله به فرکانس و دما باید با در نظر گرفتن فرکانس اصلی ساختمان بهسازی شده ( $f_1$ ) و حدود دمای کاری وسیله محاسبه شود. اگر واکنش چرخه‌ای یک وسیله‌ی لزج- ارتجاعی جامد را نتوان با تخمین منحصر به فردی از ثابت‌های فنر و میراگر به دست آورد، واکنش ساختمان بهسازی شده را باید با چند بار تحلیل قاب ساختمان با استفاده از مقادیر حدی بالا دست و پایین دست ثابت‌های فنر و میراگر تخمین زد.

نیروی یک وسیله‌ی لزج- ارتجاعی باید از معادله (۲۲-۱۴) محاسبه شود:

$$F = K_{eff} D + CD \quad (22-14)$$

که در آن:

$C$  ضریب میرایی وسیله‌ی لزج- ارتجاعی،  $D$  تغییرمکان نسبی بین دو انتهای وسیله سرعت نسبی بین دو انتهای وسیله و  $K_{eff}$  سختی موثر وسیله است که از معادله (۲۳-۱۴) به دست می‌آید:

$$K_{eff} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|D^+| + |D^-|} = K' \quad (23-14)$$

که در آن:

$K'$  سختی ذخیره شده نامیده می‌شود.

ضرایب میرایی وسیله باید از معادله (۲۴-۱۴) به دست آید:

$$C = \frac{W_D}{\pi \omega_1 D_{ave}^2} = \frac{K''}{\omega_1} \quad (24-14)$$

که در آن:

" $K$  سختی تلف شده،  $\omega_1$  فرکانس زاویه‌ای برابر با  $2\pi f_1$ ،  $D_{ave}$  میانگین مقادیر مطلق تغییر مکان‌های  $D^+$  و  $D^-$ ،  $W_D$  سطح محصور شده توسط یک چرخه‌ی کامل منحنی نیرو- تغییر مکان وسیله می‌باشد.

#### ۱۴-۳-۲-۲ وسایل لزج- ارتجاعی (ویسکوالاستیک) مایع

وسایل لزج- ارتجاعی مایع باید با استفاده از یک فنر و میراگر سری (مدل ماکسول) مدل‌سازی شوند. وابستگی ثابت‌های فنر و میراگر وسیله به فرکانس و دما باید با در نظر گرفتن فرکانس اصلی ساختمان بهسازی شده ( $f_1$ ) و حدود دمای کاری وسیله محاسبه شود. اگر واکنش چرخه‌ای یک وسیله‌ی لزج- ارتجاعی مایع را نتوان با تخمین منحصر به فردی از ثابت‌های فنر و میراگر به دست آورد، واکنش ساختمان بهسازی شده را باید با چند بار تحلیل قاب ساختمان با استفاده از مقادیر حدی بالادست و پایین‌دست فنر و میراگر تخمین زد.

#### ۱۴-۳-۲-۳ وسایل لزج (ویسکوز) مایع

میراگرهای خطی لزج مایع که در محدوده‌ی فرکانسی  $0.5 f_1$  تا  $2 f_1$  از خود نشان می‌دهند، باید وسیله‌ی لزج- ارتجاعی مایع به حساب آیند. اگر این وسایل در محدوده‌ی فرکانسی  $0.5 f_1$  تا  $2 f_1$  فاقد سختی باشند به صورت لزج مایع رفتار کرده و نیروی آن‌ها را باید از معادله (۱۴-۲۵) به دست آورد

$$F = C_0 \left| \dot{D} \right|^\alpha \operatorname{sgn} [\dot{D}] \quad (14-25)$$

که در آن:

$C_0$  ضریب میرایی وسیله،  $\alpha$  توان عددی سرعت وسیله،  $\dot{D}$  سرعت نسبی بین دو انتهای وسیله، و  $\operatorname{sgn}$  تابع علامت است که در اینجا علامت جمله‌ی سرعتی نسبی را نشان می‌دهد.

#### ۱۴-۳-۳ سایر انواع وسایل

وسایل اتلاف انرژی که نه در رده‌ی وسایل وابسته به تغییر مکان و نه در دره‌ی وسایل وابسته به سرعت قرار گیرند را باید با استفاده از روش‌های مورد تأیید مدل‌سازی نمود. در چنین مدل‌هایی باید منحنی‌های نیرو- سرعت- تغییر مکان وسیله در اثر کلیه‌ی عوامل بارگذاری شامل اثرات ثقلی، لرزه‌ای و حرارتی به دقت تعریف شود.

#### ۱۴-۳-۴ روش‌های خطی

استفاده از روش‌های خطی تنها در صورت برآورد شدن معیارهای زیر مجاز است:

- ۱- کل سیستم قاب‌بندی ساختمان به جز وسایل اتلاف انرژی تحت سطح خطر انتخابی زلزله با به حساب آوردن اثرات میرایی اضافه شده به صورت ارتجاعی خطی باقی بماند.
- ۲- میرایی مؤثر تأمین شده توسط عمل اتلاف انرژی در مورد اصلی از ۳۰ درصد مقدار بحرانی تجاوز ننماید.

۳- سختی هر وسیله‌ی اتلاف انرژی در مدل تحلیلی ساختمان بهسازی شده، برابر سختی سکانت در



تغییر مکان حداکثر وسیله منظور شود.

۴- در هنگام ارزیابی وضعیت ساختمان از نظر منظم بودن، وسایل اتلاف انرژی نیز در مدل تحلیلی در نظر گرفته شده باشند.

#### ۱۴-۳-۴-۱ روش استاتیکی خطی

#### ۱۴-۳-۴-۱-۱ وسایل وابسته به تغییر مکان

استفاده از روش استاتیکی خطی برای تحلیل وسایل اتلاف انرژی وابسته به تغییر مکان به شرطی مجاز است که علاوه بر ضوابط بند (۱۴-۳-۴)، ضوابط زیر نیز برآورده شوند:

۱- نسبت حداکثر مقاومت در هر طبقه و در جهت مورد بررسی، به برش طبقه‌ای که بر مبنای معادله (۳-۱۰) قابل محاسبه می‌باشد، باید بین ۸۰ درصد و ۱۲۰ درصد مقدار میانگین همین نسبت برای کلیه طبقات باشد. در محاسبه‌ی حداکثر مقاومت طبقه باید مشارکت کلیه‌ی اجزا از جمله وسایل اتلاف انرژی در نظر گرفته شود.

۲- حداکثر مقاومت کلیه وسایل اتلاف انرژی در یک طبقه و در جهت مورد بررسی، نباید از ۵۰ درصد مقاومت بقیه‌ی قاب (بدون این وسایل) در طبقه بیش‌تر باشد. این مقاومت باید به ازای تغییر مکان‌های مورد انتظار تحت زلزله‌ی سطح خطر- ۲ محاسبه شود. اثرات سن و محیط باید در محاسبه‌ی حداکثر مقاومت وسایل اتلاف انرژی محسوب شود.

بار جانبی استاتیکی معادل حاصل از رابطه (۳-۶) باید توسط ضرایب اصلاح برای میرایی موجود در جدول (۱۴-۱) کاهش داده شود تا اتلاف انرژی (میرایی) تأمین شده توسط وسایل اتلاف انرژی به حساب آید. اثر میرایی باید توسط معادله‌ی (۱۴-۲۶) محاسبه شود:

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{\sum W_j}{4 \pi W_K} \quad (14-26)$$

که در آن  $\beta$  عبارت است از میرایی سیستم قاب‌بندی ساختمان که باید مساوی ۵ درصد فرض شود مگر اینکه میرایی دیگری مورد نظر باشد،  $W_j$  عبارت است از کار انجام شده توسط وسیله زام در یک چرخه کامل تحت تغییر مکان‌های  $\delta_i$  کف‌های طبقات، عمل جمع‌زدن روی کلیه‌ی وسایل انجام می‌گیرد، و  $W_K$  حداکثر انرژی کرنشی قاب است که از معادله‌ی (۱۴-۲۷) به دست می‌آید:

$$W_K = \frac{1}{2} \sum_i F_i \delta_i \quad (14-27)$$

که در آن  $F_i$  نیروی اینرسی در کف طبقه‌ی ام بوده و عمل جمع روی کلیه‌ی کف‌های انجام می‌گیرد.

#### ۱۴-۳-۴-۱-۲ وسایل وابسته به سرعت

استفاده از روش استاتیکی خطی برای تحلیل و اتلاف انرژی وابسته به سرعت مجاز است به شرط اینکه علاوه بر ضوابط بند (۱۴-۳-۴)، ضوابط زیر نیز برآورد شوند:

۱- حداکثر مقاومت کلیه وسایل انرژی در یک طبقه و در جهت مورد بررسی نباید از ۵۰ درصد مقاومت

بقیه‌ی قاب بیشتر باشد. این مقاومت باید به ازای تغییر مکان‌های مورد انتظار تحت زلزله‌ی سطح خطر - ۲ محاسبه شود. اثرات سن و محیط باید در محاسبه‌ی حداکثر مقاومت وسایل اتلاف انرژی در نظر گرفته شود. ۲- بار جانبی استاتیکی معادل حاصل از رابطه‌ی (۳-۶) باید توسط ضرایب اصلاح برای میرایی حاصل از جدول (۱-۱۴) کاهش داده شود تا اتلاف انرژی (میرایی) تأمین شده توسط وسایل اتلاف انرژی به حساب آید. اثر میرایی باید از معادله‌ی (۱۴-۲۸) محاسبه شود:

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{\sum_j W_j}{4 \pi W_K} \quad (28-14)$$

که در آن  $\beta$  عبارت است از میرایی قاب سازه‌ای که باید مساوی ۰٫۰۵ گرفته شود مگر آنکه میرایی دیگری مورد نظر باشد،  $W_j$  کار انجام شده توسط وسیله زام در یک چرخه‌ی کامل به ازای تغییر مکان‌های  $\delta_i$  کف‌های ساختمان است، عمل جمع روی کلیه وسایل انجام می‌گیرد و  $W_K$  حداکثر انرژی کرنشی قاب می‌باشد که از رابطه‌ی (۱۴-۲۷) به دست می‌آید.

کار انجام شده توسط وسیله‌ی خطی لزج زام در یک چرخه‌ی کامل بارگذاری را باید توسط معادله (۱۴-۲۹) محاسبه کرد:

$$W_j = \frac{2 \pi^2}{T} C_j \delta_{rj}^2 \quad (29-14)$$

که در آن  $T$  زمان تناوب اصلی ساختمان بهسازی شده است که در محاسبه‌ی آن سختی وسایل وابسته به سرعت نیز محسوب شده است،  $C_j$  ثابت میرایی وسیله‌ی زام و  $\delta_{rj}$  تغییر مکان نسبی بین دو انتهای وسیله‌ی زام در امتداد محور این وسیله می‌باشد.

محاسبه میرایی مؤثر با استفاده از معادله (۱۴-۳۰) به جای معادله (۱۴-۲۸) برای وسایل خطی لزج مجاز می‌باشد:

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{T \sum_j C_j \cos^2 \theta_j \phi_{rj}^2}{4 \pi \sum_i \left[ \frac{W_i}{g} \right] \phi_i^2} \quad (30-14)$$

که در آن  $\theta_j$  زاویه‌ی شیب وسیله‌ی زام با افق،  $\phi_{rj}$  تغییر مکان نسبی بین دو انتهای وسیله‌ی زام در مود اول در جهت افقی،  $W_i$  وزن (موجود) طبقه‌ی  $i$ ام،  $\phi_i$  تغییر مکان طبقه‌ی  $i$ ام در مود اول بوده و سایر جملات قبلاً تعریف شده‌اند.

#### ۱۴-۳-۱-۴ نیروهای داخلی طرح

نیروهای داخلی برای طراحی ساختمان بهسازی شده باید در سه مرحله‌ی مجزای تغییر شکلی به ترتیب زیر محاسبه شوند. از بین این مقادیر، حداکثر را باید برای طراحی به کار برد.

۱- در مرحله‌ی حداکثر تغییر مکان نسبی (رانس): نیروهای جانبی در هر تراز از ساختمان باید با استفاده از معادله (۹-۱۰) محاسبه شوند که در آن  $V$  برش پایه اصلاح شده‌ی معادل می‌باشد.

۲- در مرحله‌ی سرعت حداکثر و تغییر مکان نسبی صفر: مؤلفه‌ی لزجی نیرو در هر وسیله‌ی اتلاف انرژی

باید توسط معادلات (۱۴-۲۲) یا (۱۴-۲۵) محاسبه شود که در آن سرعت نسبی  $D$  برابر  $2\pi f_1 D$  و  $D$  تغییر مکان نسبی بین دو انتهای وسیله می‌باشد که در هر مرحله حداکثر تغییر مکان نسبی محاسبه شده است. نیروهای لزجی محاسبه شده باید به مدل تحلیلی ساختمان در نقاط اتصال وسایل و در جهات سازگار با فرم تغییر شکل یافته‌ی ساختمان در هنگام حداکثر تغییر مکان نسبی اعمال شود. نیروهای افقی اینرسی در تراز هر کف ساختمان باید همزمان با نیروهای لزجی اعمال شوند به طوری که تغییر مکان افقی هر یک از کف‌ها برابر صفر شود.

۳- در مرحله‌ی ایجاد حداکثر شتاب در کف طبقه: نیروهای داخلی طراحی اجزای ساختمان بهسازی شده باید با جمع‌زدن نیروهای داخلی محاسبه شده در مرحله‌ی حداکثر تغییر مکان نسبی ضرب در  $CF_1$  و نیروهای داخلی محاسبه شده در هر مرحله‌ی حداکثر سرعت ضرب در  $CF_2$  به دست آیند که در اینجا:

$$CF_1 = \cos \left[ \tan^{-1} (2\beta_{eff}) \right] \quad (۱۴-۳۱)$$

$$CF_2 = \sin \left[ \tan^{-1} (2\beta_{eff}) \right] \quad (۱۴-۳۲)$$

که در آن  $\beta_{eff}$  توسط معادله‌ی (۱۴-۲۸) یا (۱۴-۳۰) تعریف می‌شود.

#### ۱۴-۳-۴-۲ روش دینامیکی خطی

اگر روش دینامیکی خطی براساس ضوابط بند (۱۴-۲-۳-۳) و (۸-۳) انتخاب شود، از روش دینامیکی خطی ذکر شده در بند (۹-۳-۲-۱) به جز موارد اصلاح شده در این بخش باید استفاده شود. استفاده از روش طیف و پاسخ هنگامی که میرایی موثر در مود اصلی ساختمان بهسازی شده در هر جهت اصلی از ۳۰ درصد مقدار بحرانی تجاوز نمی‌کند مجاز می‌باشد.

#### ۱۴-۳-۴-۳-۱ وسایل وابسته به تغییر مکان

اعمال روش دینامیکی خطی برای تحلیل ساختمان‌های بهسازی شده دارای وسایل وابسته به تغییر مکان باید با محدودیت‌های ذکر شده در بند (۱۴-۳-۴-۱) سازگار باشد.

برای تحلیل به روش طیف پاسخ، اصلاح طیف پاسخ با ۵ درصد میرایی برای احتساب میرایی تامین شده توسط وسایل اتلاف انرژی وابسته به تغییر مکان مجاز می‌باشد. مقادیر طیف شتاب با ۵ درصد میرایی باید توسط ضریب اصلاح برای میرایی مودی  $B$  مساوی  $B_s$  یا برای  $B_1$  زمان تناوب‌های واقع در محدوده‌ی مود مورد بررسی کاهش داده شود که مقدار  $B$  در هر مود ارتعاشی متفاوت خواهد بود. ضریب اصلاح برای میرایی در هر مود مهم باید با استفاده از جدول (۱۴-۱) و میرایی موثر محاسبه شده در آن مود تعیین شود. میرایی موثر باید با استفاده از روشی مشابه با استفاده از روشی مشابه با آنچه که در بند (۱۴-۳-۴-۱) ذکر شده محاسبه شود.

اگر حداکثر نیروی برش پایه محاسبه شده توسط تحلیل دینامیکی کم‌تر از ۹۰ درصد برش پایه اصلاح شده معادل ذکر شده در بند (۱۴-۳-۴-۱) باشد. نیروهای داخلی و تغییر شکل‌های اعضا باید همگی به یک نسبت افزایش داده شود تا برش پایه‌ی حاصل برابر ۹۰ درصد برش پایه اصلاح شده‌ی معادل شود.

#### ۱۴-۳-۴-۲ وسایل وابسته به سرعت

برای تحلیل به روش طیف پاسخ، اصلاح طیف پاسخ با ۵ درصد میرایی به منظور احتساب میرایی تأمین شده توسط وسایل اتلاف انرژی وابسته به سرعت مجاز می‌باشد. مقادیر طیف شتاب با ۵ درصد میرایی باید توسط ضریب اصلاح برای میرایی مودی B برابر با  $B_s$  یا  $B_1$  برای زمان تناوب‌های محدوده‌ی مود مورد بررسی کاهش داده شود که مقدار B برای هر مود ارتعاشی متفاوت خواهد بود. ضریب اصلاح برای میرایی در هر مود مهم باید با استفاده از جدول (۱-۱۴) و میرایی مؤثر محاسبه شده در آن مود تعیین شود. میرایی مؤثر در مود m- $\beta_{eff-m}$  باید طبق معادله (۳۳-۱۴) تعیین شود:

$$\beta_{eff-m} = \beta_m + \frac{\sum_j W_{mj}}{4\pi W_{mk}} \quad (۳۳-۱۴)$$

که در آن  $\beta_m$  عبارت است از میرایی مود m- $\beta_m$  در قاب ساختمان،  $W_{mj}$  کار انجام شده توسط وسیله‌ی j در یک چرخه‌ی کامل تحت تغییر مکان‌های مودال طبقات  $\delta_{mi}$ ،  $W_{mk}$  حداکثر انرژی کرنشی قاب در مورد m- $\beta_m$  است که توسط معادله‌ی (۳۴-۱۴) تعیین می‌شود:

$$W_{mk} = \frac{1}{2} \sum_i F_{mi} \delta_{mi} \quad (۳۴-۱۴)$$

که در آن  $F_{mi}$  و  $\delta_{mi}$  به ترتیب نیروی اینرسی افقی و تغییر مکان افقی مود m- $\beta_m$  در تراز کف نام می‌باشد. کار انجام شده توسط وسیله‌ی لزج خطی j در یک چرخه‌ی کامل بارگذاری در مورد m- $\beta_m$  را می‌توان از معادله (۳۵-۱۴) محاسبه نمود:

$$W_{mj} = \frac{2\pi^2}{T_m} C_j \delta_{mrj}^2 \quad (۳۵-۱۴)$$

که در آن  $T_m$  زمان تناوب مود m- $\beta_m$  ساختمان بهسازی شده است که در محاسبه‌ی آن سختی وسایل وابسته به سرعت نیز منظور گردیده است. z ثابت میرایی وسیله‌ی j $\beta_m$  و  $\delta_{mrj}$  تغییر مکان نسبی مود m- $\beta_m$  در انتهای وسیله‌ی j در امتداد محور وسیله‌ی j نام می‌باشد.

علاوه بر اعمال مستقیم روش طیف پاسخ مطابق با این بخش برای دستیابی به نیروهای داخلی اعضا در حداکثر تغییر مکان نسبی، نیروهای داخلی اعضا در حداکثر سرعت و حداکثر شتاب در هر مورد مهم باید با استفاده از روش ذکر شده در بند (۲-۱-۴-۳-۱۴) تعیین شود. ضرایب ترکیب  $CF_1$  و  $CF_2$  باید بر اساس معادلات (۳۱-۱۴) و (۳۲-۱۴) با استفاده از  $\beta_{eff-m}$  برای مورد m- $\beta_m$  محاسبه شود.

اگر حداکثر نیروی برش پایه‌ی محاسبه شده توسط تحلیل دینامیکی کم‌تر از ۹۰ درصد برش پایه‌ی اصلاح شده‌ی معادل طبق بند (۱-۴-۳-۱۴) باشد، نیروهای داخلی و تغییر شکل‌های اعضا باید همگی به یک نسبت افزایش داده شوند به طوری که برش پایه‌ی حاصل به ۹۰ درصد برش پایه‌ی اصلاح شده‌ی معادل برسد.

### ۱۴-۳-۵ روش‌های غیر خطی

#### ۱۴-۳-۵-۱ روش استاتیکی غیر خطی

اگر روش استاتیکی غیر خطی طبق ضوابط بند (۱۴-۳-۲-۳) و (۳-۹) انتخاب شود. روش استاتیکی غیر خطی بند (۴-۳-۹) به جز موارد اصلاح شده در این بند باید دنبال شود. مدل تحلیلی غیر خطی ساختمان بهسازی شده باید به طور صریح در برگیرنده‌ی مشخصات منحنی‌های غیر خطی نیرو-سرعت-تغییر مکان وسایل اتلاف انرژی و مشخصات مکانیکی اجزای تکیه‌گاهی این وسایل باشد. مشخصات سختی مربوط باید سازگار با تغییر شکل‌های موجود در تغییر مکان هدف و فرکانسی برابر با معکوس زمان تناوب  $T_s$  که در بند (۱-۳-۳-۳) تعریف شده باشد.

مدل تحلیلی غیر خطی ساختمان بهسازی شده باید در برگیرنده‌ی مشخصات منحنی‌های غیر خطی نیرو-سرعت-تغییر مکان وسایل اتلاف انرژی و مشخصات مکانیکی اجزای تکیه‌گاهی این وسایل باشد. وسایل اتلاف انرژی با سختی و میرایی وابسته به فرکانس ارتعاش و درجه حرارت باید با مشخصاتی مدل شود که آن مشخصات با شرایط زیر سازگار باشد:

۱- تغییر شکل‌های مورد انتظار در تغییر مکان هدف؛

۲- فرکانس برابر با عکس زمان تناوب مؤثر.

برای محاسبه‌ی تغییر مکان هدف باید از معادله (۱۴-۳) استفاده شود.

#### ۱۴-۳-۵-۱-۱ وسایل وابسته به تغییر مکان

مشخصات سختی وسایل اتلاف انرژی باید در مدل تحلیلی در نظر گرفته شود.

#### ۱۴-۳-۵-۲ وسایل وابسته به سرعت

تغییر مکان هدف و شتاب طیفی در معادله‌ی (۱۴-۹) باید به منظور احتساب میرایی اضافه شده توسط وسایل اتلاف انرژی وابسته به سرعت کاهش داده شود. میرایی مؤثر باید طبق معادله‌ی (۱۴-۳۶) محاسبه شود:

$$\beta_{eff} = \beta + \frac{\sum_j W_j}{4 \pi W_k} \quad (۱۴-۳۶)$$

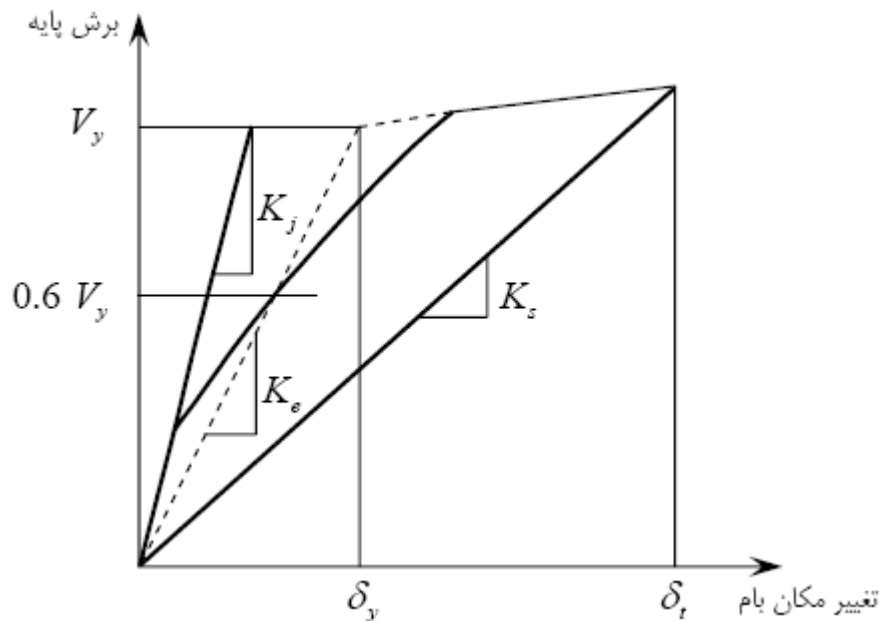
که در آن  $\beta$  میرایی قاب ساختمان است که باید مساوی ۵ درصد گرفته شود. مگر آنکه میرایی دیگری مورد نظر باشد،  $W_j$  کار انجام شده توسط وسیله‌ی زام در یک چرخه کامل به ازای تغییر مکان‌های  $\delta_i$  طبقات ساختمان است، عمل جمع روی کل وسایل ز صورت می‌گیرد،  $W_k$  حداکثر انرژی کرنشی قاب است که طبق معادله‌ی (۱۴-۲۷) محاسبه می‌شود.

کار انجام شده توسط وسیله‌ی زام در یک چرخه‌ی کامل بارگذاری باید بر اساس معادله‌ی (۱۴-۳۷) محاسبه شود:

$$W_j = \frac{2 \pi^2}{T_s} C_j \delta_{rj}^2 \quad (۱۴-۳۷)$$

که در آن  $T_s$ ، زمان تناوب اصلی سکانت ساختمان بهسازی شده است که در محاسبه‌ی آن سختی وسایل وابسته به سرعت (اگر موجود باشند) باید منظور شود. این زمان تناوب با استفاده از معادله‌ی (۹-۱۳) محاسبه می‌شود که در آن سختی مؤثر،  $K_e$ ، با سختی سکانت،  $K_g$ ، در تغییر مکان هدف جایگزین می‌شود. مقادیر اخیر در شکل (۱۴-۱) نشان داده شده است.  $C_z$ ، ثابت میرایی وسیله‌ی زأم بوده و  $\delta_{rz}$ ، تغییر مکان نسبی بین دو انتهای وسیله‌ی زأم در امتداد محور وسیله‌ی زأم به ازای تغییر مکان بام در تغییر مکان هدف می‌باشد.

معیارهای پذیرش بند (۳-۴-۲) در مورد ساختمان‌هایی که دارای وسایل اتلاف انرژی هستند نیز صادق است. در کنترل نیروهای داخلی که به ازای آن‌ها رفتار عضو کنترل‌شونده توسط تغییر مکان است باید از تغییر شکل‌های ایجاد شده به ازای تغییر مکان هدف استفاده کرد. در کنترل نیروهای داخلی که به ازای آن‌ها رفتار عضو کنترل‌شونده توسط نیرو است باید نیروهای داخلی به دست آمده در سه حالت حدی زیر را مورد استفاده قرار داد: حداکثر تغییر مکان نسبی، حداکثر سرعت و حداکثر شتاب، حداکثر نیروهای به دست آمده را باید در طراحی مورد استفاده قرار داد. اثرات موده‌های بالاتر باید صریحاً ارزیابی شود.



شکل (۱۴-۱): محاسبه‌ی سختی سکانت،  $K_g$

#### ۱۴-۳-۵-۲ روش دینامیکی غیر خطی

اگر روش دینامیکی غیر خطی طبق ضوابط بند (۱۴-۲-۳-۴) و (۸-۳) انتخاب شود، از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیر خطی آن‌گونه که در بند (۹-۳-۴-۱) بیان شده است باید استفاده کرد به جز مواردی که در این بند اصلاح می‌شود.

در مدل تحلیلی باید توزیع وسایل اتلاف انرژی هم در پلان و هم در ارتفاع ساختمان بهسازی شده در نظر گرفته شود. اگر مشخصات وسایل اتلاف انرژی به فرکانس ارتعاش، دمای کاری (شامل افزایش حرارت ناشی از ارتعاش)، تغییر شکل (یا کرنش)، سرعت، بارهای وارده و دو جهته بودن بارها بستگی داشته باشد، این

وابستگی باید با فرض مقادیر حدی بالادست و پایین‌دست مشخصات مربوط برای یافتن حدود نتایج در تحلیل در نظر گرفته شود.

نیروهای لرزی در وسایل اتلاف انرژی وابسته به سرعت باید در محاسبه‌ی نیروهای داخلی و تغییر شکل‌های طراحی در نظر گرفته شود. جایگزینی اثرات لزجت در وسایل اتلاف انرژی با میرایی کلی سازه در تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیر خطی مجاز نمی‌باشد.

#### ۱۴-۳-۶ ضوابط تفصیلی سیستم‌ها

##### ۱۴-۳-۶-۱ کلیات

سیستم اتلاف انرژی و بقیه‌ی سیستم باربر جانبی باید با ضوابط تکمیلی داده شده در این بند سازگار باشند.

##### ۱۴-۳-۶-۲ دمای کاری

در تحلیل یک ساختمان بهسازی شده باید تغییرات منحنی نیرو- مکان وسایل اتلاف انرژی ناشی از تغییر دمای محیط و افزایش دمای حاصل از ارتعاشات چرخه‌ای در زلزله در نظر گرفته شود. عمل تحلیل باید چند بار انجام شود تا حدود بالایی و پایینی مقادیر واکنش ساختمان در طی زلزله‌ی طرح مشخص شده و نیز حدود واکنش قابل قبول وسایل و نمونه‌های آزمایشی آن‌ها تعریف شود.

##### ۱۴-۳-۶-۳ شرایط محیطی

علاوه بر در نظر گرفتن ضوابط مربوط به بارهای قائم و جانبی ناشی از باد و زلزله در طراحی وسایل اتلاف انرژی، سایر شرایط محیطی شامل اثرات سن، خزش، خستگی، دمای محیطی و قرار گرفتن در معرض رطوبت و مواد مضر را نیز باید به حساب آورد.

##### ۱۴-۳-۶-۴ نیروی باد

عمر خستگی وسایل اتلاف انرژی و اجزای آن‌ها شامل آب‌بندها در یک وسیله‌ی لزج مایع، باید بررسی شده و نشان داده شود که حداقل به میزان عمر مفید طراحی وسایل می‌باشد. وسایلی که در معرض خرابی در اثر خستگی دامنه‌ی کم هستند باید نیروی باد را با رفتار ارتجاعی خطی تحمل نمایند.

##### ۱۴-۳-۶-۵ بازرسی و جایگزینی

امکان دسترسی برای بازرسی و جایگزینی وسایل اتلاف انرژی باید فراهم شود.

##### ۱۴-۳-۶-۶ کنترل کیفیت ساخت

برنامه‌ای برای کنترل کیفیت تولید وسایل اتلاف انرژی باید توسط مهندس مسئول تهیه شود. این برنامه باید شامل توصیف روند ساخت وسایل، روش بازرسی و آزمایش‌های لازم برای تضمین کیفیت وسایل تولیدی باشد.

##### ۱۴-۳-۶-۷ نگهداری

مهندس مسئول باید برنامه‌ی زمان‌بندی بازبینی و آزمایش وسایل اتلاف انرژی را برای تضمین قابلیت اعتماد واکنش وسایل در طول دوره‌ی عمر مفید طراحی آن‌ها تهیه نماید. میزان بازبینی و آزمایش‌های مربوط باید

متناسب با مدت زمان طی شده از شروع به کارگیری وسایل باشد.

#### ۱۴-۳-۷ بازبینی طرح

##### ۸-۳-۷-۱ کلیات

بازبینی طراحی کلیه ساختمان‌های بهسازی شده‌ای که دارای وسایل اتلاف انرژی هستند باید مطابق با ضوابط بخش (۷-۸) صورت پذیرد به جز مواردی که توسط ضوابط این بند اصلاح شده است. بازبینی طراحی سیستم اتلاف انرژی و برنامه‌های آزمایش‌های مربوط باید توسط یک گروه مهندسی مستقل صورت گیرد. این گروه باید متشکل از افراد دارای تجربه در زمینه‌ی تحلیل لرزه‌ای و نظریه و کاربرد روش‌های اتلاف انرژی باشد. موارد زیر باید در بازبینی طرح کنترل شود:

- ۱- طرح اولیه شامل تعیین ابعاد وسایل؛
- ۲- آزمایش نمونه‌ها که طبق بند (۱۴-۳-۸-۲) انجام شده است؛
- ۳- طرح نهایی ساختمان بهسازی شده و تحلیل مربوط؛
- ۴- برنامه‌ی کنترل کیفیت تولید وسایل اتلاف انرژی.

#### ۱۴-۳-۸ آزمایش‌های لازم برای وسایل اتلاف انرژی

##### ۱۴-۳-۸-۱ کلیات

روابط نیرو- تغییر مکان و مقادیر میرایی فرض شده در طراحی سیستم اتلاف انرژی باید توسط آزمایش‌های تشریح شده در این بند قبل از تولید وسایل به منظور نصب در ساختمان تأیید شود. اگر آزمایش‌های تجویز شده در این بند قبل از مرحله‌ی طراحی پروژه انجام گیرند، باید نتایج آن را در طراحی به کار برد. آزمایش‌های مشخص شده در این بند باید به این منظور انجام شود که:

- ۱- منحنی نیرو- تغییر مکان فرض شده برای وسایل اتلاف انرژی در طراحی را تأیید نماید؛
  - ۲- توانایی هر یک از وسایل را در تحمل ارتعاشات شدید ناشی از زلزله نشان دهد.
- این آزمایش‌ها را نباید جایگزین برنامه‌ی کنترل کیفیت تولید وسایل طبق بند (۱۴-۳-۶-۶) نمود. مهندس مسئول باید معیارهای پذیرش مشخصی را برای مقادیر سختی و میرایی مؤثر نتیجه شده از آزمایش نمونه‌ها تهیه نماید. این معیارها باید منعکس‌کننده‌ی مقادیر مفروض در طراحی بوده و تغییرات احتمالی در خواص مصالح را ملحوظ نماید و مقادیر حدی واکنش را که در ورای آن‌ها وسایل مربوط مردود اعلام می‌شوند مشخص کنند.

مهندس مسئول باید معیارهای پذیرش مشخصی را برای مقادیر سختی و میرایی مؤثر نتیجه شده از آزمایش نمونه‌های تولید طبق بند (۱۴-۳-۶-۶) تهیه نماید. نتایج آزمایش نمونه‌ها باید مبنای معیارهای پذیرش مربوط به آزمایش نمونه‌های تولیدی قرار گیرد مگر اینکه مبنای جایگزینی توسط مهندس مسئول در مشخصات فنی طرح قید شود. در این معیارهای پذیرش باید تأثیر تاریخچه‌ی بارگذاری روی واکنش هر یک از وسایل با مقرر داشتن انجام آزمایش روی وسایل تولید قبل از آزمایش نمونه‌ها در نظر گرفته شود. روش‌های ساخت و کنترل کیفیت به کار گرفته شده برای کلیه‌ی نمونه‌های وسایل و وسایل تولید شده باید



یکسان باشد. این روش‌ها باید توسط مهندس مسئول پیش از ساخت نمونه‌های وسایل تصویب شود.

#### ۱۴-۳-۸-۲ آزمایش نمونه‌ها

##### ۱۴-۳-۸-۲-۱ کلیات

آزمایش‌های زیر روی نمونه‌ها باید به طور جداگانه روی دو وسیله در ابعاد واقعی از هر نوع و اندازه‌ای که در طرح به کار رفته انجام گیرد. به شرط تأیید مهندس مسئول، برگزیدن نمونه‌هایی با ابعاد و اندازه‌هایی که نماینده‌ی ابعاد و اندازه‌ی هر نوع از وسایل است برای انجام آزمایش روی نمونه‌ها مجاز می‌باشد. این کار می‌تواند جایگزین انجام آزمایش روی وسایلی از هر نوع و اندازه شود به این شرط که روش‌های ساخت و کنترل کیفیت برای وسایلی از هر نوع و اندازه که در ساختمان بهسازی شده به کار رفته یکسان باشد. نمونه‌های آزمایش شده را نباید در ساختمان به کار برد مگر اینکه توسط مهندس مسئول به طور کتبی تأیید شود.

##### ۱۴-۳-۸-۲-۲ ثبت داده‌ها

رابطه‌ی نیرو- تغییر مکان در هر چرخه از هر آزمایش باید به صورت الکترونیکی ثبت شود.

##### ۱۴-۳-۸-۳ ترتیب و دوره‌های آزمایش

آزمایش‌های ذکر شده در زیر حداقل تعداد لازم بوده که در آن‌ها هر وسیله‌ی اتلاف انرژی باید به منظور شبیه‌سازی بارهای ثقلی وارد بر وسیله در هنگامی که در ساختمان نصب شده است و حداکثر درجه‌ی حرارت محیطی مورد انتظار بارگذاری شود.

۱- هر یک از وسایل باید به تعداد چرخه‌ای بارگذاری شود که در هنگام وقوع توفان طرح مورد انتظار است، اما نه کمتر از ۲۰۰۰ چرخه‌ی معکوس کامل بار (در مورد وسایل وابسته به تغییر مکان و لزج- ارتجاعی) یا تغییر مکان (در مورد وسایل لزج) تحت دامنه‌ی مورد انتظار در توفان طرح و با فرکانسی برابر با عکس زمان تناوب اصلی ساختمان بهسازی شده؛

۲- هر وسیله باید تحت ۲۰ چرخه‌ی معکوس کامل تغییر مکانی برابر با تغییر مکان وسیله‌ی اتلاف انرژی در زلزله‌ی سطح خطر- ۲ و فرکانسی برابر با عکس زمان تناوب اصلی ساختمان بهسازی شده قرار داده شود. انجام آزمایش روی وسایل اتلاف انرژی به روش‌هایی به جز آنچه در بالا ذکر شده با حفظ شرایط زیر مجاز می‌باشد:

۱- معادل بودن روش پیشنهادی با روش آزمایش چرخه‌ای نشان داده شود؛

۲- روش پیشنهادی وابستگی واکنش وسیله‌ی اتلاف انرژی را به دمای محیط، فرکانس بارگذاری و افزایش درجه حرارت در حین آزمایش را در برمی‌گیرد؛

۳- روش پیشنهادی توسط مهندس مسئول تأیید شود.

##### ۱۴-۳-۸-۴ وسایل وابسته به سرعت و یا فرکانس ارتعاش

اگر مشخصات نیرو- تغییر شکل وسایل اتلاف انرژی در هر تغییر مکانی کوچک‌تر یا مساوی تغییر مکان کل طرح با تغییر در فرکانس آزمایش از  $f_1 \cdot 0.5$  تا  $f_1 \cdot 2.0$  بیش از ۱۵ درصد تغییر نماید، آزمایش‌های متوالی

باید به ازای فرکانس‌هایی برابر با  $f_1, 0.5 f_1$  و  $f_1, 2.0$  صورت پذیرد.

اگر نمونه‌هایی از مقیاس کاهش یافته برای تعیین کمیت خواص وابسته به نرخ بارگذاری وسایل اتلاف انرژی استفاده شود، نمونه‌های با مقیاس کاهش یافته باید از همان نوع و مصالح و تولید شده با همان روند تولید و روش کنترل کیفیتی باشند که در مورد نمونه‌های با مقیاس واقعی بکار رفته و باید تحت فرکانس مقیاس شده‌ای آزمایش شوند که نماینده‌ی نرخ بارگذاری نمونه‌ی با اندازه‌ی واقعی باشد.

#### ۱۴-۳-۸-۲-۵ وسایل وابسته به تغییر مکان دو جهته

اگر وسایل اتلاف انرژی تحت تغییر شکل دو جهته قرار داشته باشد، آزمایش‌های متوالی باید هم در تغییر مکان دو جهته صفر و هم در تغییر مکان جانبی حداکثری تحت زلزله‌ی سطح خطر- ۲ انجام گیرد. اگر نمونه‌های با مقیاس کاهش یافته برای تعیین کمیت خواص وسایل اتلاف انرژی در تغییر مکان دو جهته به کار گرفته شوند، این نمونه‌ها باید از همان نوع و مصالح و تولید شده با همان روند تولید و روش کنترل کیفیتی باشند که در مورد نمونه‌های با مقیاس واقعی به کار رفته و تحت تغییر مکان‌های مقیاس شده‌ای آزمایش شوند که نماینده‌ی تغییر مکان‌های در مقیاس واقعی باشند.

#### ۱۴-۳-۸-۲-۶ آزمایش وسایل مشابه

وسایل اتلاف انرژی که (۱) با اندازه‌ی مشابه و از مصالح، ساختار داخلی و فشارهای داخلی استاتیکی و دینامیکی (در صورت وجود) یکسان بوده و (۲) تحت روند تولید و روش کنترل کیفیت یکسانی ساخته شده و قبلاً توسط آزمایشگاه مستقلی تحت سلسله مراتب ذکر شده در بالا آزمایش شده باشند، نیازی به آزمایش شدن ندارند به شرطی که:

۱- کلیه‌ی اطلاعات آزمایش‌های مربوط در دسترس مهندس مسئول قرار داده شده و توسط وی تأیید

شوند؛

۲- سازنده بتواند مشابهت وسایل آزمایش شده‌ی قبلی را با وسایل مورد نظر فعلی برای مهندس مسئول

اثبات نماید؛

۳- استفاده از اطلاعات مربوط به آزمایش‌های قبلی به صورت کتبی توسط مهندس مسئول تأیید شود.

#### ۱۴-۳-۸-۳ تعیین مشخصات منحنی نیرو- تغییر مکان

مشخصات منحنی نیرو- تغییر مکان یک وسیله‌ی اتلاف انرژی باید بر اساس آزمایش‌های چرخه‌ای بار و تغییر مکان وسایل نمونه‌ی ذکر شده در بند (۱۴-۳-۸-۲) باشد.

هر جا لازم باشد، سختی مؤثر ( $K_{eff}$ ) یک وسیله‌ی اتلاف انرژی دارای سختی، باید در هر چرخه از تغییر شکل طبق معادله‌ی (۱۴-۳۸) محاسبه شود:

$$K_{eff} = \frac{|F^-| + |F^+|}{|\Delta^-| + |\Delta^+|} \quad (38-14)$$

که در آن نیروهای  $F^-$  و  $F^+$  باید به ترتیب در تغییر مکان‌های  $\Delta^-$  و  $\Delta^+$  محاسبه شوند. سختی مؤثر یک وسیله‌ی اتلاف انرژی باید به ازای تغییر مکان‌هایی در آزمایش تعیین شود که در بند (۱۴-۳-۸-۳-۱۴) داده

شده است.

میرایی لزوج معادل برای یک وسیله‌ی اتلاف انرژی ( $\beta_{eff}$ ) دارای سختی، باید برای هر چرخه از تغییر شکل طبق معادله‌ی (۱۴-۳۹) محاسبه شود:

$$\beta_{eff} = \frac{1}{2\pi} \frac{W_D}{K_{eff} \Delta_{ave}^2} \quad (۱۴-۳۹)$$

که در آن  $K_{eff}$  باید طبقه معادله‌ی (۱۴-۳۸) تعیین شده و  $W_D$  سطح محصور شده توسط یک چرخه‌ی کامل منحنی نیرو- تغییر مکان در یک وسیله‌ی اتلاف انرژی به ازای تغییر مکان نمونه در آزمایش به میزان  $\Delta_{ave}$  برابر با میانگین مقادیر مطلق تغییر مکان‌های  $\Delta^+$  و  $\Delta^-$  می‌باشد.

#### ۱۴-۳-۸-۴ کفایت سیستم

اگر کلیه‌ی شرایط زیر برآورد شوند، عملکرد یک وسیله‌ی نمونه را می‌توان مناسب داشت:

۱- منحنی‌های نیرو- تغییر مکان در آزمایش‌های بند (۱۴-۳-۸-۳-۲) دارای ظرفیت حمل بار، با نمو غیر منفی باشند.

وسایل اتلاف انرژی که رفتاری وابسته به سرعت را به نمایش می‌گذارند لازم نیست از ضابطه‌ی بالا پیروی نمایند.

۲- در هر آزمایش از آزمایش‌های بند (۱۴-۳-۸-۳-۲)، سختی مؤثر،  $K_{eff}$ ، یک وسیله‌ی اتلاف انرژی نمونه در هر چرخه به میزانی بیش از به علاوه و منهای ۱۵ درصد نسبت به سختی مؤثر میانگین محاسبه شده بین کلیه‌ی چرخه‌های آن آزمایش تفاوت ننماید.

۲-۱ حد ۱۵ درصد توسط مهندس مسئول در مشخصات فنی طرح قابل افزایش است، به این شرط که توسط تحلیل نشان داده شود که این حد افزایش یافته اثر حذف کننده‌ای روی واکنش ساختمان بهسازی- شده ندارد.

۲-۲ وسایل اتلاف انرژی لزوج مایع و سایر وسایلی که دارای سختی مؤثری نیستند، لازم نیست که از این ضابطه پیروی نمایند.

۳- در هر یک از آزمایش‌های بند (۱۴-۳-۸-۳-۲)، حداکثر نیرو و حداقل نیرو در تغییر مکان صفر در یک وسیله‌ی نمونه در هر چرخه به میزانی بیش از به علاوه و منهای ۱۵ درصد نسبت به نیروهای میانگین حداکثر و حداقلی که بین کلیه‌ی چرخه‌های آن آزمایش محاسبه شده تفاوت ننماید.

حد ۱۵ درصد توسط مهندس مسئول در مشخصات فنی طرح قابل افزایش است، به این شرط که توسط تحلیل نشان داده شود که این حد افزایش یافته اثر حذف کننده‌ای روی واکنش ساختمان بهسازی- شده ندارد.

۴- در هر یک از آزمایش‌های بند (۱۴-۳-۸-۳-۲)، سطح چرخه ( $W_D$ ) یک وسیله‌ی اتلاف انرژی نمونه در هر چرخه به میزانی بیش از به علاوه و منهای ۱۵ درصد نسبت به میانگین مساحت زیر منحنی چرخه‌ی محاسبه شده بین کلیه‌ی چرخه‌های آن آزمایش تفاوت ننماید.

حد ۱۵ درصد توسط مهندس مسئول در مشخصات فنی طرح قابل افزایش است، به این شرط که توسط

تحلیل نشان داده شود که این حد افزایش یافته اثر حذف کننده‌ای روی واکنش ساختمان بهسازی شده ندارد.

۵- در مورد وسایل وابسته به تغییر مکان، سختی مؤثر میانگین، میانگین حداکثر و حداقل نیرو در تغییر مکان صفر، میانگین سطح چرخه ( $W_D$ ) که برای هر یک از سلسله آزمایش‌های توصیف شده در بند (۱۴-۳-۲-۸) محاسبه شده، باید بین حدود تعیین شده توسط مهندس مسئول در مشخصات فنی طرح قرار گیرد. سطح چرخه در انتهای آزمایش چرخه‌ای نباید به میزانی بیش از به علاوه و منهای ۱۵ درصد نسبت به سطح میانگین ۲۰ چرخه‌ی آزمایش تفاوت داشته باشد.

۶- در مورد وسایل وابسته به سرعت، نیروی میانگین حداکثر و حداقل در تغییر مکان صفر، سختی مؤثر (فقط در مورد وسایل لزج- ارتجاعی) و میانگین چرخه ( $W_D$ ) که برای هر یک از سلسله آزمایش‌های ذکر شده در بند (۱۴-۳-۲-۸) محاسبه شده باید بین حدود تعیین شده توسط مهندس مسئول در مشخصات فنی طرح قرار گیرد.

#### ۱۴-۴ سایر سیستم‌های کنترل پاسخ

تحلیل و طراحی سایر سیستم‌های کنترل پاسخ باید توسط یک گروه مستقل طبق ضوابط بند (۱۴-۳-۷) مورد بازبینی قرار گیرد. این گروه بازبین توسط کارفرما پیش از انجام طرح اولیه انتخاب شود.

#### ۱۵ بهسازی اجزای غیرسازه‌ای

##### ۱-۱۵ محدوده‌ی کاربرد

این بند به دستورالعمل‌های بهسازی برای اجزای غیر سازه‌ای شامل اجزای معماری، مکانیکی، برقی و دیگر سیستم‌هایی می‌پردازد که به طور دایم در ساختمان نصب شده و یا جزیی از آن محسوب می‌شوند. ملزومات رایج شده دربرگیرنده‌ی سطوح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی وقفه، ایمنی جانی و ایمنی جانی محدود برای اجزای غیر سازه‌ای می‌باشند. سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه خارج از قلمرو این مجموعه می‌باشد و در صورت انتخاب نیاز به مطالعات ویژه‌ی جداگانه دارد.

##### ۲-۱۵ روش کار

اجزای غیر سازه‌ای باید طی گام‌های زیر بهسازی شوند.

- هدف بهسازی، که شامل طرح عملکرد و سطح خطر زلزله می‌باشد، باید طبق بخش (۷-۴) تعیین شود. لرزه‌خیزی محل نیز با توجه به استاندارد ملی بند ۲-۱ تعیین می‌شود. اگر سطح عملکرد انتخابی شامل سطح عملکرد لحاظ‌نشده برای اجزای غیر سازه‌ای باشد، لزومی به رعایت ضوابط این بند نیست.
- بازبینی کامل ساختمان برای تعیین وضعیت اجزا باید طبق بندهای (۱۵-۲-۱) و (۱۵-۲-۲) انجام شود.
- ضرورت کنترل برای بهسازی برای سطح عملکرد انتخاب شده و رده‌بندی رفتاری مربوط باید با استفاده از جدول (۱-۱۵) یا (۲-۱۵) تعیین شود.

- اندرکنش اجزای سازه‌ای و غیر سازه‌ای باید طبق بخش (۱۵-۵) در نظر گرفته شود.
- رده‌بندی رفتاری هر جزء غیر سازه‌ای باید طبق بخش (۱۵-۶) انجام شود.
- ارزیابی باید با ملاحظه بند (۱۵-۳-۲) و طبق بخش (۱۵-۷) و با استفاده از رده‌بندی رفتاری مشخص شده در جدول (۱-۱۵) یا (۲-۱۵) صورت گیرد.
- اجزایی که معیارهای پذیرش مورد نظر را برآورده نسازند باید طبق بخش (۱۵-۸) بهسازی شوند.

#### ۱-۲-۱۵ بازرسی وضعیت موجود

بازرسی وضعیت موجود اجزای غیر سازه‌ای حداقل باید شامل موارد زیر باشد:

- ۱- پیکربندی انواع اجزای غیر سازه‌ای موجود و نحوه‌ی اتصال آن‌ها به سازه؛
- ۲- شرایط فیزیکی هر نوع جزء غیر سازه‌ای و اینکه فرسودگی رخ داده است یا خیر؛
- ۳- وجود اجزای غیر سازه‌ای که می‌توانند بالقوه بر عملکرد کل ساختمان تأثیر داشته باشند.

#### ۱۵-۲-۲ تعداد نمونه‌ها جهت بازرسی

تعداد نمونه‌ها جهت بازرسی برای هر نوع جزء غیر سازه‌ای باید به ترتیب زیر تعیین شود:

- اگر نقشه‌های تفصیلی در دسترس باشند، حداقل یک نمونه از هر نوع جزء غیر سازه‌ای باید بازرسی شود. اگر هیچ‌گونه تخطی از نقشه‌های موجود ملاحظه نشد، نمونه می‌تواند به عنوان نماینده‌ی شرایط نصب در نظر گرفته شود. در غیر این صورت حداقل ۱۰ درصد اجزا از هر نوع باید بازرسی شوند.
- اگر نقشه‌های تفصیلی در دسترس نباشند، حداقل سه نمونه از هر نوع باید بازرسی شود. اگر همخوانی کامل بین آن‌ها مشاهده شد، نمونه‌ها می‌توانند به عنوان نماینده‌ی شرایط نصب در نظر گرفته شوند. در غیر این صورت باید حداقل ۲۰ درصد اجزا از هر نوع بازرسی شوند. فهرست اجزای مورد بحث در این بند به همراه ملزومات بهسازی و رده‌بندی رفتاری آن‌ها در جداول (۱-۱۵) و (۲-۱۵) ارائه شده است.

جدول (۱۵-۱) - ملزومات بهسازی اجزای معماری، دیوارهای غیرباربر و راه‌پله‌ها براساس سطوح خطر و سطوح

عملکرد

نوع مولفه	مشخصات مولفه‌ها	لرزه‌خیزی کم			لرزه‌خیزی متوسط			لرزه‌خیزی زیاد و خیلی زیاد			رده‌بندی رفتاری	ضریب بزرگنمایی پاسخ $a_p$	ضریب اصلاح پاسخ $R_p$
		ایمنی جانی محدود	ایمنی جانی	استفاده ایمنی جانی	ایمنی جانی محدود	ایمنی جانی	استفاده ایمنی جانی	ایمنی جانی محدود	ایمنی جانی	استفاده ایمنی جانی			
<b>الف- اجزا معماری</b>													
۱- سفت‌کاری دیوارهای خارجی (۱-۹-۹)	از هر نوع	-	-	+	+	+	+	+	+	+	ت	۱	۱/۵
۲- سفت‌کاری دیوارهای داخلی (۲-۹-۹)	سبک	-	-	-	-	+	+	+	+	+	ت	۱	۳
	سنگین	-	-	+	-	+	+	+	+	+	ت	۱	۱/۵
۳- نازک‌کاری دیوارهای خارجی (بند ۳-۹-۹)	چسب‌بند شده	-	-	-	-	+	+	+	+	+	ت	۱	۴
	دوخته شده	-	-	-	-	+	+	+	+	+	ت	۱	۳
	پانل‌های پیش‌ساخته	-	-	+	+	+	+	+	+	+	ت	۱	۲/۳
۴- نازک‌کاری دیوارهای خارجی (۴-۹-۹)	گچ و خاک و رابیتس	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	۱	۱/۵
	سنگ	-	-	-	-	+	+	+	+	+	ت	۱	۱/۵
	چوب	-	-	-	-	-	-	-	-	-	ت	۱	۱/۵
	آئینه	-	-	+	+	+	+	+	+	+	ت	۱	۲
۵- سقف‌های کاذب (۵-۹-۹)	کاشی و سرامیک	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	۱	۱/۵
	اسکلت	-	-	-	-	+	+	+	+	+	ش	۱	۱/۵
	گچ و خاک و رابیتس	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	۱	۱/۵
۶- جان‌پناه‌ها و سایه‌بان‌ها (۶-۹-۹)	پانل‌های سبک	-	-	-	-	+	+	+	+	+	ش <sup>۵</sup>	۱	۱/۵
	سنگین	-	-	+	+	+	+	+	+	+	ش <sup>۵</sup>	۱	۱/۵
۷- دودکش‌ها ساختمانی <sup>۴</sup> (بند ۷-۹-۹)	از هر نوع	-	-	-	-	+	+	+	+	+	ش	۲/۵	۱/۲۵
۸- راه‌پله‌ها (۸-۹-۹)	دست‌اندازها	-	-	-	-	+	+	+	+	+	ت	۱	۳
	دال پله طاق‌ضربی	-	-	+	+	+	+	+	+	+	ت	۱	۳
	سایر انواع دال پله	-	-	-	-	+	+	+	+	+	ت	۱	۳

## جدول (۱۵-۱) - ادامه

### راهنمای جدول:

- + : کنترل برای بهسازی ضرورت دارد.
  - : کنترل برای بهسازی ضرورت ندارد.
  - ت : جزء غیرسازه‌ای به تغییرشکل حساس می‌باشد.
  - ش : جزء غیرسازه‌ای به شتاب حساس می‌باشد.
- ۱- در صورتی که اجزای غیرسازه‌ای سنگین در محل‌های حضور یا خروج عمومی واقع باشند، باید برای این اجزا سطح عملکرد ایمنی جانی را برآورده نمود.
  - ۲- در صورتی که وزن پاتل‌ها بیش از ۱۰ کیلوگرم بر مترمربع بوده و یا هدف بهسازی ویژه مدنظر باشد بهسازی در سطح عملکرد ایمنی جانی باید منظور شود.
  - ۳- این مقدار در صورتی که جزء متصل شده با مصالح شکل‌پذیر طراحی و ساخته شده باشد به کار می‌رود و گرنه باید مقدار  $1/5$  به کار رود.
  - ۴- آن قسمت از دودکش که بالاتر از تراز بام قرار بگیرد موردنظر می‌باشد. بخش داخلی دودکش مطابق با سفت‌کاری دیوارهای داخلی سنگین یا دیوارهای خارجی، بسته به مورد بررسی شود.
  - ۵- در مواردی که بین سقف کاذب و دیوارها اتصال وجود دارد سقف کاذب حساس به تغییرشکل قلمداد می‌شود.
  - ۶- مقدار کم‌تری برای  $a_p$  می‌تواند براساس تحلیل دینامیکی انتخاب شود. به هر حال مقدار آن نباید کم‌تر از ۱ باشد. وقتی که تکیه‌گاه جانبی برای دیوارها و تیغه‌های جداکننده به وسیله دیافراگم نرم تامین شده باشد مقدار  $a_p$  برای نیمه‌ی میانی دهانه برابر  $2/0$  در نظر گرفته می‌شود. مقدار  $a_p = 1$  عموماً برای اجزایی است که فرض می‌شود صلب هستند و به صورت صلب نیز به سازه اصلی متصل شده‌اند. مقدار  $a_p = 2.5$  برای اجزای انعطاف‌پذیر که به صورت انعطاف‌پذیر نیز متصل شده‌اند، می‌باشد.
  - ۷- اگر مهار جزء توسط میل‌مهارهای بازشونده، یا مهارهای چسبی کوتاه، یا مهارهای درجای کارگذاشته‌شده‌ی کوتاه (غیرشکل‌پذیر) تامین شده باشد و یا اگر جزء از مصالح غیرشکل‌پذیر ساخته شده باشد باید مقدار  $R_p = 1.5$  در نظر گرفته شود.

جدول (۱۵-۲) - ملزومات بهسازی اجزای مکانیکی - برقی و تجهیزات داخلی بر اساس سطوح خطر و سطوح

عملکرد

نوع مولفه	مشخصات مولفه‌ها	لرزه خیزی کم			لرزه خیزی متوسط			لرزه خیزی زیاد و خیلی زیاد			رده بندی رفتاری	ضریب بزرگنمایی پاسخ $a_p$	ضریب اصلاح پاسخ $R_p$
		ایمنی جانی محدود	ایمنی جانی	استفاده بی‌وقفه	ایمنی جانی محدود	ایمنی جانی	استفاده بی‌وقفه	ایمنی جانی محدود	ایمنی جانی	استفاده بی‌وقفه			
<b>الف - اجزای مکانیکی</b>													
	برج خنک کن	-	+	+	+	+	+	+	+	+	ش	۱	۳
۱- تاسیسات سرمایش و گرمایش (بند ۹-۱۰-۱)	دستگاه‌های مرکزی مانند دیگ‌ها، کوره‌ها، پمپ‌ها، چیلرها و غیره	-	-	+	+	+	+	+	+	+	ش	۱	۳
	ملحقات مانند کانال‌ها، رادیاتورها، فن کویل‌ها و غیره	-	-	-	-	-	-	-	-	-	ش	۱	۳
۲- مخازن مایعات و آبگرمکن‌ها (بند ۹-۱۰-۲)	پایه‌دار	-	-	+	+	+	+	+	+	+	ش	۲/۵	۱/۵
	بدون پایه	-	-	+	+	+	+	+	+	+	ش	۲/۵	۳
۳- لوله‌ها (بند ۹-۱۰-۳)	محتوی مواد خطرناک	+	+	+	+	+	+	+	+	+	ش/ت	۲/۵	۱
	تحت فشار	-	-	-	+	-	-	-	-	-	ش/ت	۲/۵	۴
	بدون فشار	-	-	-	-	-	-	-	-	-	ش/ت	۲/۵	۴
<b>ب - اجزای برقی و مخابراتی</b>													
۱- تجهیزات برقی و مخابراتی (بند ۹-۱۰-۴)	از هر نوع	-	-	-	+	-	-	-	-	-	ش	۱	۳
	سیم‌کشی‌ها و کابل‌کشی‌ها (بند ۹-۱۰-۵)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	ش/ت	۱	۱/۵
۳- اجزای روشنایی (بند ۹-۱۰-۶)	توکار و روکار	-	-	-	-	-	-	-	-	-	ش	۱	۱/۵
	لوسترها و چلچراغ‌ها	-	-	-	+	-	-	-	-	-	ش	۱	۱/۵
	سیستم‌های گسترده نورپردازی	-	-	-	+	+	+	+	+	+	ش	۱	۱/۵



جدول (۱۵-۲) - ادامه

ب- تجهیزات داخلی														
۱	۲/۵	ش	+	+	+	+	+	۲-	۲-	۲-	۲-	موارد خطرناک	۱- قفسه‌ها (بند ۹-۱۰-۷)	
۶	۲/۵	ش	+	+	-	+	-	-	+	-	-	تجهیزات مخابراتی و یارانه‌ای		
۳	۱	ش	+	+	+	+	-	-	-	-	-	جاکنایی‌ها		
۴	۲/۵	ش	+	۶+	۷+	+	-	-	-	-	-	سایر مواد		
۳	۲/۵	ش	+	-	-	+	-	-	-	-	-	از هر نوع	۲- کف‌های کاذب (بند ۹-۱۰-۸)	
۳	۱	ش/ت	+	+	-	+	-	-	-	-	-	از هر نوع	۳- آسانسورها (بند ۹-۱۰-۹)	
۳	۲/۵	ت	+	-	-	-	-	-	-	-	-	از هر نوع	۴- تقاله‌ها (بند ۹-۱۰-۱۰)	
<b>راهنمای جدول:</b>														
<p>+ : کنترل برای بهسازی ضرورت دارد.</p> <p>- : کنترل برای بهسازی ضرورت ندارد.</p> <p>ت : جزء غیرسازه‌ای به تغییرشکل حساس می‌باشد.</p> <p>ش : جزء غیرسازه‌ای به شتاب حساس می‌باشد.</p> <p>۱- در شرایط زیر تجهیزات نامبرده‌شده در مناطق با خطر لرزه‌خیزی زیاد و خیلی زیاد باید برای ایمنی جانی بهسازی شوند.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• تجهیزات دارای ارتفاع <math>1/80</math> متر یا بیشتر باشند.</li> <li>• تجهیزات تشکیل‌دهنده بخشی از سیستم برق اضطراری باشند.</li> <li>• تجهیزات از انواع گازسوز باشند.</li> </ul> <p>۲- کنترل برای بهسازی در صورتی ضروری است که مواد در نزدیکی افراد قرار داشته باشد و ثبات بتواند بلافاصله سلامت افراد را تهدید نماید.</p> <p>۳- کنترل برای بهسازی در سطح عملکرد ایمنی جانی در موارد زیر ضروری است:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• ارتفاع تجهیزات <math>180</math> سانتی‌متر یا بیش‌تر باشد.</li> <li>• وزن تجهیزات بیش از <math>10</math> کیلوگرم باشد.</li> <li>• تجهیزات بخشی از سیستم برق یا مخابرات اضطراری باشند.</li> </ul> <p>۴- کنترل برای بهسازی در سطح عملکرد ایمنی جانی در صورتی که تجهیزات بخشی از سیستم برق یا مخابرات اضطراری باشد ضروری است.</p> <p>۵- کنترل برای بهسازی در سطح عملکرد ایمنی جانی در صورتی که وزن متصل به هر اتصال بیش از <math>10</math> کیلوگرم باشد ضروری است.</p> <p>۶- کنترل برای بهسازی در قفسه‌بندی‌های موجود در فضاهایی که به ندرت افراد در آن‌ها حضور دارند ضروری نیست.</p> <p>۷- کنترل برای بهسازی در صورتی ضروری است که قفسه‌بندی در محل تجمع عمومی واقع باشد.</p> <p>۸- مقدار کم‌تری برای <math>a_p</math> می‌تواند براساس تحلیل دینامیکی انتخاب شود. به هر حال مقدار آن نباید کم‌تر از <math>1</math> باشد. وقتی که تکیه‌گاه جانبی برای دیوارها و تیغه‌های جداکننده به وسیله دیافراگم نرم تأمین شده باشد مقدار <math>a_p</math> برای نیمه میانی دهانه برابر <math>2/0</math> در نظر گرفته می‌شود. مقدار <math>a_p = 1</math> عموماً برای اجزایی است که فرض می‌شود صلب هستند و به صورت صلب تیز به سازه اصلی متصل شده‌اند. مقدار <math>a_p = 2.5</math> برای اجزای انعطاف‌پذیر که به صورت انعطاف‌پذیر نیز متصل شده‌اند، می‌باشد.</p> <p>۹- اگر مهار جزء توسط میل‌مهارهای بازشونده، یا مهارهای چسبی کوتاه، یا مهارهای درجا کار گذاشته شده‌ی کوتاه (غیرشکل‌پذیر) تأمین شده باشد و یا اگر جزء از مصالح غیرشکل‌پذیر ساخته شده باشد باید مقدار <math>R_p = 1.5</math> در نظر گرفته شود.</p>														

### ۱۵-۳ ملاحظات تاریخچه‌ای و ارزیابی اجزا

#### ۱۵-۳-۱ اطلاعات تاریخچه‌ای

مدارک قابل دسترسی در مورد ساخت، مشخصات و داده‌های تجهیزات، اطلاعات و نقشه‌های اجرا شده باید طبق بخش (۲-۲) تهیه شوند. این اطلاعات از لحاظ حصول اطمینان نسبت به ساخت و نصب تجهیزات و آیین‌نامه‌های زمان اجرا و شرایط ساخت باید جمع‌آوری شوند.

#### ۱۵-۳-۲ ارزیابی اجزا

اجزای غیر سازه‌ای باید برای نیل به اهداف انتخابی بهسازی بخش (۱-۴)، ارزیابی شوند. ملزومات تحلیل و بهسازی برای سطوح عملکرد ایمنی جانی محدود، ایمنی جانی و قابلیت استفاده بی‌وقفه برای پهنه‌ی لرزه-خیزی مناسب باید بر اساس جداول (۱-۱۵) و (۲-۱۵) تعیین شوند. نیروهای طراحی باید طبق بندهای (۱-۲-۷-۱۵) یا (۲-۲-۷-۱۵) و تغییر شکل‌های طراحی طبق بند (۳-۲-۷-۱۵) محاسبه شوند. ملزومات تحلیل و بهسازی برای سطح عملکرد ایمنی جانی محدود باید از ملزومات سطح ایمنی جانی در اجزای غیر سازه‌ای پیروی نماید. ملزومات برای سطح عملکرد خدمت‌رسانی بی‌وقفه باید بر اساس آیین‌نامه‌های خاص انتخاب شود و در این مجموعه به آن پرداخته نمی‌شود.

معیارهای پذیرش برای اجزای غیر سازه‌ای مورد ارزیابی برای سطوح ایمنی جانی و قابلیت استفاده بی‌وقفه باید بر اساس معیارهای بیان شده در بخش‌های (۹-۱۵) و (۱۰-۱۵) باشد. نیروهای وارده بر مهارها و اتصالات اجزای غیر سازه‌ای، محاسبه شده طبق بخش (۷-۱۵)، باید با ظرفیت اجزای متصل‌شونده مقایسه شده و جزء مورد نظر بر اساس معیارهای پذیرش مربوط ارزیابی شود. در مورد اجزایی که برای سطح عملکرد ایمنی جانی محدود ارزیابی می‌شوند، باید از معیارهای پذیرش سطح عملکرد ایمنی جانی استفاده نمود. برای سطح خدمت‌رسانی بی‌وقفه باید از معیارهای خاص استفاده شود که خارج از قلمرو این مجموعه است.

#### ۱۵-۴ اهداف بهسازی

اهداف بهسازی برای اجزای غیر سازه‌ای باید با توجه به سطوح عملکرد انتخابی مطابق بخش (۱-۴) تعیین شود. ناحیه‌ی لرزه‌خیزی نیز مطابق استاندارد ملی بند ۲-۱ تعیین می‌شود.

### ۱۵-۵ اندرکنش سازه و اجزای غیر سازه‌ای

#### ۱۵-۵-۱ اصلاح پاسخ

اجزای غیر سازه‌ای باید در مدل‌سازی سازه طبق ضوابط بند (۲-۲-۲-۹) در نظر گرفته شوند. اجزای غیر سازه‌ای در نظر گرفته شده در مدل سازه باید برای نیروها و تغییر شکل‌های تحمیل شده از طرف سازه بر آن‌ها که طبق بند ۹ محاسبه می‌شوند ارزیابی شوند.

#### ۱۵-۵-۲ جداسازی لرزه‌ای

در ساختمان‌های دارای جداسازی لرزه‌ای، اجزای غیر سازه‌ای که واقع در تراز سیستم جداساز بوده و یا در سازه‌ی فوقانی قرار دارند باید ضوابط بند (۱-۲-۶-۲-۸) را برآورد سازند. اجزای غیر سازه‌ای که بند مشترک

جداسازها و سازه را قطع می‌کنند باید ضوابط بند (۸-۲-۶-۲) را برآورند. اجزای غیر سازه‌ای واقع در پایین سیستم جداساز باید ضوابط این بند را برآورد سازند.

#### ۱۵-۶ رده‌بندی رفتاری اجزا

اجزای غیر سازه‌ای باید بر اساس نوع حساسیت پاسخ‌شان طبق جدول‌های (۱-۱۵) و (۲-۱۵) رده‌بندی شوند.

#### ۱۵-۶-۱ اجزای حساس به شتاب

این رده شامل اجزایی است که به تغییر شکل حساس نبوده اما به نیروهای اینرسی حساس هستند و خسارات وارد بر آنها نیز ناشی از این نیروها می‌باشد. این اجزا باید برای نیروهای طراحی لرزه‌ای طبق بند (۱۵-۲-۷-۱) یا (۱۵-۲-۷-۲) کنترل شوند.

#### ۱۵-۶-۲ اجزای حساس به تغییر شکل

این رده شامل اجزایی است که علاوه بر حساس بودن به شتاب به تغییر شکل ناشی از تغییر مکان نسبی سازه نیز حساس هستند و خسارت وارد بر آنها ناشی از این تغییر شکل می‌باشند. این اجزاء باید علاوه بر نیروهای طراحی لرزه‌ای طبق بند (۱۵-۲-۷-۱) یا (۱۵-۲-۷-۲)، برای تغییر شکل نیز طبق بند (۱۵-۲-۷-۳) کنترل شوند.

#### ۱۵-۷ روش‌های ارزیابی

دو روش برای ارزیابی اجزای غیر سازه‌ای وجود دارد:

- روش تجویزی

- روش تحلیلی

#### ۱۵-۷-۱ روش تجویزی

روش تجویزی برای ارزیابی یک جزء به صورت استفاده از مشخصات منتشر شده برای آن جزء توسط کارخانه‌ی سازنده می‌باشد. استفاده از روش تجویزی در موارد مجاز دانسته شده در معیارهای پذیرش اجرا مشروط بر آنکه جزء مورد بررسی توسط سازندگان معتبر و آشنا به مسایل لرزه‌ای منطقه تولید یا ساخته شده باشد و این مسایل نیز در طراحی و ساخت اجزاء ملحوظ شده باشد مجاز می‌باشد. در بخش‌های بعدی، در هر مورد که استفاده از روش تجویزی بلامانع بوده است، مستقیماً به این موضوع اشاره شده است.

#### ۱۵-۷-۲ روش تحلیلی

روش تحلیلی باید بر اساس رده‌بندی رفتاری اجزا طبق جداول (۱-۱۵) و (۲-۱۵) انتخاب و همچنین نیروها و تغییر شکل‌های اجزای غیر سازه‌ای باید به ترتیب زیر محاسبه شوند.

- اگر رده‌بندی رفتاری جزء مطابق جدول‌های (۱-۱۵) یا (۲-۱۵) حساس به شتاب تعیین شده است و سطح عملکرد ایمنی جانی محدود یا ایمنی جانی برای اجزای غیر سازه‌ای انتخاب شده، معادلات

- پایه‌ی داده شده در بند (۱-۲-۷-۱۵) برای محاسبه نیروی وارده بر آن‌ها می‌تواند به کار رود.
- اگر رده‌بندی رفتاری جزء مطابق جدول‌های (۱-۱۵) یا (۲-۱۵) حساس به شتاب تعیین شده و سطح عملکرد اجزای غیر سازه‌ای بالاتر از ایمنی جانی انتخاب شود، نیروهای طراحی لرزه‌ای باید طبق بند (۲-۲-۷-۱۵) محاسبه شوند.
- اگر رده‌بندی رفتاری جزء مطابق جدول‌های (۱-۱۵) یا (۲-۱۵) حساس به تغییر شکل تعیین شده است، نیروهای طراحی لرزه‌ای باید طبق بند (۲-۲-۷-۱۵) و نسبت‌های تغییر مکان نسبی باید طبق بند (۳-۲-۷-۱۵) محاسبه شوند.
- محاسبه‌ی نیروها و تغییر شکل‌های طراحی لرزه‌ای به روش‌های دیگر طبق بند (۴-۲-۷-۱۵) نیز اجازه داده می‌شود.

### ۱-۲-۷-۱۵ محاسبه نیرو یا معادلات پایه

نیروهای طراحی لرزه‌ای وارد بر اجزای غیر سازه‌ای با رعایت ضوابط بند (۲-۷-۱۵) طبق روابط (۱-۱۵) و (۲-۱۵) محاسبه می‌شود.

$$F_P = 1.6 S_S I_P W_P \quad (۱-۱۵)$$

$$F_{PV} = \frac{2}{3} F_P \quad (۲-۱۵)$$

که در آن‌ها:

$F_P$ : نیروی طراحی لرزه‌ای که در راستای افقی در مرکز جرم جزء مورد نظر اعمال یا بر اساس توزیع جرم جزء توزیع می‌شود.

$F_{PV}$ : نیروی طراحی لرزه‌ای که در راستای قائم در مرکز جرم جزء مورد نظر اعمال یا بر اساس توزیع جرم جزء توزیع می‌شود.

$S_S$ : مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب کوتاه برای سطح خطر مورد نظر.

$I_P$ : ضریب عملکرد جزء مربوط که برای سطح ایمنی جانی برابر با ۱٫۰ و برای سطح قابلیت استفاده‌ی بی-وقفه برابر با ۱٫۵ می‌باشد.

$W_P$ : وزن جزء مورد نظر در حالت بهره‌برداری.

### ۲-۲-۷-۱۵ محاسبه‌ی نیرو با معادلات جامع

#### ۱-۲-۲-۷-۱۵ نیروهای افقی لرزه‌ای

اگر طبق ضوابط بند (۲-۷-۱۵) برای محاسبه‌ی نیرو معیارهای این بند استفاده شود، در این صورت نیرو از رابطه (۳-۱۵) محاسبه می‌شود.

$$F_P = \frac{0.4 a_p S_S I_P W_P \left[ 1 + \frac{2X}{h} \right]}{R_P} \quad (۳-۱۵)$$

در صورتی که  $F_P$  محاسبه شده از رابطه (۳-۱۵) بیش از مقدار حاصل از رابطه (۱-۱۵) باشد می‌توان

مقدار حاصل از رابطه (۱-۱۵) را به کار برد، مشروط بر آنکه کم‌تر از مقدار حاصل از معادله (۴-۱۵) نباشد.

$$F_P = 0.3 S_S I_P W_P \quad (۴-۱۵)$$

در روابط (۳-۱۵) و (۴-۱۵):

$a_P$ : ضریب بزرگ‌نمایی پاسخ جزء غیر سازه‌ای، با استفاده از جدول‌های (۱-۱۵) یا (۲-۱۵)

$X$ : ارتفاع مرکز جرم جزء نسبت به تراز پایه ساختمان.

$h$ : ارتفاع متوسط بام سازه نسبت به تراز پایه.

$R_P$ : ضریب اصلاح پاسخ جزء، با استفاده از جدول‌های (۱-۱۵) یا (۲-۱۵).

### ۱۵-۷-۲-۲ نیروهای قائم لرزه‌ای

اگر طبق ضوابط بند (۲-۷-۱۵) برای محاسبه‌ی نیرو معیارهای این بند استفاده شود، در این صورت نیرو از رابطه (۵-۱۵) محاسبه می‌شود.

$$F_{PV} = \frac{0.27 a_P S_S I_P W_P}{R_P} \quad (۵-۱۵)$$

در صورتی که  $F_{PV}$  محاسبه شده از رابطه (۵-۱۵) بیش از مقدار حاصل از رابطه (۲-۱۵) باشد می‌توان مقدار حاصل از رابطه (۲-۱۵) را بکار برد، مشروط بر آنکه کم‌تر از مقدار حاصل از رابطه (۶-۱۵) نباشد.

$$F_{PV} = 0.2 S_S I_P W_P \quad (۶-۱۵)$$

### ۱۵-۷-۲-۳ محاسبه‌ی تغییر شکل

مقادیر تغییر مکان نسبی ( $D_P$ ) و نسبت‌های تغییر مکانی نسبی ( $D_r$ ) باید بر اساس روابط این بند محاسبه شوند. اگر جزء غیر سازه‌ای، دو نقطه‌ی واقع در ترازهای  $X$  و  $Y$  در یک ساختمان یا سیستم سازه‌ای را به هم متصل نماید باید از رابطه (۷-۱۵) و اگر جزء غیر سازه‌ای، دو نقطه‌ی هم تراز در دو ساختمان یا سیستم سازه‌ای مستقل را به هم وصل نماید باید از رابطه (۸-۱۵) استفاده شود.

$$D_r = \frac{\delta_{XA} - \delta_{YA}}{X - Y} \quad (۷-۱۵)$$

$$D_P = \left| \delta_{XA} \right| + \left| \delta_{XB} \right| \quad (۸-۱۵)$$

در این روابط:

$D_P$ : تغییر مکان نسبی لرزه‌ای.

$D_R$ : نسبت تغییر مکانی نسبی.

$X$ : ارتفاع اتصال تکیه‌گاه فوقانی (تراز  $X$ ) نسبت به تراز پایه.

$Y$ : ارتفاع اتصال تکیه‌گاه تحتانی (تراز  $Y$ ) نسبت به تراز پایه.

$\delta_{XA}$ : تغییر مکان جانبی ساختمان A در تراز X، تعیین شده بر اساس روش‌های تحلیلی در بند ۳.

$\delta_{YA}$ : تغییر مکان جانبی ساختمان A در تراز Y، تعیین شده بر اساس روش‌های تحلیلی در بند ۳.

$\delta_{XB}$ : تغییر مکان جانبی ساختمان B در تراز X، تعیین شده بر اساس روش‌های تحلیلی در بند ۳.

تأثیرات تغییر مکان‌های نسبی لرزه‌ای باید در ترکیب با تغییر مکان‌های ناشی از دیگر بارها به صورت مناسب

در نظر گرفته شوند.

#### ۱۵-۷-۲-۴ روش‌های دیگر

به کارگیری سایر روش‌های معتبر برای تعیین حداکثر شتاب ساختمان در تکیه‌گاه هر یک از اجزا و حداکثر نسبت‌های تغییر مکان نسبی و یا تغییر مکان‌های نسبی بین دو تکیه‌گاه هر یک از اجزا مجاز می‌باشد.

#### ۱۵-۸ روش‌های بهسازی

بهسازی اجزای غیر سازه‌ای باید از طریق جایگزینی، تقویت، تعمیر، مهاربندی، متصل‌سازی و یا دیگر روش‌های تأیید شده به انجام رسد.

#### ۱۵-۹ اجزای معماری: تعریف، رفتار و معیارهای پذیرش

در مورد کلیه اجزا ابتدا تعریف و محدوده‌ی کاربرد و سپس نوع رفتار و روش‌های بهسازی مشخص می‌شود. سپس معیارهای پذیرش بر اساس سطوح عملکرد مختلف داده شده است. در این قسمت کنترل جزء یا اتصال آن تحت اثر نیروهای اینرسی برون صفحه‌ای و بسته به مورد کنترل سیستم سازه‌ای دربر دارند جزء برای تغییر شکل بررسی می‌شود. در انتها ضوابط بازرسی ظاهری جزء و نیاز یا عدم نیاز به تعمیر آن مشخص می‌شود.

#### ۱۵-۹-۱ سفت‌کاری دیوارهای خارجی

##### ۱۵-۹-۱-۱ تعریف و محدوده‌ی کاربرد

ضوابط این بند قابل کاربرد در مورد سفت‌کاری دیوارهای خارجی با مصالح بنایی، اعم از آجر فشاری، آجر سفال، بلوک‌های سیمانی یا گچی است که با انواع ملات ساخته شده باشد.

##### ۱۵-۹-۱-۲ رفتار جزء و روش‌های بهسازی

سفت‌کاری دیوارهای خارجی حساس به تغییر شکل مطابق بند (۱۵-۶-۲) محسوب می‌شود. این دیوارها باید مطابق با معیارهای پذیرش بند (۱۵-۹-۱-۳) ارزیابی شوند. در صورت عدم برآوردن معیارهای پذیرش، این دیوارها باید مطابق بخش (۱۵-۸) بهسازی شوند.

##### ۱۵-۹-۱-۳ معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش باید بر اساس ضوابط این بند و بند (۱۵-۳-۲) اعمال شود.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: سفت‌کاری دیوارهای خارجی در موارد لزوم طبق جدول (۱-۱۵) باید قادر به تحمل نیروهای برون صفحه‌ای، محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۱) یا (۱۵-۷-۲-۲) باشد. نسبت تغییر مکان نسبی محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۳) حداکثر برابر با ۰/۰۰۸ می‌باشد.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه: در این سطح عملکرد سفت‌کاری دیوارهای خارجی باید قادر به تحمل نیروهای برون صفحه‌ای که طبق بند (۱۵-۷-۲-۲) محاسبه می‌شود، باشد. نسبت تغییر مکان نسبی محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۳) حداکثر با ۰/۰۰۴ می‌باشد.

#### ۱۵-۹-۱-۴ ملزومات ارزیابی

سفت کاری دیوارهای خارجی باید جهت حصول اطمینان از پایداری، اجرای صحیح، دوام مصالح، جلوگیری از نفوذ رطوبت و عدم وجود ترک خوردگی و تغییر شکل به طور عینی بازرسی و در صورت لزوم تعمیر شود.

#### ۱۵-۹-۲ سفت کاری دیوارهای داخلی

##### ۱۵-۹-۲-۱ تعریف و محدوده کاربرد

سفت کاری دیوارهای داخلی شامل تیغه‌های غیر باربر قائم می‌باشد. تیغه‌های سنگین ساخته شده از مصالح بنایی و تیغه‌های سبک ساخته شده از فلز، چوب، گچ یا دیگر مصالح روکار بوده و ضوابط این بند در مورد آنها قابل اعمال می‌باشد.

##### ۱۵-۹-۲-۲ رفتار جزء و روش‌های بهسازی

سفت کاری دیوارهای داخلی جداکننده حساس به تغییر شکل مطابق بند (۱۵-۶-۲) محسوب می‌شود. در صورت عدم برآوردن معیارهای پذیرش بند (۱۵-۹-۲-۳) این دیوارها باید مطابق بخش (۱۵-۸) بهسازی شوند.

##### ۱۵-۹-۲-۳ معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش باید بر اساس ضوابط این بند و بند (۱۵-۳-۲) اعمال شود.

##### ۱- سطح عملکرد ایمنی جانی:

۱-۱- تیغه‌های سبک: این تیغه‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۱-۱۵) باید قادر به تحمل نیروهای برون صفحه‌ای محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۱) یا (۱۵-۷-۲-۲) باشند. نسبت تغییر مکان نسبی محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۳) حداکثر برابر با ۰/۰۱۵ می‌باشد.

۱-۲- تیغه‌های سنگین: این تیغه‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۱-۱۵) باید قادر به تحمل نیروهای برون صفحه‌ای، محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۱) یا (۱۵-۷-۲-۲) باشند. حد نسبت تغییر مکان نسبی، محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۳) برابر با ۰/۰۱ می‌باشد.

##### ۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه:

۱-۲- تیغه‌های سبک: این تیغه‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۱-۱۵) باید قادر به تحمل نیروهای برون صفحه‌ای، محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۲) باشند. حد نسبت تغییر مکان نسبی، محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۳) برابر با ۰/۰۱ می‌باشد.

۲-۲- تیغه‌های سنگین: این تیغه‌ها باید قادر به تحمل نیروهای برون صفحه‌ای، محاسبه شده طبق بخش (۱۵-۷-۲-۲) باشند. حد نسبت تغییر مکان نسبی، محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۳) برابر با ۰/۰۰۵ می‌باشد.

#### ۱۵-۹-۲-۴ ملزومات ارزیابی

سفت کاری دیوارهای داخلی باید برای حصول اطمینان از نوع مصالح به کار رفته بازرسی و در صورت لزوم تعمیر شود.

### ۱۵-۹-۳ نازک کاری دیوارهای خارجی

#### ۱۵-۹-۳-۱ نمای چسبانده شده

#### ۱۵-۹-۳-۱-۱ تعریف و محدوده‌ی کاربرد

این نوع نما می‌تواند روی مصالح بنایی، بتن، اندود سیمان، یا نظایر آن چسبانده شود. چند نوع معمول این نوع نما عبارتند از:

- ۱- کاشی، آجر و سنگ با ضخامت حداکثر ۲٫۵ سانتی‌متر؛
- ۲- موزاییک‌های شیشه‌ای با اندازه‌های حداکثر  $۱ \times ۵ \times ۵$  سانتی‌متر؛
- ۳- قطعات سرامیکی؛
- ۴- اندود خارجی (روکار).

#### ۱۵-۹-۳-۲ رفتار جزء و روش‌های بهسازی

مصالح و اجزای چسبانده شده حساس به تغییر شکل طبق بند (۱۵-۶-۲) محسوب می‌شود. در صورت عدم برآوردن معیارهای پذیرش بند (۱۵-۹-۳-۱-۳) این اجزاء باید مطابق بخش (۱۵-۸) بهسازی شوند.

#### ۱۵-۹-۳-۳ معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش باید بر اساس ضوابط این بند و بند (۱۵-۳-۲) اعمال شود.

- سطح عملکرد ایمنی جانی: اتصال و مهار پشت‌بندی در موارد لزوم طبق جدول (۱-۱۵) باید قادر به تحمل نیروهای محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۱) یا (۱۵-۷-۲-۲) باشد. حد نسبت تغییر مکان نسبی، محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۳) برابر با ۰٫۰۲ می‌باشد.
- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: اتصال و مهار پشت‌بندی در موارد لزوم طبق جدول (۱-۱۵) باید قادر به تحمل نیروهای محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۲) باشد. حد نسبت تغییر مکان نسبی محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۳) برابر با ۰٫۰۱ می‌باشد.

#### ۱۵-۹-۳-۴ ملزومات ارزیابی

نماهای چسبانده شده باید با مشاهده‌ی عینی و تقه‌زنی برای تعیین احتمالی لقی و ترک بازرسی و در صورت لزوم تعمیر شوند که ممکن است به طور مناسب چسبانده نشده و یا سازه‌ی نگهدارنده‌ی آن‌ها بیش از حد نرم باشد.

#### ۱۵-۹-۳-۲ نمای دوخته شده

#### ۱۵-۹-۳-۲-۱ تعریف و محدوده‌ی کاربرد

این نما شامل آجرکاری یا سنگ‌کاری می‌شود که به صورت مکانیکی به سازه‌ی نگهدارنده متصل می‌شوند. سه نوع متداول این نما عبارتند از:

- ۱- آجرکاری و سنگ‌کاری با ضخامت اسمی حداکثر ۱۲٫۵ سانتی‌متر.
- ۲- سنگ‌کاری با ضخامت اسمی ۱۲٫۵ تا ۲۵ سانتی‌متر.



۳- قواره‌های سنگی بزرگ با ضخامت اسمی حداکثر ۵ سانتی‌متر. تمهیدات این بخش برای قطعاتی که در ارتفاع حداقل ۱۲۰ سانتی‌متر نسبت به کف مجاور قرار گرفته‌اند الزامی هستند.

#### ۱۵-۹-۳-۲ رفتار جزء و روش‌های بهسازی

نمای دوخته شده‌ی حساس به تغییر شکل طبق بند (۱۵-۶-۲) محسوب می‌شود. در صورت عدم برآوردن معیارهای پذیرش مطابق بند (۱۵-۹-۳-۲-۳) این اجزاء باید مطابق بخش (۱۵-۸) بهسازی شوند.

#### ۱۵-۹-۳-۳ معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش باید بر اساس ضوابط این بند و بند (۱۵-۳-۲) اعمال شود.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: پشت‌بندی نما در موارد لزوم طبق جدول (۱-۱۵) باید قادر به تحمل نیروهای محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۱) یا (۱۵-۷-۲-۲) باشد. حد نسبت تغییر مکان نسبی محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۳) برابر با ۰/۰۲ می‌باشد.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه: پشت‌بندی نما در موارد لزوم طبق جدول (۱-۱۵) باید قادر به تحمل نیروهای محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۲) باشد. حد نسبت تغییر مکان نسبی محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۳) برابر با ۰/۰۱ است.

#### ۱۵-۹-۳-۴ ملزومات ارزیابی

قطعات سنگ نما باید دارای اتصال کاملی به تکیه‌گاه خود جهت جلوگیری از سقوط آن‌ها و با دوام مناسب جهت عدم نفوذ رطوبت که می‌تواند باعث از بین رفتن مهارها شود، باشد. وضعیت موجود مهارها باید به صورت عینی بررسی و بازرسی و در صورت لزوم تعمیر شود.

#### ۱۵-۹-۳-۳ پانل‌های پیش‌ساخته

#### ۱۵-۹-۳-۱ تعریف و محدوده‌ی کاربرد

این نما شامل پانل‌هایی پیش‌ساخته‌ای است که با مقاومت سازه‌ای مناسب ذاتی خودشان می‌توانند بد و زلزله و دیگر نیروها را تحمل نمایند. این قطعات معمولاً در پیرامون خود به عنوان عناصر سازه‌ی اصلی متصل می‌شوند.

#### ۱۵-۹-۳-۲ رفتار جزء و روش‌های بهسازی

پانل‌های پیش‌ساخته‌ی حساس به تغییر شکل طبق بند (۱۵-۶-۲) محسوب می‌شود. در صورت عدم ارضای معیارهای پذیرش مطابق بند (۱۵-۹-۳-۳-۳) این اجزاء باید مطابق بخش (۱۵-۸) بهسازی شوند.

#### ۱۵-۹-۳-۳ معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش باید بر اساس ضوابط این بند و بند (۱۵-۳-۲) اعمال شود.

- سطح عملکرد ایمنی جانی: پانل‌های پیش‌ساخته و اتصالات آن‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۱-۱۵) باید قادر به تحمل نیروهای درون صفحه‌ای و برون صفحه‌ای محاسبه شده طبق بندهای (۱۵-۷-۲-۲)

۱) یا (۲-۲-۷-۱۵) باشد. حد نسبت تغییر مکان نسبی محاسبه شده طبق بند (۳-۲-۷-۱۵) برابر با ۰/۰۲ می‌باشد.

- سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه: پانل‌های پیش‌ساخته و اتصالات آن‌ها باید قادر به تحمل نیروهای محاسبه شده طبق بند (۲-۲-۷-۱۵) باشد. حد نسبت تغییر مکان نسبی محاسبه شده طبق بند (۳-۲-۷-۱۵) برابر با ۰/۰۱ می‌باشد.

#### ۱۵-۹-۳-۴ ملزومات ارزیابی

اتصالات پانل‌ها باید به صورت عینی بازرسی شده و بر اساس قضاوت مهندسی برای احتمال وجود هر گونه نشانه‌ی زوال آزمایش شده و در صورت لزوم تعمیر شوند.

#### ۱۵-۹-۴ نازک‌کاری دیوارهای داخلی

##### ۱۵-۹-۴-۱ گچ و خاک و کاه‌گل

گچ و خاک و کاه‌گل معمولاً به علت خاصیت چسبندگی بالا به سفت‌کاری دیوارهای داخلی متصل می‌شوند. لذا بررسی رفتار جزء و روش‌های بهسازی و همچنین معیارهای پذیرش مستقل نداشته و می‌توانند با سفت-کاری دیوارهای داخلی توأمأ بررسی شوند.

##### ۱۵-۹-۴-۲ سنگ

##### ۱۵-۹-۴-۱-۲ تعریف و محدوده‌ی کاربرد

نماهای موضوع این بند شامل آن دسته از نماهای داخلی هستند که بالاتر از ۱۲۰ سانتی‌متر نسبت به کف طبقه واقع شده‌اند.

##### ۱۵-۹-۴-۲-۲ رفتار جزء و روش‌های بهسازی

نماهای داخلی حساس به تغییر شکل طبق بند (۲-۶-۱۵) محسوب می‌شود. اگر این نماها معیارهای پذیرش بند (۳-۲-۴-۹-۱۵) را برآورد نسازند باید طبق بخش (۸-۱۵) بهسازی شوند.

##### ۱۵-۹-۴-۲-۳ معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش باید بر اساس ضوابط این بند و بند (۲-۳-۱۵) اعمال شود.

- سطح عملکرد ایمنی جانی: پشت‌بندی نما باید به طور مناسب متصل باشد تا در موارد لزوم طبق جدول (۱-۱۵) قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای، محاسبه شده طبق بندهای (۱-۲-۷-۱۵) یا (۲-۲-۷-۱۵) باشد. حد نسبت تغییر مکان نسبی محاسبه شده طبق بند (۳-۲-۷-۱۵) برابر با ۰/۰۲ می‌باشد.

- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: پشت‌بندی نما باید به طور مناسب متصل باشد تا در موارد لزوم جدول (۱-۱۵) قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای، محاسبه شده طبق بند (۲-۲-۷-۱۵) باشد. حد نسبت تغییر مکان نسبی محاسبه شده طبق بند (۳-۲-۷-۱۵) برابر با ۰/۰۱ است.

#### ۱۵-۹-۴-۲-۴ ملزومات ارزیابی

دیوارهای پشت‌بند یا دیگر نگهدارنده‌ها و ملحقات آن‌ها و نیز وضعیت خود نما باید به صورت عینی بازرسی و در صورت لزوم تعمیر شود.

#### ۱۵-۹-۴-۳ چوب

#### ۱۵-۹-۴-۳-۱ تعریف و محدوده‌ی کاربرد

نماهای موضوع این بند شامل آن دسته از نماهای داخلی هستند که بالاتر از ۱۲۰ سانتی‌متر نسبت به کف طبقه واقع شده‌اند.

#### ۱۵-۹-۴-۳-۲ رفتار جزء و روش‌های بهسازی

نماهای چوبی دیوارهای داخلی حساس به تغییر شکل طبق بند (۱۵-۶-۲) محسوب می‌شود. در صورت عدم برآوردن ضوابط بند (۱۵-۹-۴-۳-۳) این اجزاء باید مطابق بخش (۱۵-۸) بهسازی شوند.

#### ۱۵-۹-۴-۳-۳ معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش باید بر اساس ضوابط این بند و بند (۱۵-۳-۲) اعمال شود.

- سطح عملکرد ایمنی جانی: این نماها برای سطح عملکرد ایمنی جانی نیازی به کنترل برای بهسازی ندارند.

- سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه: وسایل نگهدارنده‌ی نما در موارد لزوم طبق جدول (۱۵-۱) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۲) باشند. حد نسبت تغییر مکان نسبی محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۳) برابر ۰/۰۱ می‌باشد.

#### ۱۵-۹-۴-۳-۴ ملزومات ارزیابی

وسایل نگهدارنده‌ی نما و وضعیت خود نما باید به صورت عینی بازرسی و در صورت لزوم تعمیر شود.

#### ۱۵-۹-۴-۴ آئینه

#### ۱۵-۹-۴-۴-۱ تعریف و محدوده‌ی کاربرد

نماهای موضوع این بند شامل آن دسته از نماهای داخلی هستند که بالاتر از ۱۲۰ سانتی‌متر نسبت به کف طبقه واقع شده‌اند.

#### ۱۵-۹-۴-۴-۲ رفتار جزء و روش‌های بهسازی

نماهای دیوارهای داخلی آئینه‌کاری شده حساس به تغییر شکل طبق بند (۱۵-۶-۲) محسوب می‌شود. در صورت عدم برآوردن معیارهای پذیرش بند (۱۵-۹-۴-۳-۳) این اجزا باید طبق بخش (۱۵-۸) بهسازی شوند.

#### ۱۵-۹-۴-۴-۳ معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش باید بر اساس ضوابط این بند و بند (۱۵-۳-۲) اعمال شود.

- سطح عملکرد ایمنی جانی: پشت‌بندی نما باید به طور مناسب متصل باشد تا در موارد لزوم طبق

جدول (۱-۱۵) قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای، محاسبه شده طبق بند (۱-۲-۷-۱۵) یا (۲-۲-۷-۱۵) باشد. نسبت تغییر مکان نسبی محاسبه شده طبق بند (۳-۲-۷-۱۵) برابر ۰/۰۲ می باشد.

- سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه: پشت‌بندی نما باید به طور مناسب متصل باشد تا قادر به تحمل نیروهای لرزه‌ای، محاسبه شده طبق بند (۲-۲-۷-۱۵) باشد. حد نسبت تغییر مکان نسبی محاسبه شده طبق بند (۳-۲-۷-۱۵) برابر با ۰/۰۱ می باشد.

#### ۱۵-۹-۴-۴ ملزومات ارزیابی

وضعیت نما باید با مشاهدات عینی و تقه‌زنی برای احتمال لقی، ارزیابی و در صورت لزوم تعمیر شود.

#### ۱۵-۹-۴-۵ کاشی و سرامیک

#### ۱۵-۹-۴-۱ تعریف و محدوده‌ی کاربرد

بررسی رفتار جزء و روش‌های بهسازی و همچنین معیارهای پذیرش برای این نوع نما به صورت مستقل ضرورت نداشته و می‌تواند به همراه سفت‌کاری دیوارهای داخلی بررسی شود.

#### ۱۵-۹-۴-۲ ملزومات ارزیابی

وضعیت نما باید با مشاهدات عینی و تقه‌زنی برای احتمال لقی بازرسی و در صورت لزوم تعمیر شود.

#### ۱۵-۹-۵ سقف‌های کاذب

#### ۱۵-۹-۵-۱ تعریف و محدوده‌ی کاربرد

سقف‌های کاذب شامل قسمت‌های افقی یا شیب‌دار می‌باشند که متصل به سازه و یا آویخته به آن هستند و یا توسط سازه‌ی مستقلی نگهداری می‌شوند. سقف‌های کاذب به صورت زیر دسته‌بندی می‌شوند.

- دسته‌ی الف: پوشش گچ و خاک و رابیتس؛
- دسته‌ی ب: پوشش با پانل‌های سبک؛
- دسته‌ی پ: پوشش با پانل‌های سنگین.

#### ۱۵-۹-۵-۲ رفتار جزء روش‌های بهسازی

سقف‌های کاذب حساس به شتاب طبق بند (۱-۶-۱۵) محسوب می‌شود. هر گاه اجزاء سقف‌ها معیارهای پذیرش بند (۳-۵-۹-۱۵) را برآورده نسازند باید طبق بخش (۸-۱۵) بهسازی شوند.

#### ۱۵-۹-۵-۳ معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش باید بر اساس ضوابط این بند و بند (۲-۳-۱۵) اعمال شود.

- سطح عملکرد ایمنی جانی: اسکلت و پوشش سقف‌های کاذب در موارد لزوم طبق جدول (۱-۱۵) باید قادر به تحمل نیروهای لرزه‌ای، محاسبه شده طبق بند (۱-۲-۷-۱۵) یا (۲-۲-۷-۱۵) باشند.
- سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه: اسکلت و پوشش سقف‌های کاذب در موارد لزوم طبق جدول (۱-۱۵) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۲-۲-۷-۱۵)

باشند.

#### ۱۵-۹-۴ ملزومات ارزیابی

شرایط مصالح سقف، اتصال آن به سیستم نگهدارنده، اتصال مهارها و سیستم‌های سقف به سازه‌ی اصلی و اثر بالقوه‌ی سایر سیستم‌های غیر سازه‌ای بر سیستم سقف باید به طور عینی بازرسی و در صورت لزوم تعمیر شوند.

#### ۱۵-۹-۶ جان‌پناه‌ها و سایه‌بان‌ها

##### ۱۵-۹-۶-۱ تعریف و محدوده‌ی کاربرد

جان‌پناه‌ها و سایه‌بان‌ها قسمت‌هایی هستند که از بام ساختمان یا نمای آن بیرون زده‌اند. جان‌پناه‌ها و سایه‌بان‌ها فقط در موارد زیر نیاز به کنترل برای بهسازی دارند.

- جان‌پناه‌های بنایی غیر مسلح با نسبت ارتفاع به ضخامت بزرگ‌تر از ۱/۵.
- جان‌پناه‌های بنایی مسلح با نسبت ارتفاع به ضخامت بزرگ‌تر از ۳/۰.
- سایه‌بان‌های ساخته شده از سنگ، یا آجر، مگر این‌که با یک سازه‌ی فولادی یا بتنی مسلح نگهداری شده باشند.

##### ۱۵-۹-۶-۲ رفتار جزء و روش‌های بهسازی

جان‌پناه‌ها و سایه‌بان‌ها حساس به شتاب طبق بند (۱۵-۶-۱) محسوب می‌شود. هر گاه این اجزا معیارهای پذیرش بند (۱۵-۹-۶-۳) را برآورد نسازند باید طبق بخش (۱۵-۸) بهسازی شوند.

##### ۱۵-۹-۶-۳ معیارهای پذیرش

- معیارهای پذیرش باید طبق ضوابط این بند و بند (۱۵-۳-۲) اعمال شود.
- سطح عملکرد ایمنی جانی: جان‌پناه‌ها و سایه‌بان‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۱۵-۱) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۱) یا (۱۵-۷-۲-۲) باشند.
  - سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه: جان‌پناه‌ها و سایه‌بان‌ها باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۲) باشند.

#### ۱۵-۹-۴ ملزومات ارزیابی

وضعیت ملات و مصالح بنایی، اتصال به نگهدارنده‌ها، نوع و پایداری سازه‌ی نگهدارنده و پیوستگی افقی سرپوش جان‌پناه باید به طور عینی بازرسی و در صورت لزوم تعمیر شود. در مورد سایه‌بان‌ها باید کمانش در مهارها، اتصال به تکیه‌گاه‌ها و وضعیت پایداری سازه‌ی نگهدارنده به طور عینی بازرسی و در صورت لزوم تعمیر شود.

#### ۱۵-۹-۷ دودکش‌های ساختمانی

##### ۱۵-۹-۷-۱ تعریف و محدوده‌ی کاربرد

دودکش‌ها که به صورت طره‌ای بر بام ساختمان‌ها قرار می‌گیرند باید طبق ضوابط این بند برای بهسازی

کنترل شوند. دودکش‌های ساخته شده از ورق‌های نازک فلزی نیاز به کنترل برای بهسازی ندارند.

#### ۱۵-۹-۷-۲ رفتار جزء و روش‌های بهسازی

دودکش‌ها حساس به شتاب طبق بند (۱۵-۶-۱) محسوب می‌شوند. در صورت عدم برآوردن معیارهای پذیرش بند (۱۵-۹-۷-۳) این اجزاء باید طبق بخش (۱۵-۸) بهسازی شوند.

#### ۱۵-۹-۷-۳ معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش باید طبق ضوابط این بند و بند (۱۵-۳-۲) اعمال شود.

- سطح عملکرد ایمنی جانی: دودکش‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۱-۱۵) باید قادر به تحمل بارهای لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۱) یا (۱۵-۷-۲-۲) باشند. در مورد دودکش‌های ساختمان‌های مسکونی استفاده از روش تجویزی ذکر شده در بند (۱۵-۷-۱) مجاز می‌باشد.
- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: دودکش‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۱-۱۵) باید قادر به تحمل بارهای لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۲) باشند. در مورد دودکش‌های ساختمان‌های مسکونی استفاده از روش تجویزی ذکر شده در بند (۱۵-۷-۱) مجاز می‌باشد.

#### ۱۵-۹-۷-۴ ملزومات ارزیابی

وضعیت ملات و مصالح بنایی، اتصال به سازه‌ی مجاور و نوع پی‌ها و وضعیت پایداری آن‌ها باید به طور عینی بازرسی و در صورت لزوم تعمیر شود. بتن باید برای پیوسته شدن میلگردها و فولاد باید برای خوردگی به طور عینی بازرسی و در صورت لزوم مرمت شود.

#### ۱۵-۹-۸ راه‌پله‌ها

#### ۱۵-۹-۸-۱ تعریف و محدوده‌ی کاربرد

راه‌پله‌ها شامل عرشه، پاگرد و دست‌انداز هستند که راه عبور بین دو طبقه را تشکیل می‌دهند. درها و پنجره‌ها و بخش‌های ضد آتش مربوطه نیز جزء راه‌پله‌ها محسوب می‌شوند.

#### ۱۵-۹-۸-۲ رفتار جزء و روش‌های بهسازی

اجزای راه‌پله‌ها حساس به تغییرشکل طبق بند (۱۵-۶-۲) محسوب می‌شود. راه‌پله‌هایی که ضوابط بند (۱۵-۹-۸-۳) را برآورد نسازند باید طبق بخش (۱۵-۸) بهسازی شوند.

#### ۱۵-۹-۸-۳ معیارهای پذیرش

این معیارها باید طبق ضوابط این بند و بند (۱۵-۳-۲) اعمال شود.

- سطح عملکرد ایمنی جانی: راه‌پله‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۱-۱۵) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای، محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۱) یا (۱۵-۷-۲-۲) باشند. همچنین راه‌پله‌ها باید قادر به تحمل تغییرمکان نسبی محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۳) باشند.
- سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه: اجزای راه‌پله‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۱-۱۵) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای، محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۲) باشند. همچنین راه‌پله‌ها

باید قادر به تحمل تغییر مکان نسبی محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۳) باشند.

#### ۱۵-۹-۸-۴ ملزومات ارزیابی

مصالح و شرایط اجزای راه‌پله و اتصالات آن‌ها به تکیه‌گاه‌ها و وضعیت پایداری دیوارهای نگهدارنده و مجاور پله‌ها، پنجره‌ها و دیگر قسمت‌های دستگاہ راه‌پله باید به طور عینی بازرسی و در صورت لزوم تعمیر شود.

#### ۱۵-۱۰-۱۱ اجزای مکانیکی، برقی و تجهیزات داخل: تعریف رفتار و معیارهای پذیرش

در مورد کلیه اجزای ابتدا تعریف و محدوده‌ی کاربرد و سپس نوع رفتار و روش‌های بهسازی مشخص می‌شود. سپس معیارهای پذیرش بر اساس سطوح عملکرد مختلف داده شده است. در این قسمت باید جزء یا اتصال آن را تحت اثر نیروهای اینرسی برون صفحه‌ای کنترل نمود و علاوه بر آن در اجزای حساس به تغییر شکل، کنترل سامانه سازه‌ای در بر دارنده‌ی جزء نیز برای تغییر شکل ضرورت دارد. در انتها ضوابط ارزیابی ظاهری جزء و مهارهای آن و نیاز یا عدم نیاز به تعمیر آن مشخص می‌شود.

#### ۱۵-۱۰-۱۱-۱ تاسیسات سرمایش و گرمایش

##### ۱۵-۱۰-۱۱-۱-۱ تعریف و محدوده‌ی کاربرد

ضوابط این بند قابل اعمال به تاسیسات سرمایش و گرمایش به جز مخازن مایعات آبگرمکن‌ها و لوله‌ها (که در بندهای بعدی ارزیابی می‌شوند) می‌باشد. تاسیسات سرمایش و گرمایش مشمول این بند که یکی از معیارهای زیر را برآورد می‌سازند باید طبق ضوابط این بند برای بهسازی کنترل شوند.

۱۵-۱۰-۱۱-۱-۱-۱-۱ کلیه‌ی تجهیزاتی که وزن آن‌ها بیش از ۱۸۰ کیلوگرم باشد.

۱۵-۱۰-۱۱-۱-۱-۲ تجهیزاتی مهار نشده‌ی با وزن بیش از ۴۵ کیلوگرم که ضریب اطمینان آن‌ها در برابر واژگونی تحت اثر بارهای طراحی، محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۱) یا (۱۵-۷-۲-۲) کمتر از ۱٫۵ باشد.

۱۵-۱۰-۱۱-۱-۱-۳ تجهیزاتی که دارای وزن بیش از ۱۰ کیلوگرم باشند و به سقف، دیوار، یک تکیه‌گاه در ارتفاع بیش از ۱٫۲۰ متر بالای کف طبقه متصل شده باشند.

۱۵-۱۰-۱۱-۱-۴ کلیه‌ی تجهیزاتی زیر:

۱۵-۱۰-۱۱-۱-۴-۱ برج خنک‌کننده؛

۱۵-۱۰-۱۱-۱-۴-۲ دستگاہ‌های مرکزی مانند دیگ‌ها و کوره‌ها.

#### ۱۵-۱۰-۱۱-۲ رفتار جزء و روش‌های بهسازی

تاسیسات سرمایش و گرمایش حساس به شتاب طبق بند (۱۵-۶-۱) محسوب می‌شود. در صورت عدم برآوردن معیارهای پذیرش بند (۱۵-۱۰-۱-۳) این اجزاء باید طبق بخش (۱۵-۸) بهسازی شوند.

#### ۱۵-۱۰-۱۱-۳ معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش باید طبق ضوابط این بند و بند (۱۵-۳-۲) اعمال شود.

- سطح عملکرد ایمنی جانی: مهار تجهیزاتی در موارد لزوم طبق جدول (۱۵-۲) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۱) یا (۱۵-۷-۲-۲) باشد.

- سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه: مهار تجهیزات در موارد لزوم طبق جدول (۲-۱۵) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی محاسبه شده طبق بخش (۲-۲-۷-۱۵) باشد.

#### ۴-۱-۱۰-۱۵ ملزومات ارزیابی

تجهیزات نیروهای لرزه‌ای وارد شده مورد تحلیل قرار گیرند و همچنین وضعیت تکیه‌گاه‌ها، کلاف‌ها و مهارها باید مورد بازرسی عینی قرار گیرند و در صورت لزوم تعمیر شوند.

#### ۲-۱۰-۱۵ مخازن مایعات و آبگرمکن‌ها

##### ۱-۲-۱۰-۱۵ تعریف و محدوده‌ی کاربرد

مخازن و آبگرمکن‌هایی که محتوی مایعات هستند مشمول این بند می‌باشند و به دو دسته‌ی زیر تقسیم می‌شوند.

دسته ۱: مخازنی که کل محتوای آن‌ها توسط سازه نگهداری می‌شود و بدنه‌ی آن‌ها متکی بر پایه‌ها یا یک دیواره‌ی محیطی نگهدارنده می‌باشند.

دسته ۲: مخازن دارای کف مسطح که در آن‌ها وزن محتویات توسط کف، یا یک عرشه‌ی سازه‌ی نگهداری می‌شود.

##### ۲-۲-۱۰-۱۵ رفتار جزء و روش‌های بهسازی

مخازن مایعات و آبگرمکن‌ها اعم از دسته ۱ یا ۲ حساس به شتاب طبق بند (۱-۶-۱۵) محسوب می‌شوند. هر گاه این اجزا معیارهای پذیرش بند (۳-۲-۱۰-۱۵) را برآورد نسازند باید طبق بخش (۸-۱۵) بهسازی شوند.

##### ۳-۲-۱۰-۱۵ معیارهای پذیرش

این معیارها باید طبق ضوابط این بند و بند (۲-۳-۱۵) اعمال شود.

- ۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: این تجهیزات و تکیه‌گاه‌یشان در موارد لزوم طبق جدول (۲-۱۵) باید قادر به تحمل نیروهای لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۱-۲-۷-۱۵) یا (۲-۲-۷-۱۵) باشند. آبگرمکن‌های ساختمان‌های مسکونی با ظرفیت کمتر از ۴۰۰ لیتر می‌توانند با روش تجویزی مطابق بند (۱-۷-۱۵) ارزیابی شوند.

- ۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه: این تجهیزات و تکیه‌گاه‌یشان باید قادر به تحمل نیروهای لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۲-۲-۷-۱۵) باشند. آبگرمکن‌های ساختمان‌های مسکونی با ظرفیت کمتر از ۴۰۰ لیتر می‌توانند با روش تجویزی مطابق بند (۱-۷-۱۵) ارزیابی شوند.

#### ۴-۲-۱۰-۱۵ ملزومات ارزیابی

تمام تجهیزات باید برای تعیین وجود و وضعیت کلاف‌ها، تکیه‌گاه‌ها و مهارها مورد بازرسی عینی قرار گیرند و در صورت لزوم تعمیر شوند.



### ۱۵-۱۰-۳ لوله‌ها

#### ۱۵-۱۰-۳-۱ لوله‌های محتوی مواد خطرناک

#### ۱۵-۱۰-۳-۱-۱ تعریف و محدوده‌ی کاربرد

در این بند لوله‌های محتوی مواد خطرناک و مایعات آتش‌گیر که به خاطر ویژگی ذاتی‌شان به محض تماس با افراد، ایمنی جانی را به خاطر می‌اندازند مورد بررسی قرار می‌گیرد.

#### ۱۵-۱۰-۳-۱-۲ رفتار جزء و روش‌های بهسازی

لوله‌های محتوی مواد خطرناک حساس به شتاب طبق بند (۱۵-۶-۱) محسوب می‌شوند. لوله‌هایی که از طبقات یا درزهای انقطاع می‌گذرند حساس به تغییرشکل نیز طبق بند (۱۵-۶-۲) محسوب می‌شوند. چنانچه لوله معیارهای پذیرش بند (۱۵-۱۰-۳-۱-۳) را برآورده نسازند باید طبق بخش (۱۵-۸) بهسازی شوند.

#### ۱۵-۱۰-۳-۱-۳ معیارهای پذیرش

این معیارها باید طبق ضوابط این بند و بند (۱۵-۳-۲) اعمال شود.

- سطح عملکرد ایمنی جانی: تکیه‌گاه‌ها و مهاربندی این لوله‌ها باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۱) یا (۱۵-۷-۲-۲) باشند. لوله‌هایی که از طبقات یا درزهای انقطاع می‌گذرند علاوه بر معیار فوق باید ضوابط مربوط به تغییرشکل طبق بند (۱۵-۷-۲-۳) را نیز تامین نمایند. استفاده از روش تجویزی ذکر شده در بند (۱۵-۷-۱) برای این لوله‌ها مجاز می‌باشد.

- سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه: تکیه‌گاه‌ها و مهاربندهای این لوله باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۲) باشند. لوله‌هایی که طبقات یا درزهای انقطاع می‌گذرند علاوه بر معیار فوق باید ضوابط مربوط به تغییرشکل طبق بند (۱۵-۷-۲-۳) را نیز تامین نمایند. استفاده از روش تجویزی ذکر شده در بند (۱۵-۷-۱) برای این لوله‌ها مجاز می‌باشد.

#### ۱۵-۱۰-۳-۱-۴ ملزومات ارزیابی

انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه‌ها و حفاظت لوله‌ها در محل درزهای لرزه‌ای باید مورد بازرسی عینی قرار گیرد و در صورت لزوم، نواقص رفع شود. لوله‌ها باید برای مقابله با آثار تغییرات شدید دما عایق‌بندی شوند.

#### ۱۵-۱۰-۳-۲ لوله‌کشی‌های تحت فشار

#### ۱۵-۱۰-۳-۲-۱ تعریف و محدوده‌ی کاربرد

ملزومات این بخش باید برای لوله‌کشی‌هایی که مایع حمل شونده توسط آن‌ها، در حالت بخار فشاری معادل با یک اتمسفر یا بیشتر را نشان دهد اعمال شود.

#### ۱۵-۱۰-۳-۲-۲ رفتار جزء و روش‌های بهسازی

لوله‌های تحت فشار حساس به شتاب طبق بند (۱۵-۶-۱) محسوب می‌شوند. لوله‌های گذرنده از طبقات یا درزهای انقطاع حساس به تغییرشکل نیز طبق بند (۱۵-۶-۲) محسوب می‌شوند. چنانچه این لوله‌ها

معیارهای پذیرش بند (۱۵-۱۰-۳-۲-۳) را برآورد نسازند باطد طبق بخش (۸-۱۵) بهسازی شوند.

#### ۱۵-۱۰-۳-۲-۳ معیارهای پذیرش

معیارهای پذیرش باید طبق ضوابط این بند و بند (۱۵-۳-۲) اعمال شود.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: تکیه‌گاه‌ها و مهاربندهای این لوله‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۱۵-۲) باید قادر به تحمل نیروهای لرزه‌ای محاسبه شده طبق بندهای (۱۵-۷-۲-۱) یا (۱۵-۷-۲-۲) باشند. لوله‌هایی که از طبقات یا درزهای انقطاع می‌گذرند علاوه بر معیار فوق باید ضوابط مربوط به تغییرشکل طبق بند (۱۵-۷-۲-۳) را نیز تامین نمایند. استفاده از روش تجویزی ذکر شده در بند (۱۵-۷-۱) برای این لوله‌ها مجاز می‌باشد.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه: اگر تکیه‌گاه‌ها و مهاربندهای این لوله‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۱۵-۲) باید قادر به تحمل نیروهای لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۱۵-۷-۲-۲) باشند. لوله‌هایی که از طبقات یا درزهای انقطاع می‌گذرند علاوه بر معیار فوق باید ضوابط مربوط به تغییرشکل طبق بند (۱۵-۷-۲-۳) را نیز تامین نمایند. استفاده از روش تجویزی ذکر شده در بند (۱۵-۷-۱) برای این لوله‌ها مجاز می‌باشد.

#### ۱۵-۱۰-۳-۲-۴ ملزومات ارزیابی

لوله‌های تحت فشار باید با یک روش تابیده شده آزمون شوند و در صورت لزوم معایب رفع شود. کلیه‌ی خطوط باید در شرایط هیدرواستاتیکی برای  $1/5$  برابر حداکثر فشار مورد انتظار در سامانه آزمون شوند.

#### ۱۵-۱۰-۳-۳ لوله‌کشی‌های بدون فشار

#### ۱۵-۱۰-۳-۱-۲ تعریف و محدوده‌ی کاربرد

لوله‌هایی که مایعات را به صورت ثقلی یا تحت فشار جو انتقال می‌دهند، از جمله لوله‌های فاضلاب، لوله‌های تهویه، لوله‌های آب گرم و سرد سامانه گرمایش و سرمایش و سایر لوله‌های مشابه باید ملزومات این بند را برآورد سازند. این لوله‌ها محتوی موادی هستند که در صورت آسیب دیدن لوله‌ها تنها خسارات غیرجانی را به دنبال دارند.

#### ۱۵-۱۰-۳-۲ رفتار جزء و روش‌های بهسازی

لوله‌کشی مایعات بدون فشار حساس به شتاب طبق بند (۱۵-۶-۱) محسوب می‌شوند. لوله‌هایی که از طبقات یا درزهای انقطاع می‌گذرند حساس به تغییرشکل نیز طبق بند (۱۵-۶-۲) محسوب می‌شوند. چنانچه لوله‌ها معیارهای پذیرش بند (۱۵-۱۰-۳-۳-۳) را برآورده نسازند باید طبق بخش (۸-۱۵) بهسازی شوند.

#### ۱۵-۱۰-۳-۳ معیارهای پذیرش

این معیارها باید طبق ضوابط این بند و بند (۱۵-۳-۲) اعمال شود.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: لوله‌هایی که تحت اثر مایعات بدون فشار می‌باشند لازم نیست برای سطح عملکرد ایمنی جانی برای بهسازی کنترل شوند.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه: تکیه‌گاه‌ها و مهاربندی‌های این لوله‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۲-۱۵) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لوزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۲-۲-۷-۱۵) باشد. لوله‌هایی که از طبقات یا درزهای انقطاع می‌گذرند علاوه بر معیار فوق باید ضوابط مربوط به تغییرشکل طبق بند (۲-۱۵-۷) را نیز تامین نماید. استفاده از روش تجویزی ذکر شده در بند (۱-۷-۱۵) برای این لوله‌ها مجاز می‌باشد.

#### ۱۵-۱۰-۳-۳-۴ ملزومات ارزیابی

انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه‌ها و حفاظت لوله‌ها در محل درزهای لوزه‌ای باید مورد بررسی عینی قرار گیرد و در صورت لزوم معایب رفع شود. لوله‌ها باید برای مقابله با آثار تغییرات شدید دما عایق‌بندی شوند.

#### ۱۵-۱۰-۴ تجهیزات برقی و مخابراتی

#### ۱۵-۱۰-۴-۱ تعریف و محدوده‌ی کاربرد

تمام تجهیزات برقی و مخابراتی. شامل پانل‌های کنترل و تابلوهای برق، رج‌های باطری، مراکز کنترل موتور، دنده کلیدها و دیگر اجزای ثابت واقع در اتاق‌های برق و موتورخانه‌ها در ساختمان که دارای شرایط زیر باشند باید برای بهسازی کنترل شوند.

- تمام تجهیزاتی که وزن آن‌ها بیش از ۱۸۰ کیلوگرم باشد.
- تجهیزات مهار نشده با وزن بیش از ۴۵ کیلوگرم که ضریب اطمینان آن‌ها در برابر واژگونی محاسبه شده با نیروهای طراحی لوزه‌ای بند (۱-۲-۷-۱۵) یا (۲-۲-۷-۱۵) بیشتر از ۱/۵ نباشد.
- تجهیزات دارای وزن بیش از ۱۰ کیلوگرم که به سقف، دیوار، یا تکیه‌گاه در ارتفاع بیش از ۱/۲۰ متر از کف متصل باشند.

#### ۱۵-۱۰-۴-۲ رفتار جزء و روش‌های بهسازی

تجهیزات برقی حساس به شتاب طبق بند (۱-۶-۱۵) محسوب می‌شوند. اگر این تجهیزات معیارهای پذیرش بند (۱۵-۱۰-۴-۳) را برآورد نسازند باید طبق بخش (۸-۱۵) بهسازی شوند.

#### ۱۵-۱۰-۴-۳ معیارهای پذیرش

- این معیارها باید طبق ضوابط این بند و بند (۲-۳-۱۵) اعمال شود.
- سطح عملکرد ایمنی جانی: تجهیزات برقی در موارد لزوم طبق جدول (۲-۱۵) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لوزه‌ای محاسبه شده طبق بندهای (۱-۲-۷-۱۵) یا (۲-۲-۷-۱۵) باشند. استفاده از روش تجویزی ذکر شده در بند (۱-۷-۱۵) برای این تجهیزات مجاز می‌باشد.
  - سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه: تجهیزات برقی در موارد لزوم طبق جدول (۲-۱۵) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لوزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۲-۲-۷-۱۵) باشند. استفاده از روش تجویزی ذکر شده در بند (۱-۷-۱۵) برای این تجهیزات مجاز می‌باشد.

#### ۱۵-۱۰-۴-۴ ملزومات ارزیابی

تجهیزات باید به صورت عینی برای حصول اطمینان از وجود و وضعیت کلافها، تکیه‌گاهها و مهاربندها بازرسی شوند و در صورت لزوم معایب رفع شود.

#### ۱۵-۱۰-۵ سیم‌کشی‌ها و کابل‌کشی‌ها

##### ۱۵-۱۰-۵-۱ تعریف و محدوده‌ی کاربرد

تمام خطوط انتقال، مجاری و کابل‌های برقی و مخابراتی و تکیه‌گاه‌های آنها باید با ملزومات این بند سازگار باشند.

##### ۱۵-۱۰-۵-۲ رفتار جزء و روش‌های بهسازی

سیم‌کشی‌ها و کابل‌کشی‌ها حساس به شتاب طبق بند (۱۵-۶-۱) محسوب می‌شوند. سیم‌کشی‌ها و مجاری گذرنده از طبقات یا درزهای انقطاع، حساس به تغییرشکل نیز طبق بند (۱۵-۶-۲) محسوب می‌شوند. تجهیزاتی که معیارهای پذیرش بند (۱۵-۱۰-۵-۳) را برآورد نسازند باید طبق بخش (۱۵-۸) بهسازی شوند.

##### ۱۵-۱۰-۵-۳ معیارهای پذیرش

این معیارها باید طبق ضوابط این بند و بند (۱۵-۳-۲) اعمال شود.

۱- سطح عملکرد ایمنی جانی: سیم‌کشی و کابل‌کشی‌ها باید ملزومات روش تجویزی ذکر شده در بند (۱۵-۱-۷) را نمایند.

۲- سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه: سیم‌کشی و کابل‌کشی‌ها باید ملزومات روش تجویزی ذکر شده در بند (۱۵-۷-۱) را رعایت نمایند.

#### ۱۵-۱۰-۵-۴ ملزومات ارزیابی

تجهیزات باید به صورت عینی برای حصول اطمینان از وجود تکیه‌گاهها و مهاربندها بازرسی و در صورت نیاز تکیه‌گاهها و مهاربندهای لازم تامین شوند.

#### ۱۵-۱۰-۶ اجزای روشنایی

##### ۱۵-۱۰-۶-۱ تعریف و محدوده‌ی کاربرد

اجزای روشنایی به دسته‌های زیر طبقه‌بندی می‌شوند.

دسته ۱: توکار و روکار؛

دسته ۲: لوسترها و چلچراغها؛

دسته ۳: سامانه‌های گسترده نورپردازی.

##### ۱۵-۱۰-۶-۲ رفتار جزء و روش‌های بهسازی

اجزای روشنایی حساس به شتاب طبق بند (۱۵-۶-۱) محسوب می‌شوند. اگر اجزای روشنایی معیارهای بند (۱۵-۱۰-۶-۳) را برآورد نسازند باید طبق بخش (۱۵-۸) بهسازی شوند.

### ۱۵-۱۰-۳ معیارهای پذیرش

این معیارها باید طبق ضوابط این بند و بند (۱۵-۳-۲) اعمال شود.

- سطح عملکرد ایمنی جانی:
- دسته ۱: اتصال به سقف یا دیوار باید بدون هیچ نشانه‌ای از تغییر شکل زیاد باشد.
- دسته ۲: اجزایی که وزن آن‌ها بیش از ۱۰ کیلوگرم باشد باید به صورت مناسبی یکپارچه شده باشند و اتصال آن‌ها به ساختمان باید شکل‌پذیر باشد و جزء باید برای تاب خوردن بدون برخورد به مصالح اطراف آزاد باشد.
- دسته ۳: مهاربندی سامانه و تکیه‌گاه‌های آن باید ضوابط روش تجویزی ذکر شده در بند (۱۵-۷-۱) را رعایت نمایند.
- سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه:
- دسته ۱: اتصال به سقف یا دیوار باید بدون هیچ نشانه‌ای از تغییر شکل زیاد باشد.
- دسته ۲: اجزایی که وزن آن‌ها بیشتر از ۱۰ کیلوگرم باشد باید به صورت مناسبی یکپارچه شده باشند و اتصال آن‌ها به ساختمان باید شکل‌پذیر باشد و جزء باید برای تاب خوردن بدون برخورد به مصالح اطراف آزاد باشد.
- دسته ۳: مهاربندی سامانه و تکیه‌گاه‌های آن باید ضوابط روش تجویزی ذکر شده در بند (۱۵-۷-۱) را رعایت نمایند.

### ۱۵-۱۰-۴ ملزومات ارزیابی

اتصال اجزای روشنایی باید برای تعیین نوع و مناسب بودن اتصال به صورت عینی ارزیابی و در صورت نیاز نواقص رفع شوند.

### ۱۵-۱۰-۷ قفسه‌ها

#### ۱۵-۱۰-۷-۱ تعریف و محدوده‌ی کاربرد

قفسه‌ها بسته به نوع مواد نگهداری شده در روی آن‌ها به چهار دسته تقسیم می‌شوند.

دسته ۱: قفسه‌ی مواد خطرناک؛

دسته ۲: قفسه‌ی تجهیزات مخابراتی و رایانه‌ای؛

دسته ۳: جاکتبی‌ها؛

دسته ۴: قفسه‌ی سایر مواد.

#### ۱۵-۱۰-۷-۲ رفتار جزء و روش‌های بهسازی

قفسه‌ها حساس به شتاب طبق بند (۱۵-۶-۱) محسوب می‌شوند. چنانچه این قفسه‌ها معیارهای پذیرش بند (۱۵-۱۰-۷-۳) را برآورد نسازند باید طبق بخش (۱۵-۸) بهسازی شوند.

### ۱۵-۱۰-۷-۳ معیارهای پذیرش

این معیارها باید طبق ضوابط این بند و بند (۱۵-۳-۲) اعمال شود.

- سطح عملکرد ایمنی جانی: قفسه‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۲-۱۵) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۱-۲-۷-۱۵) یا (۲-۲-۷-۱۵) باشند. در مورد قفسه‌های دسته ۲ در صورت وجود روش تجویزی باید ملزومات این روش ذکر شده در بند (۱-۷-۱۵) رعایت شود.

- سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه: قفسه‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۲-۱۵) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۲-۲-۷-۱۵) باشند. در مورد قفسه‌های دسته‌ی ۲ در صورت وجود روش تجویزی باید ملزومات این روش ذکر شده در بند (۱-۷-۱۵) رعایت شود.

#### ۱۵-۱۰-۷-۴ ملزومات ارزیابی

کمانش یا گسیختگی اجزای قفسه‌ها و اتصال آن‌ها به سازه‌ی نگهدارنده و وضعیت پایداری سازه‌ی نگهدارنده باید در ارزیابی در نظر گرفته شود. اثر گسیختگی قفسه بر تجهیزات نیز باید در ارزیابی تجهیزات در نظر گرفته شود و در صورت لزوم هر گونه نواقصی رفع شود.

#### ۱۵-۱۰-۸ کف‌های کاذب

##### ۱۵-۱۰-۸-۱ تعریف و محدوده‌ی کاربرد

کف‌های کاذب پانل‌بندی شده که جهت دسترسی به سیم‌ها یا فیبرهای نوری و دیگر تجهیزات مربوط به رایانه و یا وسایل الکترونیکی طراحی شده‌اند مشمول این بند می‌باشند.

##### ۱۵-۱۰-۸-۲ رفتار جزء و روش‌های بهسازی

کف‌های کاذب حساس به شتاب طبق بند (۱-۶-۱۵) محسوب می‌شوند. کف‌های کاذبی که معیارهای پذیرش بند (۳-۸-۱۰-۱۵) را برآورد نسازند باید طبق بخش (۸-۱۵) بهسازی شوند.

##### ۱۵-۱۰-۸-۳ معیارهای پذیرش

این معیارها باید طبق ضوابط این بند و بند (۲-۳-۱۵) اعمال شود.

- سطح عملکرد ایمنی جانی: کف‌های کاذب در سطح عملکرد ایمنی جانی نیاز به کنترل برای بهسازی ندارند.

- سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه: کف‌های کاذب در موارد لزوم طبق جدول (۲-۱۵) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای مطابق بند (۲-۲-۷-۱۵) باشند. استفاده از روش تجویزی ذکر شده در بند (۱-۷-۱۵) برای این اجزا مجاز می‌باشد.

#### ۱۵-۱۰-۸-۴ ملزومات ارزیابی

کمانش و گسیختگی تکیه‌گاه‌های کف‌های کاذب که متصل به سازه متکی به آن است و همچنین تاثیر اجزای واقع شده در روی کف‌ها باید در ارزیابی عینی مد نظر قرار گیرد و در صورت لزوم نواقص رفع شود.

## ۹-۱۰-۱۵ آسانسورها

### ۱-۹-۱۰-۱۵ تعریف و محدوده کاربرد

آسانسور شامل اتاقک، محفظه، تجهیزات و اتاق تجهیزات لازم برای بهره‌برداری آسانسور از قبیل بالابر، وزنه‌های تعادل، کابل‌ها و کنترل‌کننده‌ها می‌باشد.

### ۲-۹-۱۰-۱۵ رفتار جزء و روش‌های بهسازی

اجزای آسانسور حساس به شتاب طبق بند (۱-۶-۱۵) محسوب می‌شوند. محفظه و ریل‌های بالابر که در طبقات متعدد ادامه می‌یابند، حساس به تغییرشکل نیز طبق بند (۲-۶-۱۵) محسوب می‌شوند. چنانچه این اجزاء معیارهای پذیرش بند (۳-۹-۱۰-۱۵) را برآورد نسازند باید طبق بخش (۸-۱۵) بهسازی شوند.

### ۳-۹-۱۰-۱۵ معیارهای پذیرش

این معیارها باید طبق ضوابط این بند و بند (۲-۳-۱۵) اعمال شود.

- سطح عملکرد ایمنی جانی: اجزای آسانسور در موارد لزوم طبق جدول (۲-۱۵) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۱-۲-۷-۱۵) یا (۲-۲-۷-۱۵) باشند. محفظه و ریل‌های بالابر علاوه بر معیار فوق باید ضوابط بند (۳-۲-۷-۱۵) را نیز رعایت نمایند. استفاده از روش تجویزی ذکر شده در بند (۱-۷-۱۵) برای این اجزا مجاز می‌باشد.

- سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه: اجزای آسانسور باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای محاسبه شده طبق بند (۲-۲-۷-۱۵) باشند. محفظه و ریل‌های بالابر علاوه بر معیار فوق باید ضوابط بند (۳-۲-۷-۱۵) را نیز رعایت نمایند. استفاده از روش تجویزی ذکر شده در بند (۱-۷-۱۵) برای این اجزاء مجاز می‌باشد.

### ۴-۹-۱۰-۱۵ ملزومات ارزیابی

وضعیت ساختمانی محفظه‌ی آسانسور باید در ارزیابی عینی مورد توجه قرار گیرد و در صورت لزوم تعمیر شود.

## ۱۰-۱۰-۱۵ نقاله‌ها

### ۱-۱۰-۱۰-۱۵ تعریف و محدوده کاربرد

نقاله‌ها شامل انتقال‌دهنده‌های مواد و مصالح با تمام ماشین‌آلات و کنترل‌کننده‌های لازم برای بهره‌برداری از آن‌ها می‌باشد.

### ۲-۱۰-۱۰-۱۵ رفتار جزء و روش‌های بهسازی

نقاله‌ها حساس به تغییرشکل طبق بند (۲-۶-۱۵) محسوب می‌شوند. چنانچه این اجزاء معیارهای پذیرش بند (۳-۱۰-۱۰-۱۵) را برآورده نسازند باید طبق بخش (۸-۱۵) بهسازی شوند.

### ۳-۹-۱۰-۱۵ معیارهای پذیرش

این معیارها باید طبق ضوابط این بند و بند (۲-۳-۱۵) اعمال شود.

- سطح عملکرد ایمنی جانی: برای این سطح عملکرد کنترل برای بهسازی نقاله‌ها ضروری نیست.
- سطح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه: نقاله‌ها در موارد لزوم طبق جدول (۲-۱۵) باید قادر به تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای، محاسبه شده طبق بند (۲-۲-۷-۱۵) باشند. همچنین این نقاله‌ها باید تغییرمکان نسبی محاسبه شده طبق بند (۳-۲-۷-۱۵) را تحمل نمایند. استفاده از روش تجویزی ذکر شده در بند (۱-۷-۱۵) برای این اجزاء مجاز می‌باشد.

#### **۴-۱۰-۱۰-۱۵ ملزومات ارزیابی**

پایداری ماشین‌آلات نقاله‌ها باید در بازرسی عینی در نظر گرفته شوند و در صورت لزوم معایب رفع شوند.



## پیوست الف

### (اطلاعاتی)

#### جدول راهنمای تعیین اهداف بهسازی برای ساختمان‌های عمومی و دولتی مهم

ردیف	نوع ساختمان	شرح	هدف بهسازی	سطوح عملکردی تحت زلزله <sup>۱*</sup>	
				سطح خطر ۱	سطح خطر ۲
۱	استراتژیک	ساختمان‌های اصلی از هر یک از مجموعه‌های نهاد رهبری، نهاد ریاست جمهوری، هیات دولت، ستاد فرماندهی کل نیروهای مسلح و انتظامی، وزارت کشور	ویژه	A-1	A-2
۲	سیاسی-فرماندهی	ساختمان‌های اصلی هر یک از مجموعه‌های مجلس، قوه قضاییه، استانداری‌ها و فرمانداری‌ها، بانک مرکزی -خزانه	ویژه	B-1	C-3
۳	امدادی	الف- ساختمان‌های بیمارستانی شامل قسمت‌های اورژانس، جراحی و خدمات حیاتی وابسته به آن‌ها، مراکز اورژانس پزشکی و مراکز مخابراتی اصلی	ویژه	B-1	C-2
		ب- مراکز امداد و نجات، آتش‌نشانی، مراکز هلال احمر، مراکز اصلی نیروهای انتظامی (پلیس)، تاسیسات ناوبری فرودگاهی و مراکز مخابراتی	ویژه	B-1	C-3
۴	ستادی	بخشداری‌ها، مراکز فرماندهی نیروهای مسلح و انتظامی در استان‌ها	ویژه	B-2	C-4
۵	مهم	الف- دانشگاه‌ها، حوزه‌های علمیه، مدارس، ساختمان‌های اصلی وزارتخانه‌ها، سازمان‌های مهم و موسسات تحقیقاتی <sup>۲</sup>	مطلوب	C-3	E-5
		ب- ادارات کل وزارتخانه‌ها، ادارات مرکزی سازمان‌های مهم در استان‌ها	مطلوب	B-2	E-5
۶	عمومی	مساجد و مصلی‌ها، ساختمان‌های تجمعی فرهنگی شهرداری‌ها، استادیوم‌های ورزشی، کتابخانه‌ها، پایانه‌های مسافربری، سالن‌های فرودگاه‌ها و مراکز تجمعی بیش از ۳۰۰ نفر	مطلوب	C-3	E-5
۷	ساختمان-های تراز اول میراث فرهنگی	موزه‌ها، بناهای تاریخی، کتابخانه‌های نفیس نظیر ملی، مجلس، و مراکز اسناد ملی	ویژه	B-2	C-3

\* سطوح عملکردی پیشنهادی صرفاً جهت راهنمای کارفرمایان می‌باشد که می‌تواند براساس نظر کارفرما و با توجه به شرایط ساختمان تغییر یابد.

۱- تعریف هر یک از سطوح عملکردی مطابق بند ۵ این استاندارد می‌باشد.

۲- موسسات دارای بخش‌های خطرناک و بسیار حساس از لحاظ آلودگی محیطزیست در این طبقه قرار نمی‌گیرند.

پیوست ب

(اطلاعاتی)

اصلاحات پیشنهادی در برنامه‌ی آزمون‌ها و سونداژ مربوط به مطالعات بهسازی لرزه‌ای ساختمان-

های موجود

ارزیابی وضعیت موجود اعضا و اتصالات سازه‌ای	آزمون‌ها جهت تعیین مشخصات مصالح <sup>۱</sup>		نوع ساختمان براساس کیفیت ساخت و اجرا
	اصلاحات پیشنهادی	وضعیت اطلاعات مصالح	
تعداد و درصد مقادیر ذکر شده سونداژ و بازرسی در استاندارد می-تواند تا یکدوم کاهش یابد.	در مواردی که کیفیت بتن با مصالح به مرور زمان تغییر نکرده باشد می‌توان آزمون مخرب را انجام نداد ولی حداقل به میزان محدود نیمی از تعداد آزمون‌های ذکر شده در استاندارد باید به صورت غیر مخرب انجام شود. اگر کیفیت مصالح به مرور زمان مضمحل شده باشد مطابق استاندارد در مورد آن مصالح عمل شود.	اطلاعات مدون	ساختمان‌های با کیفیت و روال ساخت عالی <sup>۲</sup>
	روال کار آزمون‌ها مطابق استاندارد باشد لیکن تعداد آزمون‌ها در استاندارد برای این حالت می‌تواند تا یک‌سوم تقلیل یابد و باقی‌مانده‌ی آن‌ها با روش پیشنهادی استاندارد به آزمون غیرمخرب تبدیل شود.	اطلاعات ضمنی	
مطابق استاندارد اقدام شود.	روال کار آزمون‌ها مطابق استاندارد باشد لیکن تعداد آزمون‌های مخرب در استاندارد برای این حالت می‌تواند تا یک‌دوم کاهش یابد و باقی‌مانده‌ی آن‌ها با روش پیشنهادی استاندارد به آزمون غیر مخرب تبدیل شود.	بدون اطلاعات	
مطابق استاندارد اقدام شود.	روال کار آزمون‌ها مطابق استاندارد باشد لیکن تمام آزمون‌های مخرب می‌تواند به آزمون غیر مخرب تبدیل شود.	اطلاعات مدون	ساختمان‌های پروژه‌های عمرانی دولتی
	روال کار آزمون‌ها مطابق استاندارد باشد لیکن تعداد آزمون‌های مخرب می‌تواند تا دوسوم تعداد ذکر شده برای این حالت در استاندارد تقلیل یابد و باقی‌مانده‌ی آن‌ها با روش پیشنهادی استاندارد به آزمون غیرمخرب تبدیل شود.	اطلاعات ضمنی	
	تمام آزمون‌ها و روال آن‌ها مطابق استاندارد انجام شود.	بدون اطلاعات	
مطابق استاندارد اقدام شود.	در این مورد تمام آزمون‌ها و روال آن‌ها مطابق استاندارد انجام می‌شود.	-	ساختمان‌های ساخته‌شده‌ی خارج از سامانه نظارت عمرانی دولتی یا قابل اعتماد

۱- لازم است جهت تهیه‌ی برنامه‌ی آزمون‌ها برای تعیین خواص مصالح در همه‌ی حالات آزمون‌های متعارف و جامع مطابق ستون مربوط در این جدول با رعایت روال و سایر شرایط ذکر شده در استاندارد بهسازی لرزه‌ای عمل کرد. منظور ساختمان‌هایی است که طراحی و ساخت آن‌ها با کیفیت بالا بوده و توسط شرکت‌های بین‌المللی تحت نظارت مناسب اجرا شده است. (مانند سازه‌های اصلی نیروگاه‌ها)

۲- تمام کاهش‌های انجام شده در جدول اعداد کسری به عدد صحیح بزرگ‌تر گرد شود.

تبصره - هرگونه معادل‌سازی بین آزمون‌های مخرب یا غیرمخرب با ضریب ۵ اعمال شود.