

جمهوری اسلامی ایران
ریاست جمهوری
معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی

راهنمای کاربردی دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود

ساختمان‌های بتنی

نشریه شماره ۲-۳۶۳

معاونت نظارت راهبردی
دفتر نظام فنی اجرایی
<http://tec.mporg.ir>

اصلاح مدارک فنی

خواننده گرامی

دفتر نظام فنی اجرایی معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، با استفاده از نظر کارشناسان برجسته مبادرت به تهیه این نشریه کرده و آن را برای استفاده به جامعه مهندسی کشور عرضه نموده است. با وجود تلاش فراوان، این اثر مصون از ایرادهایی نظیر غلط‌های مفهومی، فنی، ابهام، ابهام و اشکالات موضوعی نیست.

از این‌رو، از شما خواننده گرامی صمیمانه تقاضا دارد در صورت مشاهده هرگونه ایراد و اشکال فنی

مراتب را به صورت زیر گزارش فرمایید:

- ۱- شماره بند و صفحه موضوع مورد نظر را مشخص کنید.
 - ۲- ایراد مورد نظر را به صورت خلاصه بیان دارید.
 - ۳- در صورت امکان متن اصلاح شده را برای جایگزینی ارسال نمایید.
 - ۴- نشانی خود را برای تماس احتمالی ذکر فرمایید.
- کارشناسان این دفتر نظرهای دریافتی را به دقت مطالعه نموده و اقدام مقتضی را معمول خواهند داشت. پیشاپیش از همکاری و دقت نظر جنابعالی قدردانی می‌شود.

نشانی برای مکاتبه: تهران، میدان بهارستان، خیابان صفی‌علی‌شاه، مرکز تلفن ۳۳۲۷۱، دفتر نظام فنی اجرایی

Email: tsb.dta@mporg.ir

web: <http://tec.mporg.ir/>

بسمه تعالی

پیشگفتار

براساس نظام فنی و اجرایی کشور (مصوبه شماره ۴۲۳۳۹/ت ۳۳۴۹۷ هـ مورخ ۱۳۸۵/۴/۲۰ هیات محترم وزیران) به کارگیری معیارها، استانداردها و ضوابط فنی در تمامی مراحل پروژه‌های سرمایه‌گذاری و عمرانی کشور مورد تاکید جدی قرار گرفته است. همچنین یکی از مهم‌ترین جنبه‌های مدیریت طرح‌های مطالعه و اجرای مقاوم‌سازی ساختمان‌های عمومی و دولتی مهم، تاسیسات زیربنایی و شریان‌های حیاتی کشور که از سال ۱۳۸۱ در دستور کار دولت قرار گرفت و راهبری و مدیریت آن بر عهده‌ی معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی ریاست جمهوری بوده است، تهیه و انتشار دستورالعمل‌های فنی، حقوقی و مدیریتی است. نشریه‌ی شماره ۳۶۰ که با عنوان "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود" از سال ۱۳۸۵ به صورت رسمی و به عنوان دستورالعمل لازم‌الاجرا ابلاغ شده و مورد استفاده‌ی مهندسان و متخصصان سازه و بهسازی لرزه‌ای و به ویژه مهندسان مشاور شاغل در طرح‌های ملی مقاوم‌سازی قرار گرفته است، یکی از پرمخاطب‌ترین نشریات موجود در این موضوع بوده است. بنا بر بازخوردهای کسب شده از کاربران اصلی این نشریه، به دلیل نبودن، مساله‌ی مقاوم‌سازی دارای پیچیدگی‌های خاصی در مراحل کار محاسبات، تحلیل و ارزیابی ساختمان‌های موجود است. از این‌رو دفتر نظام فنی اجرایی معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی ریاست جمهوری تهیه‌ی راهنمای کاربردی نشریه‌ی یادشده را با همکاری متخصصان مجرب در حرفه در اولویت قرار داد تا با ارایه‌ی چند مثال کاربردی، روند کلی محاسبات مربوط به تحلیل و ارزیابی سازه‌ها (شامل سازه‌های ساختمانی: فولادی، بتنی و بنایی) در اختیار دانشجویان و مهندسان علاقه‌مند قرار گیرد. شایان ذکر است که این نشریه صرفاً به عنوان راهنمای نشریه‌ی ۳۶۰ بوده و نمی‌تواند مرجع تلقی شود. تهیه‌ی این نشریه در قالب قراردادی با مهندسان مشاور ایمن سازه فدک تهیه شده که از مدیریت و کارشناسان مسوول پروژه در این شرکت قدردانی می‌گردد.

قطعاً با همه‌ی تلاش انجام‌شده هنوز کاستی‌هایی در متن موجود است که این‌شاء... کاربرد عملی و در سطح وسیع این نشریه توسط مهندسان موجبات شناسایی و برطرف نمودن آن‌ها را فراهم خواهد نمود.

در پایان، از تلاش و جدیت مدیرکل محترم دفتر نظام فنی اجرایی، سرکار خانم مهندس بهناز پورسید، مدیر و کارشناسان بخش تدوین ضوابط و معیارهای فنی و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله آقایان مهندس علی تبار، مهندس رضا اسفندیاری صدق، مهندس علیرضا باقری، مهندس فرزاد پارسا و خانم مهندس شهرزاد روشن‌خواه در هدایت امر تهیه و نهایی نمودن این نشریه، تشکر و قدردانی می‌نماید. امید است شاهد توفیق روزافزون همه‌ی این بزرگواران در خدمت به مردم شریف ایران اسلامی باشیم.

محمد مهدی رحمتی

معاون نظارت راهبردی

پاییز ۱۳۸۷

ترکیب اعضای همکار

این مجموعه با همکاری شرکت مهندسان مشاور ایمن سازه فدک و کارشناسان متخصص تهیه شده است.

اعضای کارگروه تهیه کننده در مشاور

علیرضا آقابابایی

رضا اسفندیاری صدق

محسن بزرگ نسب

فرهاد بهنام فر (مدیر پروژه)

داوود دوست محمدی

غلامرضا ستارشیخی

فریبرز سهرابی

امید نوروزی

اکبر نوری

ناظر

شاپور طاحونی شرکت مهندسان مشاور تدبیر ساحل پارس

اعضای کارگروه بازخوانی و نهایی نمودن نشریه

علیرضا آقابابایی

علیرضا باقری

فرهاد بهنام فر

علی تبار

فرزاد پارسا

داوود دوست محمدی

شهرزاد روشن خواه

فهرست مطالب

فصل اول - شناخت وضع موجود

۱-۱- مقدمه.....	۳
۱-۲- مراحل شناخت وضع موجود.....	۳
۱-۳- بازدید از محل و آشنایی اولیه با ساختمان.....	۴
۱-۴- جمع‌آوری مدارک فنی و اطلاعات کلی ساختمان.....	۵
۱-۵- تعیین هدف بهسازی.....	۵
۱-۵-۱- سطح خطر.....	۵
۱-۵-۲- سطح عملکرد ساختمان.....	۶
۱-۵-۳- سطح عملکرد اجزای سازه‌ای.....	۶
۱-۵-۴- سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای.....	۷
۱-۵-۵- سطح عملکرد کل ساختمان.....	۷
۱-۵-۶- هدف بهسازی.....	۸
۱-۵-۷- بهسازی مبنا.....	۸
۱-۵-۸- بهسازی مطلوب.....	۹
۱-۵-۹- بهسازی ویژه.....	۹
۱-۵-۱۰- بهسازی محدود.....	۹
۱-۵-۱۱- بهسازی موضعی.....	۹
۱-۵-۱۲- پیشنهاد هدف بهسازی.....	۹
۱-۶- تعیین سطح اطلاعات موردنظر و ضریب آگاهی.....	۱۱
۱-۷- بازرسی وضعیت موجود، شناسایی مشخصات مصالح و آزمایش‌ها.....	۱۲
۱-۷-۱- بازرسی وضعیت موجود.....	۱۲
۱-۷-۲- شناسایی مشخصات مصالح و آزمایش‌ها.....	۱۳
۱-۷-۳- آزمایش مصالح بتنی و میلگرد.....	۱۵
۱-۷-۴- آزمایش‌های مصالح فولادی.....	۱۵
۱-۷-۵- آزمایش مقاومت برشی میانقاب‌های مصالح بنایی.....	۱۵
۱-۷-۶- آزمایش‌ها و اطلاعات ژئوتکنیک.....	۱۵
۱-۸- تحلیل خطر زلزله و تهیه‌ی طیف طراحی.....	۱۶
۱-۸-۱- شتابنگاشت‌ها.....	۱۶

۱-۹- جمع‌بندی..... ۱۷

پیوست‌های فصل اول

پیوست ۱- نمونه‌ی چک‌لیست بازدید محلی..... ۲۱
 پیوست ۲- نمونه‌ی چک‌لیست بررسی مدارک موجود..... ۲۳
 پیوست ۳- نمونه‌ی چک‌لیست سونداژ..... ۲۷
 پیوست ۴- نمونه‌ی چک‌لیست ارزیابی کیفی..... ۳۹

فصل دوم- مدل‌سازی

۱-۲- مقدمه..... ۴۵
 ۲-۲- ملاحظات کلی مدل‌سازی سازه..... ۴۵
 ۲-۲-۱- مدل‌سازی دوبعدی و سه‌بعدی برای تحلیل‌های خطی و غیرخطی..... ۴۶
 ۲-۲-۲- دیافراگم‌ها..... ۴۶
 ۲-۲-۳- اعضای سازه‌ای اصلی و غیراصلی..... ۴۹
 ۲-۲-۴- پیچش..... ۵۰
 ۲-۲-۵- اجزای غیرسازه‌ای..... ۵۰
 ۲-۲-۶- اثر میانقاب‌ها..... ۵۲
 ۲-۲-۷- اندرکنش خاک و سازه..... ۵۲
 ۲-۲-۸- مدل‌سازی پی‌های ساختمان..... ۵۳
 ۲-۸-۱- پی‌های سطحی..... ۵۳
 ۲-۸-۲- پی‌های عمیق..... ۵۷
 ۲-۳- مدل‌سازی اجزا..... ۵۹
 ۲-۳-۱- رفتار تلاش- تغییرشکل اجزا..... ۵۹
 ۲-۳-۲- مقاومت اجزا..... ۶۰
 ۲-۳-۳- مدل‌سازی اجزا در تحلیل خطی..... ۶۵
 ۲-۳-۳-۱- تیر و ستون..... ۶۵
 ۲-۳-۳-۲- اتصال..... ۶۵
 ۲-۳-۳-۳- دال بتنی..... ۶۶
 ۲-۳-۳-۴- دیوار برشی بتنی..... ۶۶
 ۲-۳-۳-۵- میان‌قاب مصالح بنایی..... ۶۸
 ۲-۳-۳-۶- میان‌قاب بتنی..... ۶۹

- ۶۹..... ۴-۳-۲- مدل سازی اجزا برای تحلیل های غیرخطی
- ۶۹..... ۱-۴-۳-۲- تلاش های کنترل شونده توسط نیرو
- ۶۹..... ۲-۴-۳-۲- تلاش های کنترل شونده توسط تغییر شکل

فصل سوم- روش های تحلیل

- ۷۹..... ۱-۳- مقدمه
- ۷۹..... ۲-۳- ملاحظات کلی
- ۸۰..... ۳-۳- محدوده ی کاربرد روش های تحلیل
- ۸۱..... ۱-۳-۳- شرایط کاربرد روش تحلیل استاتیکی خطی
- ۸۳..... ۲-۳-۳- شرایط کاربرد روش تحلیل دینامیکی خطی
- ۸۳..... ۳-۳-۳- شرایط کاربرد روش تحلیل استاتیکی غیرخطی
- ۸۳..... ۴-۳-۳- شرایط کاربرد روش تحلیل دینامیکی غیرخطی
- ۸۵..... ۴-۳- روش تحلیل استاتیکی خطی
- ۸۶..... ۱-۴-۳- تعیین زمان تناوب اصلی نوسان سازه
- ۸۶..... ۲-۴-۳- محاسبه ی برش پایه
- ۸۹..... ۳-۴-۳- توزیع نیروی جانبی در ارتفاع
- ۸۹..... ۴-۴-۳- محاسبه ی نیروی جانبی دیافراگم ها
- ۸۹..... ۵-۳- روش تحلیل دینامیکی خطی
- ۹۰..... ۱-۵-۳- روش تحلیل طیفی
- ۹۰..... ۲-۵-۳- روش تحلیل تاریخچه زمانی
- ۹۱..... ۶-۳- روش تحلیل استاتیکی غیرخطی
- ۹۱..... ۱-۶-۳- الگوی توزیع بار جانبی
- ۹۳..... ۲-۶-۳- بار قائم
- ۹۳..... ۳-۶-۳- محاسبه ی تغییر مکان هدف
- ۹۳..... ۱-۳-۶-۳- مدل ساده شده ی نیرو- تغییر مکان سازه (مدل دوخطی)
- ۹۴..... ۲-۳-۶-۳- زمان تناوب اصلی موثر (T_e)
- ۹۴..... ۳-۳-۶-۳- تغییر مکان هدف
- ۹۷..... ۴-۳-۶-۳- اصلاح تغییر مکان هدف برای پیچش
- ۹۷..... ۵-۳-۶-۳- اصلاح تغییر مکان هدف بر اساس صلیبیت دیافراگم
- ۹۷..... ۴-۶-۳- خلاصه ی روند تحلیل استاتیکی غیرخطی
- ۹۸..... ۷-۳- روش تحلیل دینامیکی غیرخطی

۹۹.....	۸-۳- اصلاح و تکمیل نتایج تحلیل.....
۹۹.....	۱-۸-۳- اثر همزمانی مولفه‌های متعامد زلزله.....
۱۰۰.....	۲-۸-۳- اثر مولفه قائم زلزله.....
۱۰۰.....	۳-۸-۳- اثر $P-\Delta$
۱۰۱.....	۴-۸-۳- ملاحظات پیچش.....
۱۰۱.....	۵-۸-۳- تحلیل دیافراگم و اجزای آن.....
۱۰۳.....	۱-۵-۸-۳- تیر لبه دیافراگم.....
۱۰۳.....	۲-۵-۸-۳- برش‌گیرهای دیافراگم.....
۱۰۳.....	۳-۵-۸-۳- کلاف‌های کششی دیافراگم.....
۱۰۳.....	۶-۸-۳- تحلیل دیوارهای بنایی.....
۱۰۴.....	۷-۸-۳- اتصال بین ساختمان‌های چند بخشی.....
۱۰۵.....	۸-۸-۳- تحلیل اجزای غیرسازه‌ای.....
۱۰۶.....	۹-۳- بارهای قائم.....

فصل چهارم- روند ارزیابی

۱۱۱.....	۱-۴- مقدمه.....
۱۱۱.....	۲-۴- ارزیابی خطی.....
۱۱۱.....	۱-۲-۴- ترکیب نتایج تحلیل.....
۱۱۲.....	۱-۱-۲-۴- اثر برون مرکزی اتفاقی در تعیین نیروهای داخلی زلزله.....
۱۱۳.....	۲-۱-۲-۴- تعداد کل روابط ترکیب نتایج تحلیل‌های خطی.....
۱۱۳.....	۳-۱-۲-۴- نیروهای داخلی زلزله برای تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل.....
۱۱۴.....	۴-۱-۲-۴- نیروهای داخلی زلزله برای تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو.....
۱۱۵.....	۲-۲-۴- کنترل معیارهای پذیرش.....
۱۱۵.....	۱-۲-۲-۴- کنترل معیارهای پذیرش برای تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل.....
۱۱۶.....	۲-۲-۲-۴- کنترل معیارهای پذیرش برای تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو.....
۱۱۶.....	۳-۲-۴- ارزیابی خطی اجزا.....
۱۱۶.....	۱-۳-۲-۴- ارزیابی تیرها.....
۱۱۹.....	۲-۳-۲-۴- ارزیابی ستون‌ها.....
۱۲۲.....	۳-۳-۲-۴- ارزیابی اتصال تیر- ستون.....
۱۲۳.....	۴-۳-۲-۴- ارزیابی دیافراگم و اتصال دال- ستون.....
۱۲۶.....	۵-۳-۲-۴- ارزیابی دیوار برشی بتنی، میانقاب و تیر و ستون دهانه‌ی مهاربندی‌شده.....

۱۲۹	۶-۳-۲-۴- ارزیابی اتصال و اجزای کوچک سازه‌های چند بخشی
۱۲۹	۷-۳-۲-۴- ارزیابی پی
۱۳۳	۳-۴- ارزیابی غیرخطی
۱۳۳	۱-۳-۴- ترکیب نتایج تحلیل
۱۳۴	۱-۱-۳-۴- اثر برون مرکزی اتفاقی در تعیین نیروهای داخلی زلزله
۱۳۴	۲-۱-۳-۴- تعداد کل روابط ترکیب نتایج تحلیل‌های غیرخطی
۱۳۵	۲-۳-۴- کنترل معیارهای پذیرش
۱۳۵	۱-۲-۳-۴- کنترل معیارهای پذیرش برای تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل
۱۳۵	۲-۲-۳-۴- کنترل معیارهای پذیرش برای تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو
۱۳۶	۳-۳-۴- ارزیابی غیرخطی اجزا
۱۳۶	۱-۳-۳-۴- ارزیابی تیرها
۱۳۷	۲-۳-۳-۴- ارزیابی ستون‌ها
۱۳۹	۳-۳-۳-۴- ارزیابی اتصال تیر- ستون
۱۴۰	۴-۳-۳-۴- ارزیابی دیافراگم و اتصال دال- ستون
۱۴۲	۵-۳-۳-۴- ارزیابی دیوار برشی بتنی، میانقاب و تیر و ستون دهانه‌ی مهاربندی‌شده
۱۴۵	۶-۳-۳-۴- ارزیابی اتصال و اجزای کوچک سازه‌های چند بخشی
۱۴۵	۷-۳-۳-۴- ارزیابی پی
۱۴۷	۸-۳-۳-۴- ارزیابی اجزای غیرسازه‌ای

فصل پنجم- مثال اول (ساختمان سه طبقه بتنی)

۱۵۱	۱-۵- تعریف مثال
۱۵۱	۲-۵- بازرسی وضعیت موجود و بررسی اطلاعات و مدارک ساختمان
۱۵۱	۱-۲-۵- بازرسی وضعیت موجود ساختمان
۱۵۱	۲-۲-۵- بررسی اطلاعات و مدارک
۱۶۲	۳-۵- تعیین هدف بهسازی و سطح اطلاعات
۱۶۲	۴-۵- تعیین سونداژها و آزمایش‌های مقاومت مصالح و ژئوتکنیک
۱۶۲	۱-۴-۵- سونداژها
۱۶۲	۲-۴-۵- آزمایش‌های مقاومت مصالح
۱۶۴	۳-۴-۵- آزمایش‌های ژئوتکنیک
۱۶۴	۵-۵- تحلیل خطر زلزله و طیف طراحی
۱۶۵	۶-۵- محاسبات بارهای مرده و زنده

- ۷-۵- محاسبات بار زلزله به روش استاتیکی خطی..... ۱۶۶
- ۸-۵- مدل سازی خطی..... ۱۶۸
- ۹-۵- انتخاب اولیه روش تحلیل..... ۱۷۰
- ۱۰-۵- بررسی پارامترهای اثرگذار..... ۱۷۱
- ۱-۱۰-۵- اثر همزمانی مولفه های متعامد زلزله..... ۱۷۱
- ۲-۱۰-۵- اثر مولفه ی قائم زلزله..... ۱۷۱
- ۳-۱۰-۵- اثر $P - \Delta$ ۱۷۱
- ۴-۱۰-۵- ملاحظات پیچش..... ۱۷۱
- ۵-۱۰-۵- بررسی صلبیت دیافراگم..... ۱۷۳
- ۶-۱۰-۵- ترکیب بارها..... ۱۷۴
- ۱۱-۵- تحلیل خطی و محاسبه ی مقادیر نیازها..... ۱۷۵
- ۱۲-۵- محاسبه ی ظرفیت تیرها..... ۱۷۷
- ۱۳-۵- محاسبه ی ظرفیت ستون ها..... ۱۷۸
- ۱۴-۵- محاسبه ی DCR ستون ها..... ۱۷۹
- ۱۵-۵- انتخاب روش تحلیل نهایی..... ۱۸۲
- ۱۶-۵- کنترل معیارهای پذیرش تیرها..... ۱۸۳
- ۱۷-۵- کنترل معیارهای پذیرش ستون ها..... ۱۸۵
- ۱۸-۵- کنترل معیارهای پذیرش اتصالات..... ۱۸۷
- ۱-۱۸-۵- محاسبه ی نیروی برشی اتصال..... ۱۸۸
- ۲-۱۸-۵- محاسبه ی ظرفیت اتصال..... ۱۸۸
- ۱۹-۵- کنترل معیارهای پذیرش خاک و پی..... ۱۸۹
- ۱-۱۹-۵- کنترل معیار پذیرش خاک..... ۱۹۰
- ۲-۱۹-۵- کنترل معیار پذیرش پی..... ۱۹۱
- ۲۰-۵- جمع بندی و نتیجه گیری..... ۱۹۷
- پیوست (الف)- نقشه های معماری و سازه..... ۱۹۹
- پیوست (ب)- نقشه ی موقعیت سونداژها..... ۲۰۹
- پیوست (ج)- نقشه ی محل های گرفتن نمونه از بتن و میلگرد..... ۲۱۳
- پیوست (د)- نمونه محاسبه ی DCR و معیارهای پذیرش یک تیر و یک ستون..... ۲۱۷

فصل ششم- مثال دوم (ساختمان پنج طبقه بتنی)

- ۱-۶- تعریف مثال..... ۲۲۷

۲۳۸	۲-۶- بازرسی وضعیت موجود ساختمان و بررسی اطلاعات و مدارک ساختمان
۲۳۸	۱-۲-۶- بازرسی وضعیت موجود ساختمان
۲۳۸	۳-۶- تعیین هدف بهسازی و سطح اطلاعات
۲۳۸	۴-۶- تعیین سونداژها و آزمایش‌های مقاومت مصالح و ژئوتکنیک
۲۳۸	۱-۴-۶- سونداژها
۲۳۹	۲-۴-۶- آزمایش‌های مقاومت مصالح
۲۳۹	۳-۴-۶- آزمایش‌های ژئوتکنیک
۲۳۹	۵-۶- مشخصات مصالح
۲۴۰	۶-۶- تحلیل خطر
۲۴۰	۷-۶- محاسبات بارهای مرده و زنده
۲۴۱	۸-۶- محاسبات بار زلزله به روش استاتیکی خطی
۲۴۳	۹-۶- مدل‌سازی خطی
۲۴۷	۱-۹-۶- سختی اعضا
۲۴۷	۲-۹-۶- سختی موثر ستون‌ها
۲۴۷	۱۰-۶- انتخاب اولیه‌ی روش تحلیل
۲۵۱	۱۱-۶- بررسی پارامترهای اثرگذار
۲۵۱	۱-۱۱-۶- اثر همزمانی مولفه‌های متعامد زلزله
۲۵۱	۲-۱۱-۶- اثر مولفه‌ی قائم زلزله
۲۵۱	۳-۱۱-۶- اثر $P - \Delta$
۲۵۱	۴-۱۱-۶- ملاحظات پیچش
۲۵۲	۵-۱۱-۶- بررسی دیافراگم
۲۵۴	۶-۱۱-۶- ترکیب بار ثقیل و سایر ترکیبات بارگذاری
۲۵۶	۱۲-۶- تحلیل دینامیکی خطی
۲۵۶	۱-۱۲-۶- تحلیل خطی و محاسبه‌ی مقادیر نیازها
۲۵۶	۱۳-۶- محاسبه‌ی ظرفیت المان‌ها
۲۵۷	۱-۱۳-۶- محاسبه‌ی ظرفیت تیرها
۲۶۰	۲-۱۳-۶- محاسبه‌ی ظرفیت ستون‌ها
۲۶۰	۱۴-۶- محاسبه‌ی DCR اعضا
۲۶۷	۱۵-۶- انتخاب روش تحلیل نهایی
۲۶۸	۱۶-۶- فرضیات تحلیل غیرخطی
۲۶۸	۱-۱۶-۶- تهیه‌ی مدل غیرخطی

۲۷۰.....	۱۷-۶- کنترل نیاز به انجام تحلیل دینامیکی خطی همراه با تحلیل استاتیکی غیرخطی.....
۲۷۰.....	۱۸-۶- تعریف رابطه‌ی بار- تغییرشکل.....
۲۷۱.....	۱۹-۶- مدل‌سازی غیرخطی دیوار برشی در نرم افزار.....
۲۷۱.....	۲۰-۶- تعیین نوع رفتار (کنترل‌شوندگی) تیرها، ستون‌ها و دیوارها.....
۲۷۴.....	۲۱-۶- تحلیل غیرخطی اولیه.....
۲۷۷.....	۲۲-۶- تحلیل غیرخطی نهایی.....
۲۷۷.....	۲۳-۶- بررسی پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در تیرها، ستون‌ها و دیوارهای برشی.....
۲۷۷.....	۱-۲۳-۶- تعیین پارامترهای مدل‌سازی و مقادیر معیارهای پذیرش در تیرها.....
۲۸۰.....	۲-۲۳-۶- تعیین پارامترهای مدل‌سازی و مقادیر معیارهای پذیرش در ستون‌ها.....
۲۸۳.....	۳-۲۳-۶- پارامترهای مدل‌سازی اتصالات.....
۲۸۷.....	۴-۲۳-۶- تعیین پارامترهای مدل‌سازی و مقادیر معیارهای پذیرش در دیوارهای برشی (ستون‌های معادل).....
۲۸۸.....	۲۴-۶- تحلیل غیرخطی و ارزیابی نتایج.....
۲۸۸.....	۱-۲۴-۶- روند انجام آنالیز غیرخطی و ارزیابی اعضا.....
۲۸۸.....	۲-۲۴-۶- ترکیبات بارگذاری.....
۲۹۰.....	۳-۲۴-۶- تلاش‌های کنترل‌شونده با تغییرشکل.....
۲۹۳.....	۱-۳-۲۴-۶- منحنی تغییرمکان بام نسبت به برش پایه.....
۲۹۴.....	۲-۳-۲۴-۶- نمایش محل تشکیل مفاصل پلاستیک در سازه و نوع آن‌ها.....
۲۹۶.....	۴-۲۴-۶- تلاش‌های کنترل‌شونده با نیرو.....
۲۹۶.....	۱-۴-۲۴-۶- کنترل برش در تیرها.....
۲۹۶.....	۲-۴-۲۴-۶- کنترل برش در ستون‌ها.....
۲۹۷.....	۲۵-۶- کنترل معیارهای پذیرش اتصالات.....
۲۹۸.....	۱-۲۵-۶- محاسبه‌ی نیروی برشی اتصال.....
۲۹۹.....	۲-۲۵-۶- محاسبه‌ی ظرفیت اتصال.....
۳۰۰.....	۲۶-۶- کنترل معیارهای پذیرش پی.....
۳۰۰.....	۱-۲۶-۶- کنترل معیارهای پذیرش خاک.....
۳۰۴.....	۲-۲۶-۶- کنترل معیارهای پذیرش جسم پی.....
۳۱۷.....	۲۷-۶- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری.....
۳۱۷.....	۱-۲۷-۶- سطح خطر-۱.....
۳۱۷.....	۲-۲۷-۶- سطح خطر-۲.....
۳۱۹.....	پیوست (الف)- نقشه‌های معماری و سازه.....

فصل ۱

شناخت وضع موجود

۱-۱- مقدمه

هدف از شناخت وضع موجود ساختمان، گردآوری اطلاعات لازم برای مدل سازی، تحلیل و ارزیابی رفتار لرزه‌ای ساختمان است. این کار می‌تواند با دقت‌های متفاوت و صرف زمان و هزینه متناسب صورت گیرد. بدین ترتیب انجام مطالعات شناخت وضع موجود در سطوح متفاوت، بر اساس گستره‌ی اطلاعاتی که جمع‌آوری می‌شود، امکان‌پذیر خواهد بود. این سطوح به ترتیب افزایش دقت و گستره، به سطح اطلاعات حداقل، سطح اطلاعات متعارف و سطح اطلاعات جامع موسوم هستند. تعاریف این سطوح اطلاعات در بند (۲-۲-۶) دستورالعمل ارایه شده است. در این مجموعه، منظور از "دستورالعمل"، نشریه‌ی شماره ۳۶۰ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور با عنوان "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود" است.

۱-۲- مراحل شناخت وضع موجود

مطالعات شناخت وضع موجود، همان‌گونه که در شکل (۱-۱) نشان داده شده است، به ترتیب مراحل زیر صورت می‌گیرد:

- ۱- بازدید از محل و آشنایی اولیه با ساختمان؛
- ۲- جمع‌آوری مدارک فنی و اطلاعات کلی ساختمان؛
- ۳- تعیین هدف بهسازی؛
- ۴- تعیین سطح اطلاعات مورد نظر و ضریب آگاهی؛
- ۵- بازرسی وضعیت موجود، شناسایی مشخصات مصالح و آزمایش‌ها؛
- ۶- تحلیل خطر زلزله و تهیه‌ی طیف طراحی.

هر یک از مراحل فوق در بندهای بعدی توضیح داده شده است.



شکل (۱-۱): مراحل شناخت وضع موجود

۱-۳- بازدید از محل و آشنایی اولیه با ساختمان

در نتیجه‌ی این بازدید برآورد کلی در مورد میزان آسیب‌پذیری ساختمان و برنامه‌ی مطالعاتی ارزیابی آسیب‌پذیری حاصل می‌شود. در این بازدید باید به مسایلی نظیر موارد زیر دقت کرد:

- ۱- وضعیت ظاهری ساختمان؛
- ۲- کیفیت نگهداری ساختمان در مدت بهره‌برداری؛
- ۳- امکان انجام عملیات بهسازی احتمالی ساختمان در زمان‌های مختلف؛
- ۴- وضعیت ابنیه‌ی مجاور از نظر نوع، فاصله و تراز طبقات و همچنین بررسی وجود اجزای مشترک بین دو ساختمان و آثار احتمالی ناشی از آسیب ساختمان مجاور؛
- ۵- موانعی که ساختمان‌های مجاور می‌توانند در انجام عملیات بهسازی ایجاد کنند؛
- ۶- وضعیت زمین اطراف ساختمان از نظر جنس و وضعیت آب‌های زیرزمینی، با توجه به سوابق قابل مشاهده محلی مانند گودبرداری‌های اطراف؛
- ۷- وضعیت شیب زمین، وجود شیروانی، امکان زمین‌لغزش، امکان وقوع پدیده‌ی روانگرایی و

جدول (۱-۱): جمع‌آوری اطلاعات مورد نیاز برای مطالعات آسیب‌پذیری لرزه‌ای

بند دستورالعمل	موارد بررسی
بند (۱-۳-۱): بررسی ویژگی‌های ساختمان	مشخصات اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای
	میزان خطر زلزله در محل ساختمان
	نتایج اولیه‌ی ارزیابی مقاومت لرزه‌ای
	تاریخچه‌ی بهره‌برداری گذشته و آینده‌ی ساختمان
	ملاحظات خاص اقتصادی و اجتماعی
	مقررات و قوانین حاکم از جمله استانداردها و آیین‌نامه‌های طراحی و ارزیابی ساختمان
بند (۱-۳-۳): جمع‌آوری اطلاعات وضعیت موجود ساختمان	کلیه‌ی مدارک فنی همانند نقشه‌های اجرایی و چون‌ساخت، دفترچه‌ی محاسبات، نتایج آزمایش‌های زمان ساخت و ...
بند (۱-۲-۲): پیکربندی ساختمان	نوع و نحوه‌ی قرارگیری اعضا و اجزای سیستم باربر ثقلی و سیستم مقاوم در برابر زلزله
	نوع و نحوه‌ی قرارگیری اجزای غیرسازه‌ای موثر در سختی و یا مقاومت اعضای سازه‌ای
بند (۲-۲-۲): مشخصات مصالح	اطلاعات لازم از مشخصات مصالح
بند (۳-۲-۲): مشخصات ساختگاه	اطلاعات مربوط به شرایط سطحی و زیرسطحی ساختگاه
	هندسه و محل پی‌ها و نشست احتمالی آن‌ها و نیز تغییرات احتمالی در شرایط تکیه‌گاهی
	بررسی مخاطرات ژئوتکنیکی نظیر روانگرایی، زمین‌لغزش و غیره
بند (۴-۲-۲): ساختمان‌های مجاور	شناسایی و تعیین ابعاد درز انقطاع موجود
	شناسایی اجزای مشترک و نقاط برخورد
	احتمال سقوط اجزای سست، انفجار، آتش‌سوزی و سایر عوامل در موقع زلزله ناشی از ساختمان مجاور

برای سهولت می‌توان اطلاعاتی را که لازم است در بازدید محلی برداشت شود، به صورت چک‌لیست طبقه‌بندی نمود. برای نمونه می‌توان از چک‌لیست پیوست شماره یک استفاده کرد و متناسب با ساختمان مورد بررسی، موارد دیگری را به چک‌لیست اضافه یا کم نمود. بندهای مرتبط با بازدیدهای محلی و توضیحات مربوط که در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ذکر شده است، در جدول (۱-۱) - (۱) ارایه شده‌اند.

۴-۱- جمع‌آوری مدارک فنی و اطلاعات کلی ساختمان

برای انجام مطالعات آسیب‌پذیری ساختمان‌های موجود، لازم است کلیه مدارک فنی و مستندات طراحی، اجرا و ترمیم که در دسترس هستند، جمع‌آوری و طبقه‌بندی شود. همچنین وضعیت ساختمان به لحاظ موقعیت جغرافیایی و لرزه‌خیزی و کاربری پیشین و آینده آن و قوانین و استانداردهایی که در طراحی و اجرای آن به کار رفته و مقرراتی که در حال حاضر بر ارزیابی و بهسازی آن حاکم است، مشخص شود. برای این منظور جمع‌آوری و دسته‌بندی اطلاعات می‌تواند مطابق جدول (۱-۱) و چک‌لیست نمونه در پیوست شماره دو، صورت گیرد.

۵-۱- تعیین هدف بهسازی

برنامه‌ریزی مطالعاتی برای شناخت وضع موجود ساختمان بر اساس هدف بهسازی تعیین شده، صورت می‌گیرد. مشاور باید در پیشنهاد هدف بهسازی، نظیر موارد زیر را مد نظر قرار دهد:

۱- کاربری ساختمان؛

۲- میزان اهمیت ساختمان؛

۳- عمر باقیمانده‌ی مورد انتظار ساختمان؛

۴- وضعیت، کیفیت و میزان اهمیت اجزای غیرسازه‌ای؛

۵- ملاحظات اقتصادی و اجتماعی و خواسته‌های کارفرما.

هدف بهسازی که میزان دقت و گستره‌ی مطالعات تحلیلی را تعیین می‌کند، بر اساس سطح خطر و سطح عملکرد ساختمان تعیین می‌شود. بنابراین در ابتدا سطح خطر و سطح عملکرد ساختمان تعریف می‌شود، سپس هدف‌های بهسازی تشریح شده در دستورالعمل بیان خواهد شد.

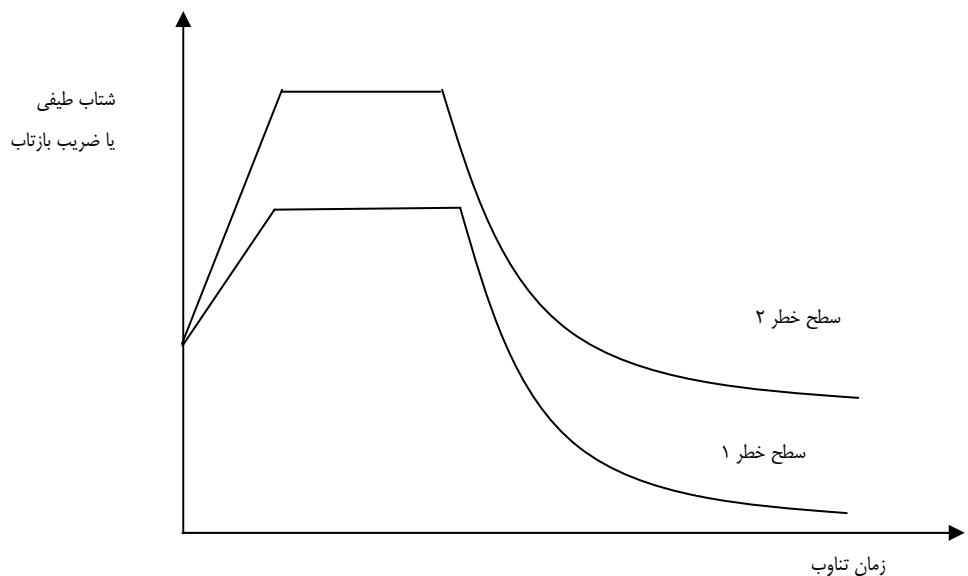
۱-۵-۱- سطح خطر

سطح خطر لرزه‌ای در واقع شدت بارگذاری زلزله را نشان می‌دهد. برای این منظور، سه سطح خطر در دستورالعمل تعریف شده است که عبارت هستند از:

سطح خطر-۱: این سطح خطر بر اساس ۱۰٪ احتمال رویداد در پنجاه سال که معادل دوره بازگشت ۴۷۵ سال است، تعیین می‌شود. سطح خطر-۱ در استاندارد ۲۸۰۰، زلزله طرح نامیده می‌شود.

سطح خطر-۲: این سطح خطر بر اساس ۲٪ احتمال رویداد در پنجاه سال که معادل دوره‌ی بازگشت ۲۴۷۵ سال است، تعیین می‌شود. سطح خطر-۲ به عنوان بیشینه‌ی زلزله محتمل نامیده می‌شود.

سطح خطر انتخابی: این سطح خطر بر اساس هر احتمال رویداد دلخواه در پنجاه سال است که ممکن است در موارد خاص اختیار شود. رابطه‌ی بین طیف طرح مربوط به سطوح خطر مختلف به‌طور نمادین در شکل (۲-۱) نشان داده شده است.



شکل (۲-۱): طیف طرح مربوط به سطوح خطر زلزله

۱-۵-۲- سطح عملکرد ساختمان

سطح عملکرد ساختمان بر مبنای سطح عملکرد اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای طبق تعریف بندهای (۱-۵-۱) تا (۳-۵-۱) دستورالعمل تعیین می‌شود. سطح عملکرد اجزای سازه‌ای طبق بند (۱-۲-۵-۱) انتخاب و سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای از بند (۱-۲-۵-۲) انتخاب می‌شود. با ترکیب سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای، سطح عملکرد کل ساختمان تعریف می‌شود. به‌طور کلی در ترکیب عملکرد اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای باید در نظر داشت که سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای متناسب با سطح عملکرد اجزای سازه‌ای لحاظ شود. زیرا بدیهی است که سازه، نگهدارنده‌ی عضو غیرسازه‌ای است و سطح عملکرد آن نمی‌تواند اختلاف زیادی با سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای داشته باشد.

۱-۵-۲-۱- سطح عملکرد اجزای سازه‌ای

سطوح عملکرد شش‌گانه‌ی اجزای سازه‌ای عبارت هستند از:

سطح عملکرد ۱- قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه (IO)؛

سطح عملکرد ۲- خرابی محدود؛

سطح عملکرد ۳- ایمنی جانی (LS)؛

سطح عملکرد ۴- ایمنی جانی محدود؛

سطح عملکرد ۵- آستانه‌ی فروریزش (CP)؛

سطح عملکرد ۶- لحاظ نشده.

برای جزییات بیش تر در خصوص انتخاب سطح عملکرد اجزای سازه‌ای می‌توان، به بند (۱-۵-۱) دستورالعمل و جداول (ت ۱-۳) و (ت ۱-۴) در تفسیر دستورالعمل مراجعه کرد.

۱-۵-۲-۲- سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای

سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای شامل پنج سطح عملکرد به شرح زیر است:

سطح عملکرد A- خدمت‌رسانی بی‌وقفه؛

سطح عملکرد B- قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه؛

سطح عملکرد C- ایمنی جانی؛

سطح عملکرد D- ایمنی جانی محدود؛

سطح عملکرد E- لحاظ نشده.

برای انتخاب سطح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای به بند (۱-۵-۲) دستورالعمل یا جداول (ت ۱-۵) و (ت ۱-۶) تفسیر دستورالعمل مراجعه شود.

۱-۵-۲-۳- سطح عملکرد کل ساختمان

براساس سطوح عملکرد انتخاب شده برای اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای، با استفاده از بند (۱-۵-۳) دستورالعمل و جدول (۱-۲)، سطح عملکرد کل ساختمان تعریف می‌شود. همچنین شکل (۱-۳) می‌تواند برای این منظور مورد استفاده قرار گیرد.

جدول (۱-۲): سطح عملکرد کل ساختمان

سطوح عملکرد اجزای سازه‌ای						سطوح عملکرد اجزای غیرسازه‌ای
لحاظ نشده (۶)	آستانه‌ی فروریزش (۵)	ایمنی جانی محدود (۴)	ایمنی جانی (۳)	خرابی محدود (۲)	قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه (۱)	
*	*	*	*	A-2	خدمت‌رسانی بی‌وقفه A-1	خدمت‌رسانی بی‌وقفه (A)
*	*	*	B-3	B-2	قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه B-1	قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه (B)
C-6	C-5	C-4	ایمنی جانی C-3	C-2	C-1	ایمنی جانی (C)
D-6	D-5	D-4	D-3	D-2	*	ایمنی جانی محدود (D)
نیازی به بهسازی نیست.	آستانه‌ی فروریزش E-5	E-4	*	*	*	لحاظ نشده (E)

* به دلیل وجود اختلاف زیاد بین سطح عملکرد اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای، این سطوح عملکرد برای ساختمان توصیه نمی‌شود.

۱-۵-۳- هدف بهسازی

تعیین هدف بهسازی شامل انتخاب سطح عملکرد مورد نظر برای ساختمان تحت زلزله در سطح خطر مشخص است.

۱-۵-۳-۱- بهسازی مبنا

در بهسازی مبنا انتظار می‌رود که تحت زلزله‌ی سطح خطر-۱، ایمنی جانی ساکنین تامین شود. هدف از این بهسازی ارتقای عملکرد ساختمان به حداقل مورد قبول بر اساس آیین‌نامه‌های طرح ساختمان‌ها در برابر زلزله است.

۱-۵-۳-۲- بهسازی مطلوب

در بهسازی مطلوب انتظار می‌رود که تحت زلزله‌ی سطح خطر-۱، ایمنی جانی ساکنین تامین شده و تحت زلزله‌ی سطح خطر-۲ ساختمان فرو نریزد. بنابراین در این حالت کنترل عملکرد ساختمان تحت زلزله‌ی شدید نیز باید انجام شود.

۱-۵-۳-۳- بهسازی ویژه

در بهسازی ویژه نسبت به بهسازی مطلوب عملکرد بالاتری برای ساختمان مد نظر قرار می‌گیرد. یعنی با حفظ همان سطح عملکرد، سطح خطر بالاتری در نظر گرفته شده یا سطح عملکرد بالاتری تحت همان سطح خطر مربوط به بهسازی مطلوب منظور می‌شود و یا هر دو حالت در نظر گرفته می‌شوند. تعداد سطوح عملکرد و سطوح خطر نظیر می‌تواند یک یا بیش‌تر باشد. از سوی دیگر علاوه بر سطوح عملکرد و سطوح خطر مربوط به هدف بهسازی مطلوب، ممکن است موارد دیگری نیز در نظر گرفته شود. به‌طور معمول بهسازی ویژه برای ساختمان‌های مهم مانند بیمارستان‌ها، نیروگاه‌ها و غیره در نظر گرفته می‌شود، زیرا در این‌گونه ساختمان‌ها، لازم است خدمت‌رسانی پس از زلزله، بدون وقفه ادامه یابد.

۱-۵-۳-۴- بهسازی محدود

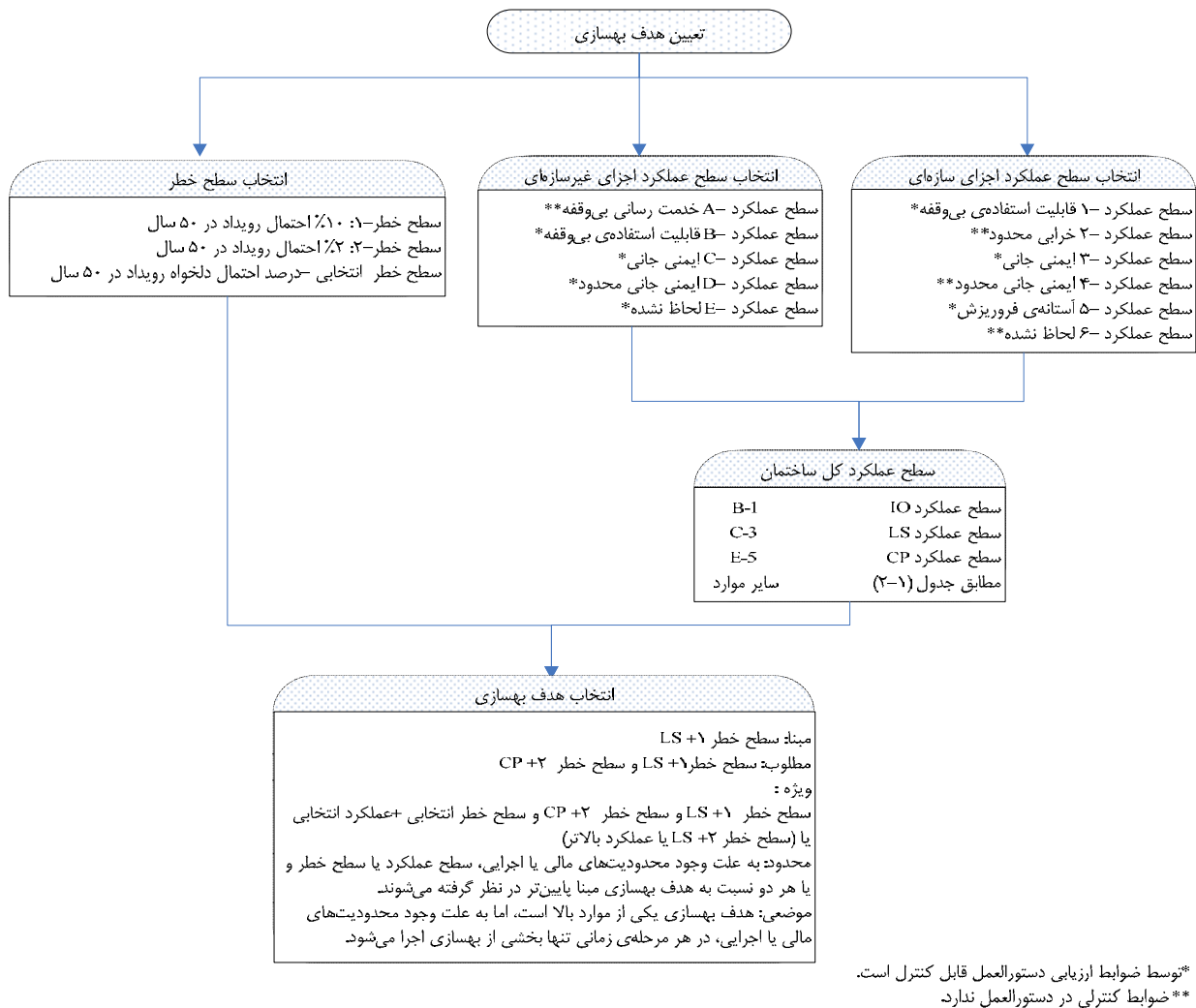
در بهسازی محدود عملکرد پایین‌تری نسبت به بهسازی مبنا برای ساختمان در نظر گرفته می‌شود. یعنی با حفظ سطح خطر، سطح عملکرد پایین‌تر یا برعکس آن و یا هر دو حالت فرض می‌شود. در شرایطی که به دلیل محدودیت‌های مالی یا اجرایی بهسازی مبنا نیز امکان‌پذیر نباشد، بهسازی محدود اختیار می‌شود.

۱-۵-۳-۵- بهسازی موضعی

بهسازی موضعی در واقع یک هدف نیست. در این حالت مطالعات بهسازی بر اساس یکی از اهداف بهسازی انجام شده ولی عملیات اجرایی به دلیل محدودیت‌های اجرایی یا مالی در چند مرحله انجام می‌شود. در این صورت اجرای هر مرحله نباید اختلالی در رفتار فعلی ساختمان (نظیر ایجاد عدم تقارن) به‌وجود آورد یا ادامه‌ی عملیات بهسازی را با وقفه روبرو سازد.

۱-۵-۴- پیشنهاد هدف بهسازی

در جدول (۳-۱) راهنمای تعیین اهداف بهسازی برای ساختمان‌های عمومی و دولتی مهم درج شده است. در این مرحله مشاور بر اساس بازدید از ساختمان و جمع‌آوری اطلاعات اولیه و با شناخت خواسته‌های کارفرما، هدف بهسازی را به کارفرما پیشنهاد می‌دهد و بر اساس هدف بهسازی تصویب‌شده، برای ادامه‌ی کار برنامه‌ریزی کرده و مطالعات را پیش می‌برد.



شکل (۳-۱): مراحل تعیین هدف بهسازی

در شکل (۳-۱) مراحل فوق به‌طور خلاصه ترسیم شده است. پس از تعیین هدف بهسازی، مشاور می‌تواند با توجه به بند (۷-۱)

به سوالات زیر پاسخ دهد.

- ۱- تحلیل سازه، به احتمال زیاد، با چه روشی باید انجام شود؟
- ۲- آیا آزمایش مقاومت مصالح لازم است؟ در صورت لزوم میزان آن تعیین شود.
- ۳- آیا آزمایش خاک لازم است؟ در صورت لزوم میزان آن مشخص شود.
- ۴- آیا مطالعات تحلیل خطر لازم است؟ در صورت لزوم سطح آن معین شود.

جدول (۳-۱): راهنمای تعیین اهداف بهسازی برای ساختمان‌های عمومی و دولتی مهم

ردیف	نوع ساختمان	شرح	هدف بهسازی	سطوح عملکردی تحت زلزله*		
				سطح خطر ۱- خطر	سطح خطر ۲- خطر	با دوره‌ی بازگشت ۷۲ ساله
۱	استراتژیک	ساختمان‌های اصلی از هریک 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 هریک از مجموعه‌های مجلس، قوه‌ی قضاییه، استانداری‌ها و فرمانداری‌ها، بانک مرکزی و 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	A-1
		ب - مراکز امداد و نجات، آتش‌نشانی، مراکز هلال - احمر، مراکز اصلی نیروهای انتظامی (پلیس)، تاسیسات نوابری 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*	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 مسافری، سالن‌های فرودگاه‌ها و مراکز تجمعی بیش از ۳۰۰ نفر	مطلوب	C-3	E-5	—
۷	ساختمان‌های تراز اول میراث فرهنگی	موزه‌ها، بناهای تاریخی، کتابخانه‌های نفیس نظیر ملی، مجلس، و مراکز اسناد ملی	ویژه	B-2	C-3	—

* موسسات دارای بخش‌های خطرناک و بسیار حساس از لحاظ آلودگی محیط‌زیست در این طبقه‌بندی قرار نمی‌گیرند.

۱-۶- تعیین سطح اطلاعات موردنظر و ضریب آگاهی

مطابق بند (۲-۲-۵) دستورالعمل، سطح اطلاعات انتخابی به‌طور مشخص نیاز یا عدم نیاز به انجام آزمایش‌های مقاومت مصالح و ژئوتکنیک را بیان می‌کند. تعیین سطح اطلاعاتی که لازم است جمع‌آوری شود، بر اساس وضعیت اطلاعات موجود از مصالح فولادی

و هدف بهسازی انتخابی، با استفاده از طبقه‌بندی جدول (۴-۱) صورت می‌گیرد. سپس بر مبنای سطح اطلاعات مورد نظر و هدف بهسازی انتخاب شده، ضریب آگاهی، K ، طبق جدول (۵-۱) تعیین می‌شود.

جدول (۴-۱): انتخاب سطح اطلاعات و تعیین میزان آزمایش‌ها^۱

هدف بهسازی وضعیت اطلاعات مصلح بتنی	مطلوب یا پایین تر (انجام آزمایش گاهی لازم نیست.)	ویژه (در هر حال انجام آزمایش لازم است.)
موجود نیست	اگر سطح اطلاعات حداقل یا متعارف مورد نظر باشد، انجام آزمایش‌های مصالح، لااقل در حد متعارف طبق بند (۲-۳-۲-۶) دستورالعمل لازم است.	اگر سطح اطلاعات متعارف مورد نظر باشد، انجام آزمایش‌های مصالح، لااقل در حد متعارف طبق بند (۲-۳-۲-۶) دستورالعمل لازم است.
	اگر سطح اطلاعات حداقل یا متعارف مورد نظر باشد، انجام آزمایش‌های مصالح، لااقل در حد متعارف طبق بند (۲-۳-۲-۶) دستورالعمل لازم است.	اگر سطح اطلاعات جامع مورد نظر باشد، انجام آزمایش‌های مصالح، لااقل در حد جامع طبق بند (۳-۳-۲-۶) دستورالعمل لازم است.
موجود است	اگر سطح اطلاعات حداقل مورد نظر باشد، نیازی به انجام آزمایش نیست.	اگر سطح اطلاعات متعارف مورد نظر باشد، انجام آزمایش‌های مصالح، لااقل در حد متعارف طبق بند (۲-۳-۲-۶) دستورالعمل لازم است.
	اگر سطح اطلاعات متعارف مورد نظر باشد، انجام آزمایش‌های مصالح، لااقل در حد متعارف طبق بند (۲-۳-۲-۶) دستورالعمل لازم است.	اگر سطح اطلاعات جامع مورد نظر باشد، انجام آزمایش‌های مصالح، لااقل در حد جامع طبق بند (۳-۳-۲-۶) دستورالعمل لازم است.

۱- با توجه به سطح اطلاعات موجود و وضعیت ساختمان، می‌توان از جدول پیشنهادی پیوست- ۲ دستورالعمل برای تعیین میزان آزمایش‌ها استفاده کرد.

با توجه به اینکه ضریب آگاهی در واقع ضریب کاهش مقاومت عضو است، در صورتی که ضریب آگاهی واحد مورد نظر باشد، سطح اطلاعات لازم بر اساس هدف بهسازی از جدول (۵-۱) تعیین شده و بر پایه‌ی آن میزان آزمایش‌ها مشخص می‌شود. به عبارت دیگر هر چه میزان اطلاعات بیش‌تر و مراجع آن معتبرتر باشد، ضریب آگاهی بزرگ‌تری را می‌توان انتخاب نمود.

جدول (۵-۱): ضریب آگاهی

هدف بهسازی سطح اطلاعات	مطلوب یا پایین تر		ویژه	
	حداقل	متعارف	متعارف	جامع
نوع تحلیل	خطی	هر نوع تحلیل	هر نوع تحلیل	هر نوع تحلیل
ضریب آگاهی	۰/۷۵	۱	۰/۷۵	۱

لازم به توضیح است که برای سطح اطلاعات حداقل، تنها استفاده از روش تحلیل خطی مجاز است، در صورتی که در سطح اطلاعات متعارف و جامع استفاده از کلیه روش‌های تحلیلی بلامانع است.

۱-۷- بازرسی وضعیت موجود، شناسایی مشخصات مصالح و آزمایش‌ها

بازرسی وضعیت موجود از دو جنبه‌ی شناخت وضعیت ظاهری اجزای مورد بررسی (سازه‌ای یا غیرسازه‌ای) و مشخصات فیزیکی مصالح و خاک مورد توجه قرار می‌گیرد. برای شناسایی وضعیت ظاهری اعضا لازم است که موانع و پوشش‌های معماری برداشته شده تا اندازه‌گیری ابعاد عضو مورد بررسی ممکن باشد. به این عملیات در اصطلاح سونداژ گفته می‌شود. در بخش دوم برای تعیین مشخصات مصالح به کار رفته در ساختمان مانند تنش تسلیم فولاد یا مقاومت فشاری بتن باید نمونه‌ای از مصالح مورد نظر با ابعاد مناسب برداشته شده و مورد آزمایش قرار گیرد.

۱-۷-۱- بازرسی وضعیت موجود

بازرسی وضعیت موجود ساختمان شامل بازرسی عینی و مشاهده‌ی اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای است. به این وسیله تطابق وضع موجود با آنچه در مدارک فنی درج شده است، کنترل می‌شود. در این بازدید پوشش معماری در نقاط منتخب تا رسیدن به اعضا و اتصالات برداشته می‌شود. نحوه‌ی انجام بازرسی مطابق بند (۳-۳-۲-۶) دستورالعمل و تعداد بازرسی‌ها مطابق جدول (۱-۶) است. پیشنهاد می‌شود سونداژها بیش‌تر در ناحیه‌ی اتصالات صورت گیرد، زیرا این مزیت مهم را دارد که هم‌زمان هم اتصال و هم اعضای متصل شده، مورد بازدید قرار می‌گیرند. در چک‌لیست نمونه در پیوست شماره سه، اطلاعاتی که هنگام سونداژ اجزای مختلف ساختمان باید برداشت شود، ارائه شده است.

جدول (۱-۶): تعداد حداقل نمونه‌های مورد بررسی در بازرسی وضعیت موجود

نوع اعضا	نمونه‌های مورد ارزیابی	وضعیت نقشه‌ها	تعداد ارزیابی‌ها	توضیحات
اجزای سازه‌ای	هر نوع اتصال مانند اتصال تیر به ستون میانی، تیر به ستون کناری، ستون به پی و غیره.	جزئیات کافی موجود است.	حداقل یک اتصال از هر نمونه اتصال	در صورت مشاهده انحرافی از نقشه‌های اجرایی، باید حداقل ۵٪ اتصالات موجود از آن نوع بررسی شود تا به یک قضاوت مشخص رسید.
		موجود نیست.	حداقل سه اتصال از هر نمونه اتصال	در صورت مشاهده تفاوت بین نمونه‌های بازدید شده، بازرسی از اتصالات دیگر تا رسیدن به یک قضاوت مشخص گسترش یابد.
اجزای غیرسازه‌ای ^۱	اجزای معماری، اجزای مکانیکی و برقی	با جزئیات کافی موجود است.	حداقل یک نمونه از هر نوع عضو غیرسازه‌ای	اگر تخطی از نقشه‌های موجود ملاحظه شود، حداقل ۱۰٪ اجزا از هر نوع بازرسی شود.
	اجزای معماری، اجزای مکانیکی و برقی	موجود نیست.	حداقل سه نمونه از هر نوع عضو غیرسازه‌ای	اگر هم‌خوانی بین نمونه‌ها مشاهده نشود، حداقل ۲۰٪ اجزا از هر نوع بازرسی شود.

۱- سفت‌کاری دیوارها در صورتی که به عنوان میانقاب لحاظ شود، در گروه اجزای سازه‌ای قرار می‌گیرد. هم‌چنین برداشت اطلاعات برای برخی اجزای غیرسازه‌ای طبق جدول (۱-۹) دستورالعمل لازم نیست.

۱-۷-۲- شناسایی مشخصات مصالح و آزمایش‌ها

مشخصات مورد نیاز مصالح شامل مقاومت کرانه‌ای پایین و مورد انتظار مصالح است، که به ترتیب در تعیین ظرفیت کرانه‌ای پایین اعضا، Q_{CL} ، و ظرفیت مورد انتظار مصالح، Q_{CE} ، مورد استفاده قرار می‌گیرد. در جدول (۷-۱) نحوه‌ی تعیین مشخصات مصالح بتنی و در جدول (۸-۱) نحوه‌ی تعیین مشخصات میلگرد بر اساس سطح اطلاعات مورد استفاده در تعیین هدف بهسازی، آورده شده است. در شکل (۴-۱) برنامه‌ی آزمایش‌های سازه‌های بتنی نمایش داده شده است.

جدول (۷-۱): نحوه‌ی تعیین مشخصات مصالح بتنی

مشخصات مصالح فولادی		مرجع تعیین مشخصات مصالح	سطح اطلاعات
مورد انتظار	کرانه‌ی پایین		
مقاومت کرانه‌ی پایین ضربه‌ر ۱/۲۵	مقادیر درج شده در نقشه‌ها	دفترچه‌ی محاسبات و نقشه‌های اجرایی	حداقل
متوسط مقادیر حاصل از آزمایش	متوسط منهای یک انحراف معیار نتایج آزمایش	انجام آزمایش	متعارف ^۱ و جامع ^۲

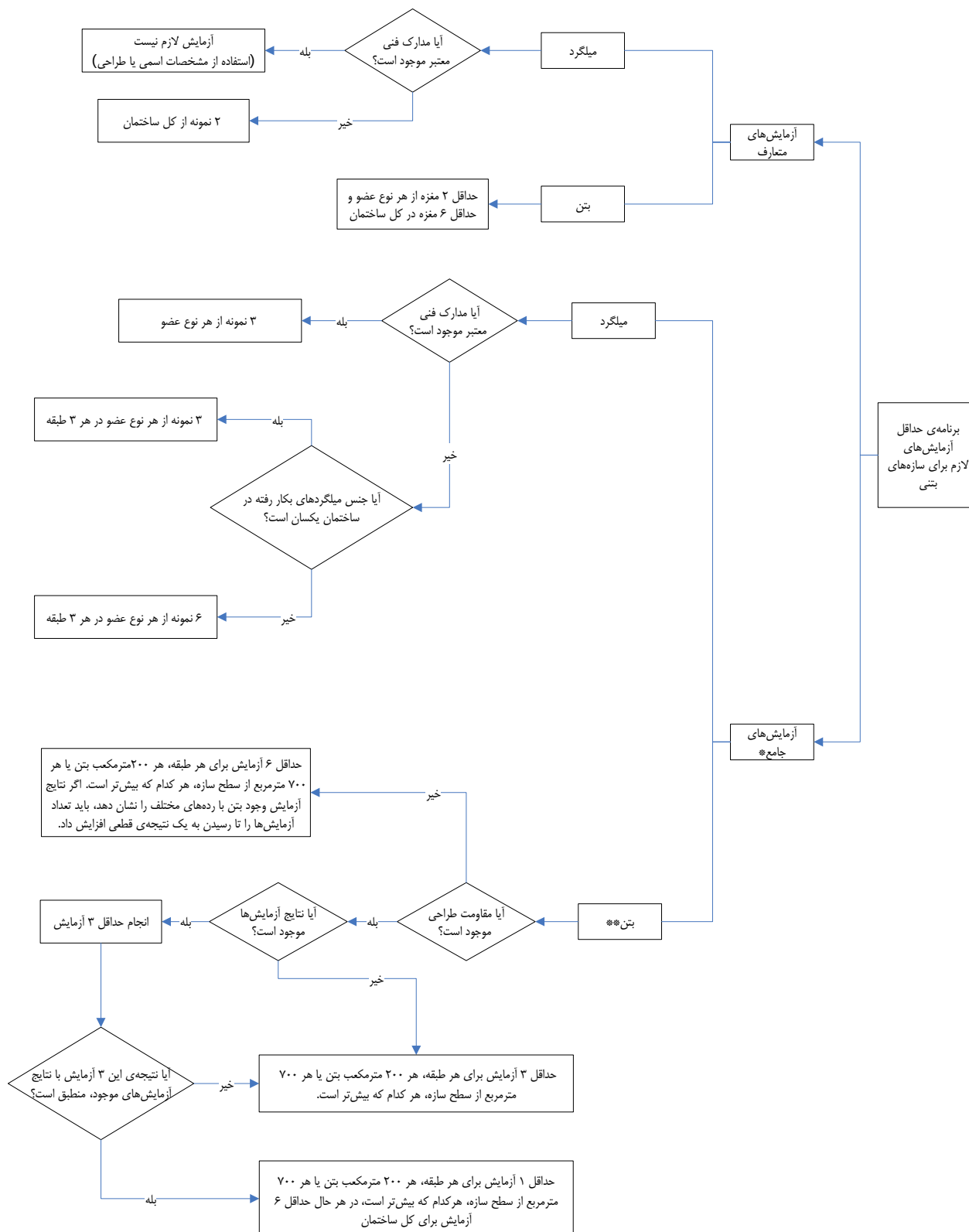
۱- در صورتی که ضریب تغییرات (C.O.V.) از ۲۵٪ بزرگ‌تر باشد، باید $K=0/75$ منظور شود.

۲- در صورتی می‌توان مقاومت بتن را بر اساس نتایج آزمایش‌ها تعیین کرد، که ضریب تغییرات (C.O.V.) از ۱۴٪ بزرگ‌تر نشود. در غیر این صورت باید تعداد آزمایش‌ها را افزایش داد تا ضریب تغییرات به ۱۴٪ یا کوچک‌تر کاهش یابد.

جدول (۸-۱): نحوه‌ی تعیین مشخصات مصالح میلگرد^۱

مقاومت مصالح میلگرد		مرجع تعیین مشخصات مصالح	سطح اطلاعات
مورد انتظار	کرانه‌ی پایین		
مقاومت کرانه‌ی پایین ضربه‌ر ۱/۱۵	مقادیر درج شده در نقشه‌ها	دفترچه‌ی محاسبات و نقشه‌های اجرایی	حداقل
مقاومت کرانه‌ی پایین ضربه‌ر ۱/۱۵	مشخصات اسمی یا طراحی درج شده در مدارک	وجود مدارک معتبر حاوی گزارش آزمایش مصالح	متعارف
متوسط مقادیر حاصل از آزمایش	متوسط منهای یک انحراف معیار نتایج آزمایش	انجام آزمایش	
متوسط مقادیر حاصل از آزمایش	متوسط منهای یک انحراف معیار نتایج آزمایش	در صورت وجود یا عدم وجود مدارک معتبر حاوی گزارش آزمایش مصالح باید آزمایش انجام شود. با این تفاوت که اگر مدارک معتبر حاوی گزارش آزمایش مصالح موجود باشد، از تعداد آزمایش‌ها کاسته می‌شود. برای جزییات بیش‌تر به شکل (۴-۱) رجوع شود.	جامع

۱- در صورت نیاز به تنش تسلیم دیگر مصالح فولادی به کار رفته برای اتصال قطعات (مثل میل‌مه‌ارها)، به جای ضریب ۱/۱۵ از ضریب ۱/۲۵ استفاده می‌شود.



* در صورتی که ضریب تغییرات نتایج (C.O.V.) از ۱۴٪ بیش تر باشد و با این که نتایج آزمایش‌ها بیش از ۳۵ کیلوگرم بر سانتی‌مربع کمتر از مقاومت فشاری مشخصه تعیین شده طراحی باشند، لازم است با افزایش تعداد موزه‌ها سعی در شناسایی علل این تفاوت شود. در حالت کلی وقتی که نتایج آزمایش‌ها تغییرات زیادی دارند، مقاومت مورد انتظار باید حداکثر برابر متوسط حاصل از آزمایش‌ها منهای یک انحراف معیار در نظر گرفته شود.

** در مورد تیرها و دال‌ها مقدار نمونه‌های لازم را می‌توان به نصف کاهش داد به شرطی که در مقابل هر کاهش در تعداد موزه‌گیری با رعایت شرط حداقل تعداد لازم ۵ آزمایش غیرمربوط صورت گیرد.

شکل (۱-۴): برنامه‌ی آزمایش‌های سازه‌های بتنی

۱-۲-۷-۱- آزمایش‌های مصالح بتنی و میلگرد

تعیین مشخصات مصالح مستلزم تعیین اطلاعات زیر است:

۱- مقاومت فشاری مشخصه و ضریب ارتجاعی بتن؛

۲- تنش تسلیم و مقاومت نهایی میلگردهای معمولی یا پیش‌تنیده و قطعات فلزی به کار رفته در اتصالات.

با توجه به سطح آزمایش‌های مشخص شده برای تعیین مشخصات مصالح، برنامه‌ی آزمایش‌ها مطابق شکل (۱-۴) تعیین می‌شود. برای تعیین محل انجام آزمایش‌ها بهتر است نقاطی انتخاب شوند که با موقعیت‌های انتخاب شده برای بازرسی وضعیت موجود اشتراک داشته باشد. به این ترتیب می‌توان تعداد سونداژها را کاهش داد. برای نمونه‌برداری از اجزای بتنی رعایت نکات ایمنی زیر توصیه می‌شود:

۱- نمونه‌برداری از تیرها حتی‌المقدور در نقطه‌ی عطف تیر صورت گیرد که دارای کم‌ترین تلاش خمشی است.

۲- مناسب‌ترین موقعیت برای نمونه‌برداری از ستون‌ها، انتهای ستون‌های تراز بام است.

۳- نمونه‌های برداشته شده باید با قطعات جدید یا طول وصله‌ی کافی و اتصال مناسب جایگزین شوند، مگر این‌که نمونه‌گیری‌ها از محل‌هایی انجام شوند که تحلیل نشان دهد به جایگزینی نیاز نیست.

۴- مغزه‌گیری‌ها نباید تا حدامکان به میلگردهای موجود، صدمه بزنند. لذا استفاده از ردیاب آرماتور در این خصوص توصیه می‌شود.

۵- بعد از مغزه‌گیری، حفره‌ی ایجاد شده توسط بتن یا ملاتی مشابه بتن موجود ترمیم شود.

۱-۲-۷-۲- آزمایش‌های مصالح فولادی

در صورتی‌که ساختمان دارای مصالح فولادی باشد، نیاز به انجام آزمایش فولاد خواهد بود. برای کسب اطلاعات لازم به فصل اول نشریه‌ی شماره ۱-۳۶۳، با عنوان "راهنمای کاربردی دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی" رجوع شود.

۱-۲-۷-۳- آزمایش مقاومت برشی میانقاب‌های مصالح بنایی

در صورتی‌که مطابق چک‌لیست پیوست دو میانقاب‌ها با قاب‌های ساختمان درگیر باشند یا اگر دیوارها باید در جهت عمود بر صفحه کنترل شوند، لازم است آزمایش مقاومت برشی ملات دیوار صورت گیرد. برای کسب اطلاعات بیشتر به فصل اول نشریه‌ی شماره ۳-۳۶۳، با عنوان "راهنمای کاربردی دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بنایی" رجوع شود.

۱-۲-۷-۴- آزمایش‌ها و اطلاعات ژئوتکنیک

هم‌زمان با انجام آزمایش‌های مصالح سازه، در سطوح اطلاعات متعارف و جامع لازم است آزمایش‌های ژئوتکنیکی نیز برای تعیین مشخصات خاک محل صورت پذیرد. این اطلاعات باید مشتمل بر اطلاعات مربوط به پی، شرایط خاک زیر آن و خطرات ساختمانی محل ساختمان باشد. با توجه به سطح اطلاعات، برنامه‌ی آزمایش‌ها مطابق جدول (۱-۹) تعیین می‌شود.

جدول (۹-۱): تعداد آزمایش‌های ژئوتکنیک

سطح اطلاعات	وضعیت مدارک معتبر حاوی گزارش بررسی ساختمان	تعداد آزمایش‌ها
متعارف	وجود دارد.	-
	وجود ندارد یا ناقص است.	حداقل یک گمانه
جامع	وجود دارد.	حداقل یک گمانه
	وجود ندارد یا ناقص است.	حداقل چهار گمانه

۱-۸- تحلیل خطر زلزله و تهیه‌ی طیف طراحی

در کلیه‌ی روش‌های تحلیل سازه در بهسازی لرزه‌ای، داشتن طیف طرح لازم است. طیف طرح مربوط به سطح خطر ۱- را می‌توان از استاندارد ۲۸۰۰ استخراج نمود. اما هرگاه استفاده از سطح خطر ۲- یا هر سطح خطر متفاوت با سطح خطر ۱- لازم باشد، یا هدف بهسازی ویژه انتخاب شود، لازم است طیف طرح ویژه ساختمان محاسبه شود. نحوه‌ی تعیین طیف‌های طراحی بر اساس جدول (۱۰-۱) است.

جدول (۱۰-۱): تعیین طیف‌های طراحی

هدف بهسازی	طیف قابل استفاده	توضیحات
مبنا، محدود و مطلوب	طیف طرح استاندارد (برای سطح خطر ۱)	- از حاصل ضرب شتاب مبنای طرح (A) و مقادیر طیفی ضریب بازتاب ساختمان (B) حاصل می‌شود. - مقدار A از نقشه پهنه‌بندی استاندارد ۲۸۰۰ قابل تعیین است. - مقادیر طیفی B را می‌توان از طیف ضریب بازتاب استاندارد ۲۸۰۰ برآورد نمود.
	طیف طرح ویژه ساختمان (برای هر سطح خطر متفاوت با سطح خطر ۱)	- برای تعیین شتاب مبنای طرح، مراحل تحلیل خطر ویژه ساختمان مطابق بند (۱-۴-۶) دستورالعمل صورت می‌گیرد. - شکل طیف می‌تواند به یکی از صورت‌های زیر مطابق بند (۱-۴-۶) دستورالعمل باشد: ۱- طیف طرح با شکل ثابت؛ ۲- طیف طرح با خطر ثابت؛ ۳- طیف طرح میانگین و یا طیف طرح میانگین به علاوه انحراف معیار.
ویژه	طیف طرح ویژه ساختمان	

۱-۸-۱- شتاب‌نگاشت‌ها

در صورتی که استفاده از شتاب‌نگاشت در تحلیل لرزه‌ای ساختمان مورد نظر باشد، لازم است که این شتاب‌نگاشت‌ها حداقل از سه زلزله‌ی مختلف در دسترس باشند. در صورت عدم وجود شتاب‌نگاشت مناسب برای محل مورد نظر، به تعداد کافی می‌توان از شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی بدین منظور استفاده نمود. سایر ضوابط تعیین شتاب‌نگاشت‌ها مطابق استاندارد ۲۸۰۰ است.

۱-۹- جمع بندی

پس از انجام مطالعات، سونداژها و در صورت لزوم آزمایش های تعیین شده در این فصل، اطلاعات زیر که در بخش های مدل سازی و تحلیل مورد استفاده قرار می گیرند، به دست می آید.

۱- وضعیت ساختمان های مجاور؛

۲- نقشه های وضع موجود شامل هندسه و پیکربندی وضعیت موجود ساختمان از نظر سازه ای و معماری به همراه جزییات کافی برای مطالعات بهسازی لرزه ای؛

۳- هدف بهسازی مشتمل بر سطوح خطر و سطوح عملکرد؛

۴- سطح اطلاعات؛

۵- مشخصات مصالح بتنی و میلگرد به دست آمده از مدارک فنی یا آزمایش های انجام شده؛

۶- مشخصات ژئوتکنیکی زمین محل پروژه؛

۷- طیف طرح و در صورت لزوم شتابنگاشت های مورد نیاز.

ارزیابی اولیه از وضعیت موجود ساختمان که بدون انجام سونداژ و آزمایش ها و به استناد مدارک و اطلاعات موجود و نیز نتایج بازرسی شهودی توسط ارزیاب مجرب صورت می پذیرد، تحت عنوان ارزیابی کیفی شناخته می شود. این اصطلاح در دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود مطرح نشده است. نمونه ای از چک لیست های ارزیابی کیفی در پیوست شماره چهار ارائه شده است.

پیوست‌های فصل ۱

پیوست ۱- نمونه‌ی چک‌لیست بازدید محلی

پیوست ۲- نمونه‌ی چک‌لیست بررسی مدارک موجود

پیوست ۳- نمونه‌ی چک‌لیست سونداژ

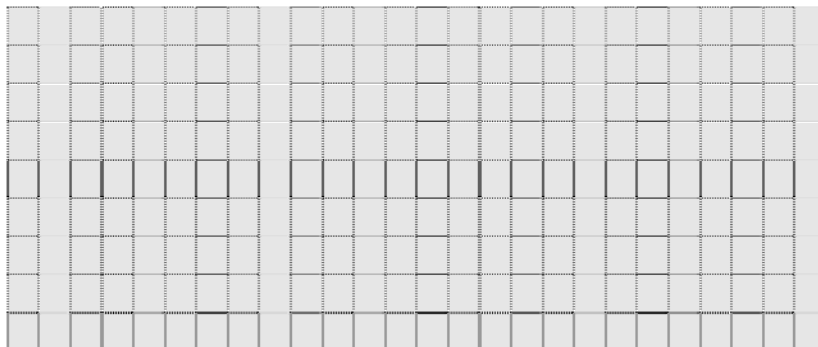
پیوست ۴- نمونه‌ی چک‌لیست ارزیابی کیفی

پیوست ۱- نمونه‌ی چک لیست بازدید محلی

۱- آدرس ساختمان:

۲- طول و عرض جغرافیایی در ورودی اصلی ساختمان:

۳- کروکی موقعیت زمین و ساختمان:



۴- آیا تجهیزات هشدار دهنده‌ی دود و نشت گاز در ساختمان وجود دارد؟

خیر ☐ بله ☐ وضعیت تجهیزات هشدار دهنده‌ی دود و نشت گاز:

۵- آیا تجهیزات آتش نشانی در ساختمان وجود دارد؟

خیر ☐ بله ☐ وضعیت تجهیزات آتش نشانی:

۶- آیا رویه‌ی مقاوم در برابر آتش بر روی اعضای سازه‌ای وجود دارد؟

خیر ☐ بله ☐ جنس و وضعیت رویه‌ی مقاوم در برابر آتش:

۷- آیا تغییرات در پلان معماری اولیه وجود دارد؟

خیر ☐ بله ☐ شرح تغییرات پلان معماری:

۸- آیا بخش جدیدی به سازه‌ی موجود اضافه شده است؟

خیر ☐ بله ☐ شرح بخش‌های جدید اضافه شده:

۹- وضعیت توپوگرافی منطقه:

ساختمان واقع بر خط‌الرأس با سراسیمه‌ی تند ☐ ساختمان واقع بر خط‌القعر و نواحی پست ☐

ساختمان در مجاورت خاکریزی یا خاکبرداری ☐ ساختمان بر روی زمین با شیب تند ☐

۱۰- آیا احتمال دارد ساختمان بر روی خاک دستی احداث گردیده باشد؟ ☐ خیر ☐ بله ☐

۱۱- آیا سابقه‌ی روانگرایی در منطقه دیده شده است؟ ☐ خیر ☐ بله ☐

۱۲- آیا احتمال روانگرایی در منطقه وجود دارد؟ ☐ خیر ☐ بله ☐

۱۳- آیا سابقه‌ی زمین‌لغزش در منطقه دیده شده است؟ ☐ خیر ☐ بله ☐

۱۴- آیا احتمال زمین‌لغزش در منطقه وجود دارد؟ ☐ خیر ☐ بله ☐

۱۵- آیا در نزدیکی ساختمان تونل، حفره‌های بزرگ و یا قنات وجود دارد؟

خیر ☐ بله ☐ فاصله از ساختمان:

۱۶- آیا از نزدیکی ساختمان خط مترو عبور می‌کند؟

خیر ☐ بله ☐ فاصله از ساختمان:

۱۷- آیا ساختمان در محدوده یا مسیر قنات قرار گرفته است؟ ☐ خیر ☐ بله ☐

۱۸- آیا ساختمان در مسیر ساخته شده است؟ ☐ خیر ☐ بله ☐

۱۹- ویژگی‌های اصلی و قابل توجه خاک:

۲۰- وضعیت زمین اطراف ساختمان از نظر جنس خاک و سطح آب زیرزمینی با توجه به سوابق قابل مشاهده‌ی محلی مانند گودبرداری‌های اطراف

چگونه است؟

۲۱- امکان انجام عملیات اجرایی بهسازی ساختمان در زمان‌های مختلف چگونه است؟

۲۲- آیا محوطه‌ی لازم برای انجام عملیات اجرایی بهسازی و فضای لازم برای استقرار ماشین‌آلات موجود است؟

☐ بله

☐ خیر

☐ بله

☐ خیر

۲۳- آیا ساختمان‌های مجاور در انجام عملیات اجرایی بهسازی مانع ایجاد می‌کنند؟

۲۴- وضعیت ساختمان‌های مجاور:

مجاورت دارد (فاصله و اختلاف تراز طبقات بین دو ساختمان)	مجاورت ندارد	وجه ساختمان
☐	☐	وجه شرقی
☐	☐	وجه غربی
☐	☐	وجه شمالی
☐	☐	وجه جنوبی

۲۵- شناسایی وضعیت اجزای مشترک با ساختمان مجاور:

نوع اشتراک	توضیح
☐ ستون مشترک	
☐ تیر مشترک	
☐ سقف مشترک	
☐ پله‌ی مشترک	
☐ دیوار مشترک	
☐ سایر	

۲۶- بررسی احتمال آسیب ناشی از ساختمان مجاور:

نوع خطر آسیب‌دیدگی	توضیح (محل و نوع)
☐ سقوط اجزای سست	
☐ انفجار	
☐ آتش‌سوزی	
☐ نشست مواد شیمیایی	
☐ سایر:	

۲۷- کیفیت نگهداری از ساختمان در طول بهره‌برداری:

☐

وجود فرسودگی در اجزای غیر سازه‌ای

☐

وجود خوردگی یا زنگ‌زدگی در اجزای سازه‌ای

۲۸- نوع پوشش اجزای سازه‌ای چگونه است؟

۲۹- آیا ساختمان دارای آسانسور است؟ تعداد و ظرفیت آن ذکر شود؟

۳۰- فهرست اجزای غیرسازه‌ای ساختمان ضمیمه شود.

پیوست ۲- نمونه‌ی چک لیست بررسی مدارک موجود

۱- موقعیت ساختمان:

استان	شهرستان	شهر	منطقه‌ی شهرداری	منطقه از نظر پهنه‌بندی خطر زلزله بر اساس استاندارد ۲۸۰۰

۲- تاریخچه‌ی ساختمان:

سال بهره‌برداری:

سال شروع ساخت:

سال طراحی سازه:

۳- عوامل ساخت:

مشاور:

کار فرما:

بہرہ دار:

بیمانکار:

٤- مشخصات طبقات ساختمان:

[illegible]

۵- سطح کل زمین: متر مربع

۶- کاربری ساختمان:

کاربری قبلی:

کاربری فعلی:

۷- اسناد و مدارک موجود

موجود است		موجود نیست	اسناد و مدارک موجود ^۱
کامل است	ناقص است (موارد نقص)		
نقشه‌های معماری			
- پلان معماری طبقات	☐	☐	☐
- مقاطع ساختمان	☐	☐	☐
- نماها	☐	☐	☐
- نقشه‌ی محوطه‌ی ساختمان	☐	☐	☐
- پلان جانمایی سقف‌های کاذب	☐	☐	☐
جزئیات معماری			
- سقف‌های سازه‌ای و کاذب	☐	☐	☐
- دیوارهای پیرامونی	☐	☐	☐
- دیوارهای تیغه‌بندی	☐	☐	☐
- پله‌ها	☐	☐	☐
- نماها	☐	☐	☐

اسناد و مدارک موجود ^۱		موجود نیست	موجود است	
			کامل است	ناقص است (موارد نقص)
۳-۵	نقشه‌های سازه‌ای			
	پلان تیرریزی	☐	☐	: ☐
	پلان ستون‌گذاری	☐	☐	: ☐
	قاب‌ها	☐	☐	: ☐
	پلان جانمایی دیواربرشی	☐	☐	: ☐
	پلان پی	☐	☐	: ☐
	جزییات سازه‌ای			
	مشخصات مقاطع تیرها	☐	☐	: ☐
	مشخصات مقاطع ستون‌ها	☐	☐	: ☐
	مشخصات مقاطع دیوار برشی	☐	☐	: ☐
	جزییات اتصالات تیر به ستون	☐	☐	: ☐
	جزییات قطعات فلزی به‌کاررفته در بتن	☐	☐	: ☐
	جزییات وصله‌ی میلگردها در تیرها و ستون‌ها	☐	☐	: ☐
	جزییات مهار میلگردها در تیرها و ستون‌ها	☐	☐	: ☐
	جزییات اتصال ستون به پی	☐	☐	: ☐
	جزییات آرماتورگذاری پی	☐	☐	: ☐
	جزییات سازه‌ای پله‌ها	☐	☐	: ☐
	جزییات اجرایی سقف‌ها	☐	☐	: ☐
	جزییات اتصال میانقاب‌ها	☐	☐	: ☐
	جزییات اتصال نما به سازه	☐	☐	: ☐
۳-۶	جزییات غیرسازه‌ای			
	نقشه‌های تاسیساتی	☐	☐	: ☐
	دفترچه‌ی محاسبات	☐	☐	: ☐
	دستورکارها	☐	☐	: ☐
	صورتحجلسه‌ها	☐	☐	: ☐
	فهرست نواقص تحویل موقت و صورتحجسات رفع آن‌ها	☐	☐	: ☐
	گزارش‌های ژئوتکنیک	☐	☐	: ☐
	گزارش‌های تحلیل خطر ساختگاه	☐	☐	: ☐
	گزارش آزمایش مصالح			
	فولادی	☐	☐	: ☐
	بتن	☐	☐	: ☐
	میلگرد	☐	☐	: ☐

۱- در صورتی که هرگونه مرمت یا بازسازی در ساختمان صورت گرفته است، لازم است مدارک مرتبط برای تعیین نواقص، مطابق با چک‌لیست فوق کنترل شوند.

۸- سیستم سازه‌ای ساختمان:

سیستم سازه‌ای امتداد	قاب خمشی		قاب خمشی با میانقاب		قاب بتنی مهاربندی شده	قاب بتنی پیش ساخته
	تیر- ستون	دال- ستون	میانقاب با مصالح بتنی	میانقاب با مصالح بنایی		
امتداد اصلی اول	☐	☐	☐	☐	☐	☐
امتداد اصلی دوم (متعامد)	☐	☐	☐	☐	☐	☐

۹- اجزای سازه‌ای:

۹-۱- دیوارهای سازه‌ای:

- ☐ دیوار برشی بتنی معمولی
☐ دیوار برشی بتنی هم‌بند
☐ دیوار برشی فولادی
☐ سایر

۹-۲- پی‌ها:

- ☐ منفرد
☐ نواری
☐ گسترده
☐ عمیق
☐ سایر

۹-۳- نوع دیافراگم:

- ☐ تیرچه بلوک
☐ دیال بتنی
☐ دال و تیرچه بتنی
☐ طاق ضربی
☐ مرکب
☐ مهاربندی فولادی افقی
☐ کف فلزی با پوشش بتن سازه‌ای
☐ کف فلزی با پوشش بتن غیر سازه‌ای
☐ کف فلزی بدون پوشش
☐ سایر

۱۰- میانقاب‌ها

۱۰-۱- نوع مصالح میانقاب:

۱۰-۲- میانقاب‌های موجود در ساختمان کدام یک از شرایط زیر را ارضا می‌کنند:

میانقاب جداشده ☐: میانقابی که در بالا و اطراف خود دارای درزهایی با قاب است به طوری که وقوع حداکثر تغییر شکل‌های مورد انتظار قاب را به‌طور آزادانه امکان‌پذیر می‌سازد.

میانقاب برشی ☐: میانقاب در هر چهار طرف به‌طور کامل با قاب محیطی خود در تماس است.

پیوست ۳- نمونه‌ی چک لیست سونداژ

۱- سونداژ جزییات اتصال تیر به ستون

ردیف	جزئیات اتصال تیر به ستون	برداشت شد	برداشت نشد
۱-۱	ابعاد اتصال	☐	☐
۲-۱	نوع میلگرد	☐	☐
۳-۱	مقدار میلگرد عرضی و مشخصات آن‌ها	☐	☐
۴-۱	مقدار میلگرد طولی و مشخصات آن‌ها	☐	☐
۵-۱	مشخصات طول مهارى و یا وصله‌ها	☐	☐
۶-۱	هندسه‌ی کلی اتصال	☐	☐

نمای روبرو	نمای کناری
نمای پایین	نمای بالا
کروکی جزییات اتصال تیر به ستون	

۲- سونداژ جزییات تیرها

ردیف	جزئیات تیرها	برداشت شد	برداشت نشد
۱-۲	ابعاد مقطع تیرها	☐	☐
۲-۲	مشخصات میلگردهای طولی و عرضی	☐	☐
۳-۲	مشخصات وصله‌ها و طول مهار	☐	☐
۴-۲	مشخصات میلگردهای عرضی در نواحی بحرانی تیر	☐	☐
۵-۲	مشخصات اتصال تیر به دیافراگم	☐	☐
۶-۲	مقطع تیرها	☐	☐

کروکی جزییات تیرها

۳- سونداژ جزییات ستون‌ها

ردیف	جزییات ستون‌ها	برداشت شد	برداشت نشد
۱-۳	ابعاد مقطع ستون‌ها	☐	☐
۲-۳	مشخصات میلگردهای طولی و عرضی	☐	☐
۳-۳	مشخصات وصله‌ها و طول مهارب	☐	☐
۴-۳	مشخصات میلگردهای عرضی در نواحی بحرانی ستون	☐	☐
۵-۳	مقطع ستون‌ها	☐	☐

کروکی جزییات ستون‌ها

۴- سونداژ جزییات دیوارهای برشی

ردیف	ابعاد مقطع دیوارهای برشی	برداشت شد	برداشت نشد
۱-۴	ابعاد مقطع تیرهای همبند (در صورت وجود)	☐	☐
۲-۴	ضخامت و ابعاد نواحی مرزی (در صورت وجود)	☐	☐
۳-۴	مشخصات میلگردگذاری طولی و عرضی دیوار	☐	☐
۴-۴	مشخصات میلگردگذاری طولی و عرضی نواحی مرزی (در صورت وجود)	☐	☐
۵-۴	مشخصات میلگردگذاری طولی و عرضی در تیرهای همبند (در صورت وجود)	☐	☐

کروکی جزییات دیوارهای برشی

۵- سونداژ جزییات پای ستون‌ها

ردیف	جزییات پای ستون‌ها	برداشت شد	برداشت نشد
۱-۵	مشخصات میلگردگذاری طولی و عرضی در محل اتصال ستون‌ها به پی	☐	☐
۲-۵	مشخصات وصله‌ها و طول مهارگی	☐	☐
۳-۵	نمای کلی پای ستون‌ها	☐	☐

کروکی جزییات پای ستون‌ها

۶- سونداژ جزییات دیافراگم‌ها

ردیف	جزئیات دیافراگم‌ها	برداشت شد	برداشت نشد
۱-۶	نوع دیافراگم‌ها	☐	☐
۲-۶	جزئیات معماری دیافراگم‌ها	☐	☐
۳-۶	جزئیات سازه‌ای دیافراگم‌ها شامل ضخامت بتن یا مشخصات پروفیل‌ها و فواصل آن‌ها	☐	☐
۴-۶	جهت تیرریزی	☐	☐

کروکی جزییات دیافراگم‌ها

۷- سونداژ جزییات و محل تغییر ابعاد ستونها

ردیف	جزئیات محل تغییر ابعاد مقطع ستونها	برداشت شد	برداشت نشد
۱-۷	مشخصات میلگردهای طولی و عرضی	☐	☐
۲-۷	مشخصات وصله‌ها و طول مهاري	☐	☐
۳-۷	نمای کلی محل تغییر ابعاد ستونها	☐	☐

کروکی جزییات تغییر ابعاد ستونها

۸- سونداژ جزییات میانقاب‌ها

ردیف	جزییات میانقاب‌ها	برداشت شد	برداشت نشد
۱-۸	نوع و جنس دیوارها	☐	☐
۲-۸	ضخامت دیوارها	☐	☐
۳-۸	ابعاد دیوارها	☐	☐
۴-۸	نوع آجر و ملات	☐	☐
۵-۸	فاصله‌ی میانقاب‌ها از طرفین و بالا با قاب محیطی	☐	☐
۶-۸	مشخصات ابزار اتصال میانقاب‌ها به قاب در صورت وجود	☐	☐

کروکی جزییات میانقاب‌ها

۹- سونداژ جزییات اجزای غیرسازه‌ای

ردیف	جزئیات اجزای غیرسازه‌ای	برداشت شد	برداشت نشد
۱-۹	نوع اجزای غیرسازه‌ای (معماری، مکانیکی، برقی، مخابراتی)	☐	☐
۲-۹	ابعاد هندسی اجزای غیرسازه‌ای	☐	☐
۳-۹	وزن اجزای غیرسازه‌ای و موقعیت مرکز جرم آن	☐	☐
۴-۹	موقعیت قرارگیری اجزای غیرسازه‌ای در طبقات ساختمان	☐	☐
۵-۹	موقعیت قرارگیری اجزای غیرسازه‌ای در ارتفاع طبقه	☐	☐
۶-۹	کروکی موقعیت قرارگیری و ابعاد اجزای غیرسازه‌ای	☐	☐

کروکی موقعیت قرارگیری و ابعاد اجزای غیرسازه‌ای

۱۰- سونداژ جزییات اتصال اجزای غیرسازه‌ای

ردیف	جزئیات اتصال اجزای غیرسازه‌ای	برداشت شد	برداشت نشد
۱-۱۰	نوع اتصالات (جوشی، پیچی، استفاده از جداسازها)	☐	☐
۲-۱۰	نوع قید اتصالات (غلتکی، مفصلی، لغزشی و)	☐	☐
۳-۱۰	ابعاد و طول جوش در اتصالات جوشی	☐	☐
۴-۱۰	تعداد و ابعاد پیچ‌ها در اتصالات پیچی	☐	☐
۵-۱۰	جزئیات سایر اتصالات به‌کاررفته	☐	☐
۶-۱۰	کروکی اتصالات به‌کاررفته	☐	☐

کروکی اتصالات اجزای غیرسازه‌ای

۱۱- سونداژ جزییات پی

ردیف	جزییات پی	برداشت شد	برداشت نشد
۱-۱۱	نوع پی	☐	☐
۲-۱۱	طول، عرض و ضخامت پی	☐	☐

کروکی ابعاد پی

پیوست ۴- نمونه‌ی چک لیست ارزیابی کیفی

چک لیست ارزیابی کیفی		صفحه: ۱ از ۳
۱- ارزیابی کلی سازه		
۱- آیا مسیرهای انتقال بار ثقلی تا روی پی ادامه دارند؟	☐ بله ☐ خیر	☐ نامشخص
۲- آیا مسیرهای انتقال بار جانبی تا روی پی ادامه دارند؟	☐ بله ☐ خیر	☐ نامشخص
۳- درز انقطاع با ساختمان‌های مجاور: ☐ وجود دارد (کمتر از مقدار مجاز - ☐ بیش تر از مقدار مجاز)	☐ وجود ندارد	☐ وجود ندارد
۴- اجزای سازه‌ای مشترک بین ساختمان‌های مجاور: ☐ وجود دارد ☐ وجود ندارد		
۵- آیا احتمال بروز آسیب ناشی از ساختمان‌های مجاور وجود دارد؟ ☐ بله (سقوط اجزای سست - ☐ آتش سوزی - ☐ سایر موارد)	☐ خیر	
۶- به طور کلی، سازه در پلان: ☐ منظم ☐ نامنظم (عدم تقارن اعضای سیستم باربر جانبی - ☐ توزیع نامتناسب جرم در پلان - ☐ نامنظمی هندسی)		
۷- به طور کلی، سازه در ارتفاع: ☐ منظم ☐ نامنظم (طبقه نرم یا ضعیف - ☐ توزیع نامتناسب جرم - ☐ نامنظمی هندسی)	☐ نامشخص	
۸- احتمال وقوع پیچش چقدر است؟ ☐ زیاد ☐ متوسط ☐ کم	☐ نامشخص	
۹- آیا اعضای باربر جانبی در ارتفاع تغییر صفحه دارند؟ ☐ بله ☐ خیر	☐ نامشخص	
۱۰- آیا تیغه‌های داخلی به طور منظم و متقارن در کف طبقات توزیع شده‌اند؟ ☐ بله ☐ خیر	☐ نامشخص	
۲- پی		
۱۱- نشست در سازه: ☐ وجود ندارد ☐ وجود دارد (☐ یکنواخت - ☐ غیر یکنواخت)		
۱۲- وضع ظاهری پی‌ها: ☐ مناسب ☐ نامناسب (.....)	☐ نامشخص	
۱۳- آیا پی‌ها در یک تراز قرار دارند؟ ☐ بله ☐ خیر		
۱۴- تراز آب زیرزمینی نسبت به سطح زمین چقدر است؟ ☐ بیش از ۲۰ متر ☐ بین ۱۰ تا ۲۰ ☐ بین ۲ تا ۱۰ ☐ کمتر از ۲ متر		
۱۵- آیا شواهدی از خاک‌شستگی و سایش خاک اطراف پی وجود دارد؟ ☐ بله ☐ خیر	☐ نامشخص	
۱۶- آیا پی مشترک با سازه مجاور دارد؟ ☐ بله ☐ خیر	☐ نامشخص	
۳- کف‌ها و بام		
۱۷- آیا کف در مجاورت دهانه‌های مهاربندی شده دارای باز شو هستند؟ ☐ بله (کمتر از مقدار مجاز - ☐ بیش از مقدار مجاز)	☐ خیر	
۱۸- آیا بازشوایی در کف با عرض بیش از ۴/ بعد ساختمان، وجود دارد؟ ☐ بله ☐ خیر		
۱۹- انسجام و یکپارچگی کف‌ها و بام را چگونه ارزیابی می‌کنید؟ ☐ مناسب ☐ نامناسب		
۲۰- اتصال قطعات بام به اجزای سازه را چگونه ارزیابی می‌کنید؟ ☐ مناسب ☐ خطر سقوط وجود دارد ☐ مصداق ندارد		
۲۱- آیا ترک‌های غیرعادی در سقف‌های بتنی دیده می‌شود؟ ☐ بله ☐ خیر	☐ نامشخص	
۲۲- در صورت استفاده از ورق‌های موج‌دار در سقف، ورق‌ها به طور مطلوب به اسکلت سقف مهار شده‌اند؟ ☐ بله ☐ خیر	☐ مصداق ندارد	
۲۳- در سقف‌های تیرچه‌بلوک با دهانه‌های بیش از ۴ متر، تیرچه‌ها دارای کلاف عرضی هستند؟ ☐ بله ☐ خیر	☐ نامشخص ☐ مصداق ندارد	
۲۴- سیستم سقف در محل تکیه‌گاه‌ها به عناصر زیر سری به طور مناسب متصل شده است؟ ☐ بله ☐ خیر	☐ نامشخص	
۴- سازه‌ی بتنی		
۲۵- کیفیت ظاهری بتن چگونه است؟ ☐ مناسب ☐ ترک سطحی ☐ ترک عمیق ☐ کنده‌شدگی پوشش بتن		
۲۶- کیفیت اجرای بتن را چگونه ارزیابی می‌کنید؟ ☐ مناسب ☐ نامناسب	☐ نامشخص	
۲۷- آیا در اعضای بتنی موردی که کرمو باشد، رویت می‌شود؟ ☐ بله ☐ خیر	☐ نامشخص	
۲۸- ابعاد ستون‌ها را چگونه ارزیابی می‌کنید؟		
☐ مناسب ☐ وجود بعد کوچک‌تر از ۲۵ cm ☐ عرض ستون کمتر از ۳/۰ بعد دیگر ☐ نسبت طول آزاد به عرض ستون بیش تر از ۲۵		
۲۹- ابعاد تیرها را چگونه ارزیابی می‌کنید؟ ☐ مناسب ☐ وجود بعد کوچک‌تر از ۲۵ cm ☐ ارتفاع بیش از ۴/ طول دهانه	☐ عرض تیر کمتر از ۴/ ارتفاع مقطع تیر ☐ عرض تیر بیش از عرض ستون به اضافه ۴/ ارتفاع تیر	
۳۰- آیا ستون کوتاه در قاب وجود دارد؟ ☐ بله ☐ خیر	☐ نامشخص	
۳۱- آیا فلسفه‌ی تیر ضعیف- ستون قوی رعایت شده است؟ ☐ بله ☐ خیر	☐ نامشخص	

صفحه: ۲ از ۳	چک‌لیست ارزیابی کیفی
☐ خیر	۳۲- ستون‌ها، تیرها و دیوارهای برشی دارای سابقه آسیب قبلی ناشی از آتش‌سوزی و یا ضربه هستند؟ ☐ بله ☐ خیر
☐ نامشخص	۳۳- آیا تغییر ناگهانی در مقطع تیرها و ستون‌ها مشاهده می‌شود؟ ☐ بله ☐ خیر
☐ نامشخص	۳۴- تیری که دارای خیز قابل توجهی باشد، وجود دارد؟ ☐ بله ☐ خیر
☐ خیر	۳۵- آیا خروج از مرکزیت محور تیر نسبت به محور ستون از $\frac{1}{8}$ عرض ستون بیش‌تر است؟ ☐ بله ☐ خیر
☐ خیر	۳۶- آیا ترک برشی در محل اتصال ستون‌ها به کف و سقف رویت می‌شود؟ ☐ بله ☐ خیر
☐ مصداق ندارد	۳۷- آیا دیوار حایل بتنی با اسکلت سازه اتصال دارد؟ ☐ بله ☐ خیر ☐ نامشخص ☐ مصداق ندارد
	۴-۱- دیوار برشی ☐ وجود دارد ☐ وجود ندارد
☐ مصداق ندارد	۳۸- آیا دیوارهای برشی دارای نسبت h_w/l_w (ارتفاع به طول) کوچک‌تر از ۴ هستند؟ ☐ بله ☐ خیر
☐ مصداق ندارد	۳۹- در دیوارهای با نسبت h_w/l_w بزرگ‌تر از ۲ از المان‌های مرزی استفاده شده است؟ ☐ بله ☐ خیر
☐ مصداق ندارد	۴۰- آیا ترک‌های قطری با عرض بیش از ۱ mm مشاهده می‌شود؟ ☐ بله ☐ خیر
☐ مصداق ندارد	۴۱- ابعاد بازشو دیافراگم‌ها در مجاورت دیوارهای برشی کمتر از $\frac{1}{4}$ طول دیوار است؟ ☐ بله ☐ خیر
	۵- دیوارها
☐ مجوف	۴۲- مصالح دیوارها از چه نوعی است؟ ☐ آجر سفالی ☐ بلوک سفالی ☐ بلوک سیمانی ☐ آجر فشاری
☐ نامشخص	۴۳- ملات مصرفی دیوارها چیست؟ ☐ ماسه سیمان ☐ ماسه آهک ☐ خاک و گل
☐ نامشخص	۴۴- کیفیت ملات مصرفی را چگونه ارزیابی می‌کنید؟ ☐ مناسب ☐ نامناسب (.....)
☐ نامشخص	۴۵- کیفیت اجرای دیوارها را چگونه ارزیابی می‌کنید؟ ☐ مناسب ☐ نامناسب (.....)
☐ مصداق ندارد	۴۶- آیا در محل درز انقطاع، تیغه‌ها و دیوارها قطع شده‌اند؟ ☐ بله ☐ خیر ☐ نامشخص ☐ مصداق ندارد
☐ نامشخص	۴۷- خطر واژگونی دیوارها و مسدود شدن ورودی یا خروجی‌ها را چگونه ارزیابی می‌کنید؟ ☐ زیاد ☐ کم ☐ بدون خطر
☐ خیر	۴۸- آیا ترک در دیوارها رویت می‌شود؟ ☐ بله (☐ ترک ضربدری ناشی از زلزله- ☐ ترک عمودی ناشی از نشست- ☐ سایر موارد ...) ☐ خیر
☐ مصداق ندارد	۴۹- آیا جان‌پناه‌ها به‌طور مناسب مهار شده‌اند؟ ☐ بله ☐ خیر ☐ نامشخص ☐ مصداق ندارد
	۵-۱- میانقاب‌های مصالح بنایی ☐ وجود دارد ☐ وجود ندارد
☐ خیر	۵۰- آیا ترک‌های قطری مشاهده می‌شود؟ ☐ بله (☐ ترک ضربدری ناشی از زلزله- ☐ ترک عمودی ناشی از نشست- ☐ سایر موارد ...) ☐ خیر
☐ نامشخص	۵۱- آیا میانقاب‌ها به‌طور پیوسته تا روی فونداسیون ادامه دارند؟ ☐ بله ☐ خیر
☐ نامشخص	۵۲- آیا کیفیت اجرای ملات میانقاب‌ها مناسب به نظر می‌رسد؟ ☐ بله ☐ خیر
☐ خیر	۵۳- آیا اجرای میانقاب‌ها سبب ایجاد ستون کوتاه شده است؟ ☐ بله ☐ خیر
	۵-۲- دیوار غیرسازه‌ای ☐ وجود دارد ☐ وجود ندارد
☐ نامشخص	۵۴- آیا دیوارهای غیرسازه‌ای داخلی دارای مهار کافی در خارج از صفحه خود هستند؟ ☐ بله ☐ خیر
☐ مصداق ندارد	۵۵- دیوارهای غیرسازه‌ای مصالح بنایی که ارتفاعشان کمتر از ارتفاع طبقه است، با کلاف‌های افقی یا قائم به سازه متصل شده‌اند؟ ☐ بله ☐ خیر ☐ نامشخص ☐ مصداق ندارد
☐ نامشخص	۵۶- آیا طول آزاد تیغه‌ها یا دیوارهای غیرسازه‌ای واقع بین دو پشت‌بند یا کلاف قائم، کمتر از حداکثر مقدار مجاز است؟ ☐ بله ☐ خیر
☐ نامشخص	۵۷- آیا ارتفاع تیغه‌ها یا دیوارهای غیرسازه‌ای، کمتر از حداکثر مقدار مجاز است؟ ☐ بله (☐ بدون کلاف افقی- ☐ با استفاده از کلاف افقی مناسب- ☐ با استفاده از کلاف افقی نامناسب) ☐ خیر
☐ نامشخص	۵۸- ابعاد پشت‌بند دیوارها مناسب است؟ ☐ بله ☐ خیر ☐ نامشخص
☐ نامشخص	۵۹- آیا اتصال کافی بین دیوارهای غیرسازه‌ای با دیوارهای سازه‌ای یا کلاف‌ها و ستون‌ها وجود دارد؟ ☐ بله ☐ خیر
	۶- اجزای غیر سازه‌ای
	۶-۱- قطعات الحاقی بیرونی ☐ وجود دارد ☐ وجود ندارد
☐ خیر	۶۰- آیا در خارج از ساختمان قطعات الحاقی وجود دارد؟ ☐ بله (☐ مهار مناسب به سازه- ☐ مهار نامناسب به سازه) ☐ خیر
☐ خیر	۶۱- آیا در صورت سقوط قطعات الحاقی، افراد صدمه می‌بینند؟ ☐ بله ☐ خیر

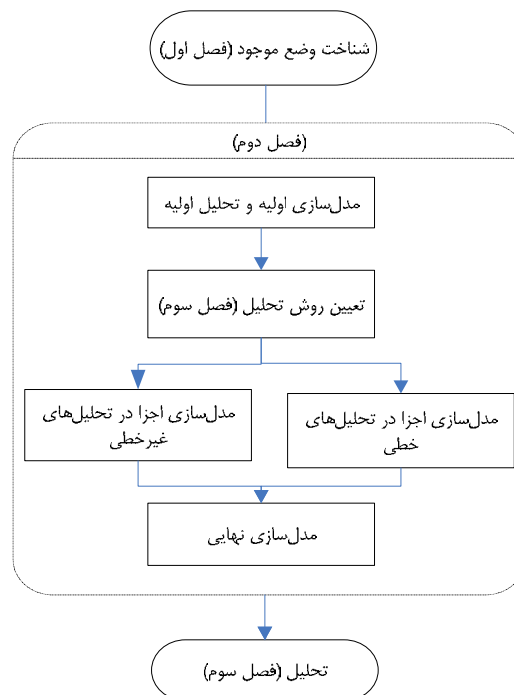
صفحه: ۳ از ۳		چک لیست ارزیابی کیفی	
۶۲- آیا قطعات الحاقی خاص با جنبه فقط معماری در نمای ساختمان وجود دارد؟		☐ بله ☐ (پایداری لرزه‌ای مناسب- ☐ ناپایدار لرزه‌ای)	☐ خیر
۶۳- نرده‌ها و سایر ملحقات موجود در نما به‌طور مناسب به سازه متصل شده‌اند؟		☐ بله ☐ خیر	☐ مصداق ندارد
۶۴- آیا پله‌ی فرار در ساختمان وجود دارد؟		☐ وجود دارد- لازم است ☐ وجود ندارد- لازم است	☐ وجود ندارد- لازم نیست
۶۵- آیا قطعات سنگین در لبه‌ی بام یا تراس‌ها و طره‌های بیرونی ساختمان وجود دارد؟		☐ بله ☐ (مهار مناسب- ☐ مهار نامناسب- ☐ بدون مهار)	☐ خیر
۶-۲- آویزها و قطعات درون ساختمان		☐ وجود دارد ☐ وجود ندارد	
۶۶- آویزهای سنگین در ساختمان وجود دارد؟		☐ بله ☐ (مهار مناسب- ☐ مهار نامناسب)	☐ خیر
۶۷- قطعاتی که به دیوارها متصل هستند، به خوبی مهار شده‌اند؟		☐ بله ☐ خیر	
۶۸- خطر واژگونی و یا لغزش تجهیزات و آسیب به سازه و افراد را چگونه ارزیابی می‌کنید؟		☐ زیاد ☐ کم ☐ بدون خطر	
۶۹- آیا قفسه‌ها، کمد‌ها و سایر لوازم و تجهیزات به‌طور مناسب به کف و دیوار و سازه مهار شده‌اند؟		☐ بله ☐ (مهار مناسب- ☐ مهار نامناسب)	☐ خیر
۶-۳- تاسیسات مکانیکی		☐ وجود دارد ☐ وجود ندارد	
۷۰- آیا فاصله‌ی مهار کانال‌ها مناسب است؟		☐ بله ☐ خیر	
۷۱- آیا لوله‌ها در محل تکیه‌گاه‌ها دارای اتصالات مناسب هستند؟		☐ بله ☐ خیر	
۷۲- نحوه‌ی مهار کانال‌های تاسیساتی مناسب است؟		☐ بله ☐ خیر	
۷۳- لوله‌ها و کانال‌ها در محل عبور از دیوار و یا درز انقطاع، به‌طور صحیحی اجرا شده‌اند؟		☐ بله ☐ خیر	☐ مصداق ندارد
۶-۴- شیشه‌ها		☐ وجود دارد ☐ وجود ندارد	
۷۴- آیا قاب شیشه‌ها در برابر زلزله از پایداری مناسبی برخوردار هستند؟		☐ بله ☐ خیر	
۷۵- آیا نحوه‌ی قرارگیری شیشه‌ها در قاب به گونه‌ای است که تغییر شکل سازه باعث شکستن شیشه می‌شود؟		☐ بله ☐ خیر	☐ نامشخص
۷۶- آیا خطر برخورد قطعات غیرسازه‌ای که در مجاورت سطوح شیشه‌خور قرار دارند، وجود دارد؟		☐ بله ☐ خیر	
۷۷- در سازه‌های با نمای شیشه‌ای وسیع، شبکه‌ی قاب شیشه‌ها دارای جزییات و مقاومت لرزه‌ای مناسب است؟		☐ بله ☐ خیر ☐ نامشخص	☐ مصداق ندارد
۶-۵- نما		☐ وجود دارد ☐ وجود ندارد	
۷۸- آیا ترک و یا رگه‌های شکست در نما مشاهده می‌شود؟		☐ بله ☐ خیر	☐ مصداق ندارد
۷۹- احتمال سقوط مصالح نما را چگونه ارزیابی می‌کنید؟		☐ زیاد ☐ کم ☐ بدون خطر	☐ نامشخص
۸۰- آیا در نماسازی با سنگ پلاک، سنگ‌ها به‌طور مناسب مهار شده‌اند؟		☐ بله ☐ خیر	☐ مصداق ندارد
۶-۶- سقف کاذب		☐ وجود دارد ☐ وجود ندارد	
۸۱- آیا سقف کاذب دارای مهار مناسب به سقف سازه‌ای است؟		☐ بله ☐ خیر	
۸۲- آیا سقف کاذب با مصالح سبک اجرا شده است؟		☐ بله ☐ خیر	
۸۳- آیا فاصله‌ی مناسب بین سقف کاذب با دیوارها و ستون‌ها رعایت شده است؟		☐ بله ☐ خیر	
۸۴- اجزای سقف کاذب در تمام جهات به‌طور مناسب، به شبکه‌ی سقف کاذب متصل شده‌اند؟		☐ بله ☐ خیر	
۸۵- سیستم روشنایی به‌طرز مناسبی به سقف متصل شده است؟		☐ بله ☐ خیر	
۶-۷- ملاحظات ایمنی			
۸۶- نحوه‌ی دسترسی به ساختمان به منظور امدادرسانی مناسب است؟		☐ بله ☐ خیر	
۸۷- احتمال بروز آتش‌سوزی در هنگام وقوع زلزله را چگونه ارزیابی می‌کنید؟		☐ زیاد ☐ کم ☐ نامشخص	
۸۸- آیا اجزای اصلی سازه در مقابل آتش‌سوزی به‌طور مناسبی محافظت شده‌اند؟		☐ بله ☐ خیر	☐ نامشخص

فصل ۲

مدل سازی

۲-۱- مقدمه

مدل سازی ساختمان به منظور تحلیل نهایی سازه و برآورد پاسخ ها و تعیین واکنش ها انجام می شود. یکی از عوامل موثر در روند مدل سازی سازه، نوع تحلیل در نظر گرفته شده برای آن است که در اغلب موارد مستلزم کنترل شرایط کاربرد روش های تحلیل است. در طی بررسی شرایط کاربرد، صحت فرضیات مدل سازی نیز کنترل می شود. نحوه ی مدل سازی صحیح و روند اعمال ضوابط لازم در مدل در این فصل توضیح داده می شود. شکل (۲-۱) جایگاه و مراحل این فصل در روند ارزیابی لرزه ای ساختمان ها را تبیین می نماید.



شکل (۲-۱): مراحل مدل سازی

مطالب این فصل را می توان به دو بخش کلی تقسیم بندی کرد. در بخش اول ملاحظات کلی مدل سازی توضیح داده می شود و در بخش دوم ملزومات مدل سازی هریک از اجزای سازه تشریح خواهد شد. ملاحظات کلی مدل سازی سازه برای تحلیل های خطی و غیر خطی به جز پاره ای نکات نظیر ملاحظات مربوط به مدل سازی دو بعدی تفاوت چندانی با هم ندارند. اما شیوه ی مدل سازی اجزا در تحلیل های خطی و غیرخطی متفاوت است که در بخش دوم این فصل به طور مشروح بیان می شود.

۲-۲- ملاحظات کلی مدل سازی سازه

هدف از بخش حاضر آشنایی با مراحل است که باید در مدل سازی کل سازه در نظر گرفته شود. در واقع در این قسمت طراح در مورد کلیات مدل تصمیم می گیرد و در قسمت بعدی مشخصات اجزای آن را تعیین می نماید.

۲-۲-۱- مدل سازی دوبعدی و سه بعدی برای تحلیل های خطی و غیرخطی

بر اساس دستورالعمل برای مدل سازی ساختمان ها در حالت تحلیل خطی باید همواره از مدل سه بعدی استفاده کرد، اما در تحلیل های غیر خطی در صورت برآورده شدن شرایط خاص می توان از مدل سازی دو بعدی نیز استفاده نمود. در مدل سازی سه بعدی، اعضای باربر در هر سه راستای متعامد سازه در مدل در نظر گرفته می شوند. علاوه بر این در چنین مدلی لازم خواهد بود که دیافراگم های افقی کف طبقات نیز به نحوی در مدل منظور شوند. نحوه ی مدل سازی دیافراگم ها در بند (۲-۲-۲) ذکر شده است. از مزایای مهم مدل سازی سه بعدی آن است که پیشش ناشی از خروج از مرکزیت نیروهای جانبی در آن به صورت خودکار لحاظ می شود. در مدل سازی دوبعدی، قاب های ساختمانی به طور مستقل مدل می شوند. مهم ترین عاملی که در تعیین شرایط دوبعدی یا سه بعدی بودن مدل موثر است، پیشش و نامنظمی در ساختمان است، که در بند (۲-۲-۴) تشریح می شود. شرایط استفاده از مدل سازی دوبعدی در شکل (۲-۶) به صورت مفصل توضیح داده شده است. همان طور که در این شکل مشهود است در صورت استفاده از مدل دو بعدی بایستی به نحو مناسبی اثرات پیشش ساختمان بر روی قاب جدا شده از سازه اعمال شود.

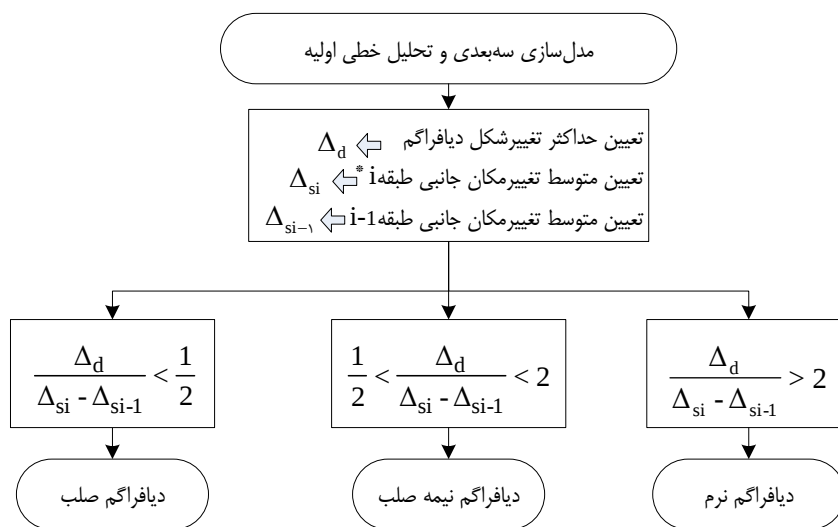
در حالت کلی شیوه ی مدل سازی اعضا برای تحلیل های خطی و غیر خطی مشابه یکدیگر است. در هنگام مدل سازی برای تحلیل های خطی تنها تعیین سختی اعضا ضرورت دارد، اما برای تعریف یک مدل در تحلیل های غیر خطی نیاز به رابطه ی نیرو- تغییر شکل عضو است که متضمن اطلاعات بسیار بیش تری است. جزییات بیش تر در این زمینه در بند (۲-۳) تشریح خواهد شد. با توجه به این که در شرایط فعلی و با وجود نرم افزارهای محاسباتی قوی امکان انجام تحلیل های خطی و غیر خطی برای مدل های سه بعدی فراهم است، توصیه می شود همواره یک مدل سه بعدی از سازه تهیه شود. تنها در صورتی که استفاده از یک مدل سه بعدی در یک سازه ی خاص منجر به بزرگ شدن بیش از اندازه ی حجم مدل و حجم اطلاعات ورودی و خروجی گسترده ای شود، استفاده از مدل دوبعدی توصیه می شود.

۲-۲-۲- دیافراگم ها

کف طبقات یا دیافراگم ها نیروی جانبی طبقات را بین اجزای قائم سیستم باربر جانبی توزیع می کند. فرضیات مدل سازی صحیح در مورد دیافراگم ها از یک سو منجر به توزیع صحیح نیروهای جانبی بین اجزای باربر قائم می شود و از سوی دیگر در برآورد صحیح نیروهای داخلی دیافراگم حایز اهمیت است. جامع ترین روش تحلیلی برای برآوردن دو نیاز مذکور، مدل سازی دیافراگم ها به صورت اجزای محدود همراه با بقیه ی اعضای سازه، شامل تیر، ستون و دیوار برشی در یک مدل سه بعدی کلی است. این کار منجر به تحلیل مستقیم دیافراگم ها به همراه بقیه ی سازه و تعیین واکنش های آن ها شده و مهندس طراح را از مدل سازی و تحلیل جداگانه ی دیافراگم ها بی نیاز می سازد. با توجه به سه بعدی و حجیم بودن مدل، این کار دقت و حساسیت بیش تری را طلب می کند. البته این روش در تحلیل های غیر خطی، با صرف زمان و هزینه ی بالا همراه بوده و در اغلب موارد عملی نیست. بنابراین در دیافراگم های متعارفی که فاقد بازشوهای بزرگ و نزدیک به هم بوده و دارای پلان نسبتاً منظمی هستند، مطلوب تر است که از روش های ساده شده برای مدل سازی دیافراگم ها استفاده شود.

برای اعمال روش های ساده شده در مدل سازی دیافراگم ها ابتدا باید برآورد مناسبی از سختی دیافراگم به عمل آید. دیافراگم ها از نظر میزان سختی درون صفحه خود به سه دسته تقسیم می شوند:

- ۱- دیافراگم صلب: اگر تحت بار جانبی، حداکثر تغییر شکل افقی دیافراگم کوچکتر از نصف متوسط تغییر مکان جانبی نسبی طبقه باشد، دیافراگم صلب محسوب می شود.
- ۲- دیافراگم نرم: اگر تحت بار جانبی حداکثر تغییر شکل افقی دیافراگم بزرگتر از دو برابر متوسط تغییر مکان جانبی نسبی طبقه باشد، دیافراگم نرم محسوب می شود.
- ۳- دیافراگم نیمه صلب: اگر دیافراگم نه صلب باشد و نه نرم، نیمه صلب محسوب می شود.
- روابط تشخیص انواع دیافراگم ها در شکل (۲-۲) آمده است. شکل (۳-۲) به تعریف تغییر شکل ها و تغییر مکان های تعریف شده در این شکل به صورت شماتیک می پردازد.



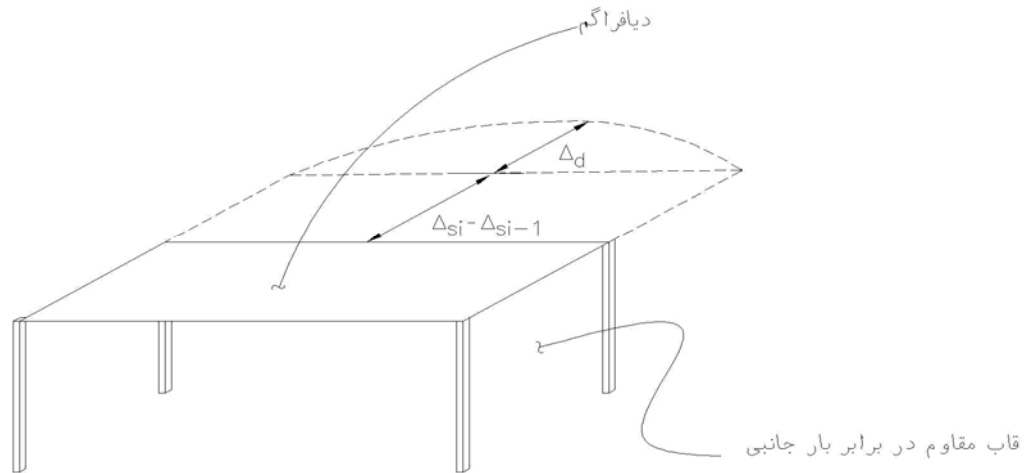
* طبقه i طبقه ای است که دیافراگم آن در حال بررسی است.

شکل (۲-۲): نحوه ی کنترل دیافراگم ها

برای دسته بندی دیافراگم ها، محاسبه ی تغییر شکل ها باید بر مبنای بار معادل استاتیکی مطابق بند (۳-۴-۲) انجام شود. توزیع نیروی افقی بر روی بخش های مختلف یک دیافراگم باید متناسب با توزیع جرم دیافراگم باشد. در صورت جابجا شدن محور سیستم باربر جانبی از طبقه ای به طبقه ی دیگر (مانند جابجا شدن محور مهاربند از طبقه ای به طبقه ی دیگر) باید اثرات نیروهای افقی به وجود آمده در دیافراگم در تغییر شکل آن منظور شود.

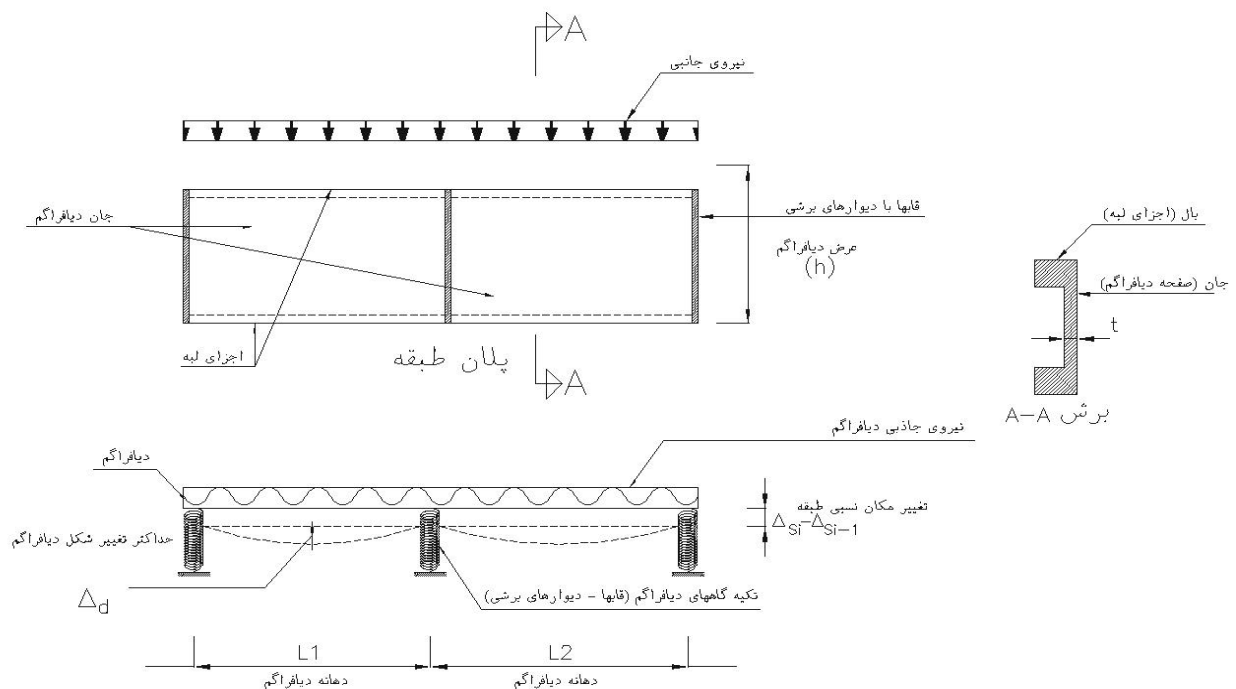
یک روش متداول برای به دست آوردن تغییر شکل دیافراگم ها مدل سازی آن ها به صورت تیر عمیق است. در این روش دیافراگم بر روی تکیه گاه هایی که همان اجزای قائم باربر جانبی (قاب ها و دیوارهای برشی) هستند، مدل می شود. نحوه ی انجام این مدل سازی در شکل (۲-۴) نمایش داده شده است. همان طور که در شکل دیده می شود، جان تیر عمیق همان صفحه ی افقی دیافراگم بوده و بال های آن اجزای لبه ی دیافراگم را شامل می شوند. لیکن باید توجه داشت به واسطه ی بزرگی نسبت عرض دیافراگم ها به دهانه ی آن ها معمولاً این اجزا به عنوان تیرهای عمیق محسوب شده و دیگر فرض مستوی ماندن مقاطع هنگام خمش در آن ها صادق نیست. بنابراین در محاسبه ی تغییر شکل این تیرها باید علاوه بر اثر تغییر شکل های خمشی، اثرات تغییر شکل های برشی نیز منظور شود. این کار یا با المان بندی دیافراگم با عناصر ورق یا با استفاده از المان تیر برشی انجام می شود. سختی

تکیه گاه های این تیر همان سختی سیستم باربر جانبی نسبت به کف طبقه ی زیرین آن است که به روش های متداول قابل محاسبه است.



شکل (۳-۲): تغییر شکل ها و تغییر مکان های افقی در کنترل دیافراگم ها

در دیافراگم های صلب، توزیع نیرو بین اجزای مقاوم در برابر نیروهای افقی به نسبت سختی این اجزا انجام می شود. در این صورت، مطابق روش معمول در اغلب نرم افزارهای رایانه ای می توان برای تحلیل سازه، گره های واقع در یک سطح را با هم مرتبط نمود به طوری که عملاً تغییر مکان های جانبی طبقه در صورت نبودن پیچش در کلیه ی گره های آن سطح یکسان باشد و یا در صورت وجود پیچش این تغییر مکان ها با یکدیگر رابطه خطی باشند.



شکل (۴-۲): مدل سازی دیافراگم به شکل تیر عمیق

۲-۲-۳- اعضای سازه‌ای اصلی و غیراصلی

در تمام ساختمان‌ها تقریباً تمامی اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای بر روی سختی، جرم و میرایی ساختمان موثر هستند و در هنگام زلزله دچار تغییرشکل شده و نیروهایی را متحمل می‌شوند. اما تمام آن‌ها برای پایداری ساختمان در برابر زلزله ضروری نیستند. اعضای اصلی، اعضای سازه‌ای هستند که نقش قابل توجهی در حمل بارهای جانبی دارند و اعضای که وجود آن‌ها می‌تواند برای حمل بارهای جانبی ضروری نباشد، به عنوان اعضای غیراصلی تعریف می‌شوند. در مورد گروه اعضای غیراصلی که از یک‌سو در برابر بارهای جانبی بسیار ضعیف بوده و رساندن آن‌ها به وضعیت ایده‌آل بسیار مشکل است و از سوی دیگر در پایداری کلی ساختمان در برابر بارهای جانبی نقش چندانی ندارند، سخت‌گیری کم‌تری در بهسازی لرزه‌ای اعمال می‌شود. تعیین اعضای غیر اصلی در سازه بستگی به قضاوت مهندسی دارد، اما به طور کلی می‌توان دو روند اصلی را برای تعیین اعضای غیراصلی مدنظر قرار داد:

- ۱- اعضای را که به نظر می‌رسد در طراحی اولیه جزو سیستم باربر جانبی اصلی منظور نشده‌اند را می‌توان اعضای غیر اصلی فرض کرد. انتظار می‌رود که حذف چنین اعضای از سازه خللی در سیستم باربر جانبی ایجاد نکند. به عنوان مثال تیغه‌های داخلی یا پوشش دال یا لنگر خمشی پای ستونی که در طراحی مفصل در نظر گرفته شده است، مقداری سختی جانبی در سازه ایجاد می‌کنند اما در طراحی اولیه سازه معمولاً از مقاومت جانبی آن‌ها صرف‌نظر می‌شود.
- ۲- برخی از اعضا تحت بار جانبی تغییرشکل‌هایی را متحمل می‌شوند که بیش از ظرفیت آن‌ها است و بسیار زودتر از اعضای دیگر باربری جانبی خود را از دست می‌دهند. در چنین شرایطی طراح می‌تواند این اعضا را غیراصلی فرض کرده و به آن‌ها اجازه‌ی تغییرشکل هم‌ساز با سازه بدهد، مشروط بر آن‌که این تغییرشکل‌ها و خرابی احتمالی ناشی از آن منجر به کاهش باربری قائم و جانبی سایر اعضا نشود. به عنوان مثال تیر همبند در دیوارهای هم‌بسته می‌تواند به عنوان عضو غیراصلی محسوب شود در صورتی که پس از تغییرشکل‌های زیاد و خارج شدن از سیستم باربرجانبی، دیوارها همچنان باربری جانبی را تامین کنند.

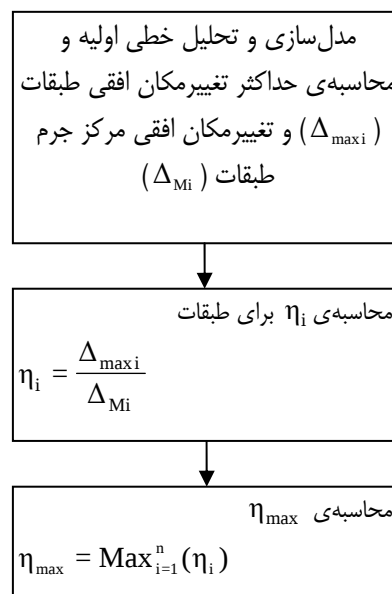
جدول (۲-۱): ضوابط مدل‌سازی اعضای اصلی و غیراصلی

نوع تحلیل	نحوه‌ی مدل‌سازی اعضای اصلی و غیراصلی	ضوابط کنترل‌کننده
خطی	می‌توان اعضای غیر اصلی را از مدل سازه حذف نمود.	چنانچه جمع سختی جانبی اعضای غیراصلی از ۲۵٪ جمع سختی جانبی اعضای اصلی ساختمان تجاوز نماید، باید تعدادی از آن‌ها را جزء اعضای اصلی محسوب نمود تا آن‌جا که این نسبت کم‌تر از ۲۵٪ شود. چنانچه حذف برخی از اعضای غیراصلی از مدل سبب کاهش نیرو یا تغییرشکل‌ها در اعضای اصلی سازه شود، باید آن اعضا مجدداً به مدل اضافه شوند. دسته‌بندی اعضای سازه به اعضای اصلی و غیراصلی نباید به گونه‌ای انجام شود که ساختمان نامنظم به ساختمان منظم تبدیل شود.
غیرخطی کامل	هر دو گروه اعضای اصلی و غیراصلی با مدل رفتاری کامل آن‌ها باید در مدل وارد شوند.	دسته‌بندی اعضای سازه به اعضای اصلی و غیراصلی نباید به گونه‌ای انجام شود که ساختمان نامنظم به ساختمان منظم تبدیل شود.
غیرخطی ساده‌شده	می‌توان فقط اعضای اصلی را مدل نمود و در مدل رفتاری آن‌ها از اثر کاهندگی صرف‌نظر نمود.	

در روش های تحلیل مختلف، انتخاب اعضای اصلی و غیراصلی باید ضوابط مندرج در جدول (۱-۲) را برآورده سازد. منظم بودن ساختمان باید یک بار با در نظر گرفتن اعضای اصلی و یک بار بدون در نظر گرفتن آن ها کنترل شود. ساختمانی منظم است که در هر دو حالت شرایط منظمی را داشته باشد. ساختمان منظم باید شرایط مندرج در استاندارد ۲۸۰۰ ایران را برآورده سازد.

۲-۲-۴- پیچش

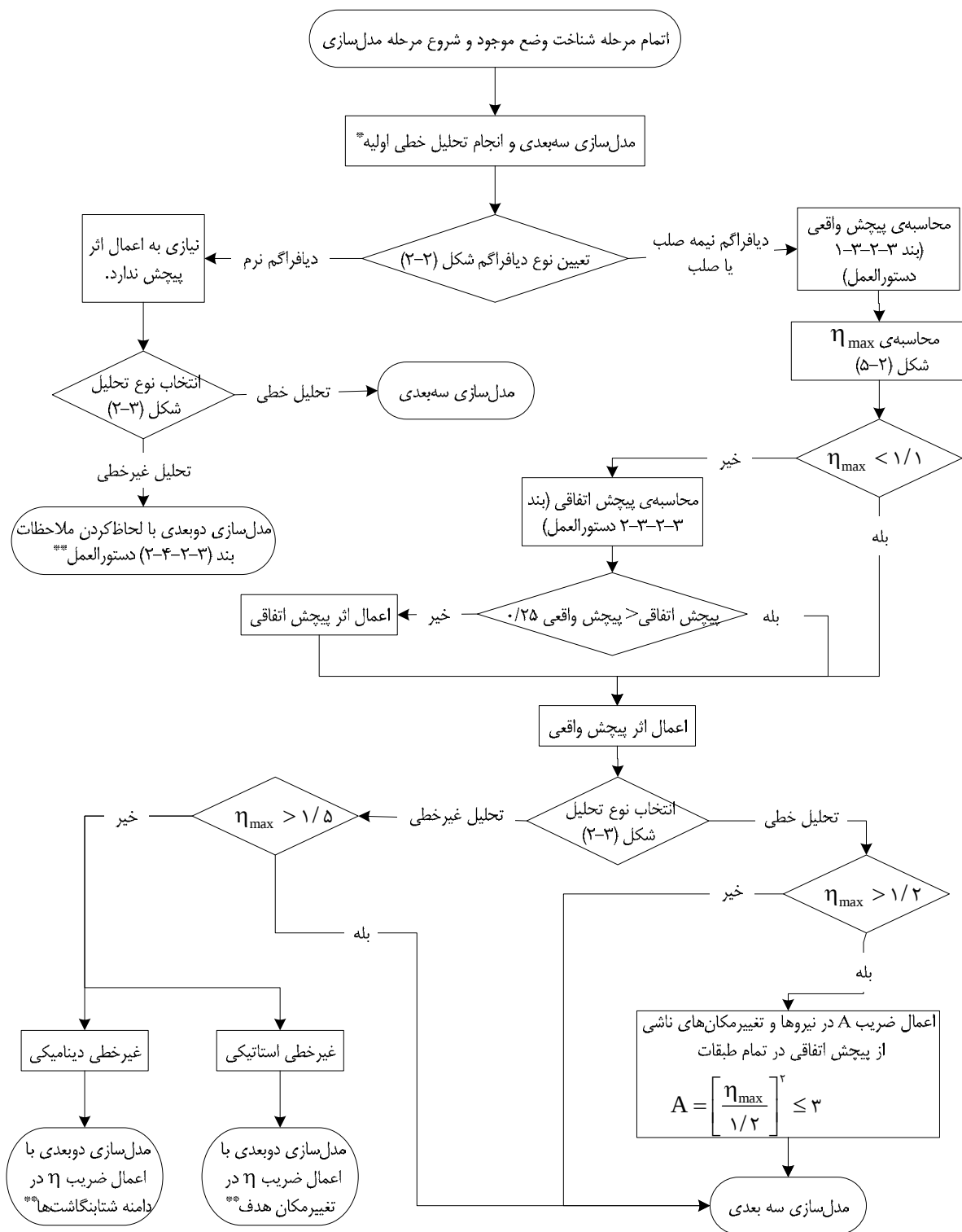
اگر ساختمان به صورت سه بعدی مدل شود اثر پیچش واقعی، ناشی از عدم تطابق نقطه ای اثر برآیند نیروهای جانبی طبقات بالاتر در هر طبقه و مرکز سختی همان طبقه به صورت خودکار در نظر گرفته می شود. علاوه بر این در پاره ای موارد لازم است پیچش موجود به علت احتمال وجود خروج از مرکزیت بیش تر ناشی از عواملی نظیر عدم قطعیت در محل مرکز جرم و مرکز سختی طبقه تشدید شود. این تشدید با اعمال اثر پیچش اتفاقی حاصل می شود. اثر وجود پیچش اتفاقی را در مدل باید با جابه جا کردن مرکز جرم همه ی طبقات به سمت بحرانی تر، هر یک به اندازه ۵٪ بعد پلان در دو راستای متعامد ملحوظ نمود. در صورت مدل سازی به صورت دوبعدی، لازم است به نحو مناسبی اثر پیچش در مدل سازی ملحوظ شود. لزوم و نحوه ی اعمال اثر پیچش در مدل سازی سازه برای انواع مختلف روش های تحلیل و مدل سازی در شکل (۲-۶) بیان شده است. چنان چه در این فرایند نیاز به محاسبه ی η_{max} باشد، از روند موجود در شکل (۲-۵) استفاده می شود.



شکل (۲-۵): نحوه ی محاسبه ی η_{max}

۲-۲-۵- اجزای غیرسازه ای

اجزای غیرسازه ای عموماً در مدل سازی سازه تاثیری ندارند. مدل سازی این اجزا معمولاً برای ارزیابی و کنترل خود این اجزا طبق ضوابط فصل نهم دستورالعمل انجام می شود. در صورتی که جمع سختی جانبی این اجزا بیش تر از ۱۰ درصد سختی جانبی کل هر طبقه باشد باید آن ها را در مدل سازی سازه در نظر گرفت.



* مطابق ضوابط دستورالعمل در تحلیل های خطی مدل سازی دوبعدی مجاز نیست، البته در دستورالعمل FEMA356 امکان مدل سازی دوبعدی با رعایت پارهای ضوابط در تحلیل خطی نیز وجود دارد مدل سه بعدی اولیه می تواند به روش استاتیکی خطی یا دینامیکی خطی تحلیل شود.

** در تمامی شرایط و حالات انجام مدل سازی سه بعدی بلامانع است.

شکل (۲-۶): انتخاب روش مدل سازی و اعمال اثر پیشش

۲-۲-۶- اثر میانقاب ها

میانقاب ها در ساختمان های با سیستم باربر ثقیل فولادی یا بتنی، به عنوان پانلی تعریف می شود که به طور جزئی یا کامل، دهانه ای از یک قاب را پوشانده و توسط تیرها و ستون ها احاطه شده اند. میانقاب ها از دیدگاه عملکردی به دو دسته تقسیم می شوند:

۱- میانقاب های جدا شده از قاب محیطی: در بالا و طرفین این میانقاب ها درزهایی بین میانقاب و قاب موجود است به طوری که وقوع حداکثر تغییر شکل های مورد انتظار قاب را به طور آزادانه امکان پذیر می سازد. میانقاب های جدا شده در مدل سازی کلی سازه تاثیری ندارند و فقط بایستی برای پایداری در جهت عمود بر صفحه کنترل شوند.

۲- میانقاب های برشی: این میانقاب ها در هر چهار جهت با قاب محیطی خود در تماس هستند. در ساختمان های دارای میانقاب برشی، رفتار جانبی ساختمان با حالتی که میانقاب ها از قاب محیطی جدا هستند، متفاوت خواهد بود. این تفاوت در دیوارهای با ضخامت زیاد و دیوارهایی که ملات مقاوم در ساخت آن ها به کار رفته است بیش تر است. این دیوارها معمولاً ضخامتی برابر ۲۲ سانتی متر یا بیش تر داشته و از ملات سیمان ساخته شده اند. اثر میانقاب های برشی بایستی در مدل سازی ساختمان به طور کامل لحاظ شود.

۲-۲-۷- اندرکنش خاک و سازه

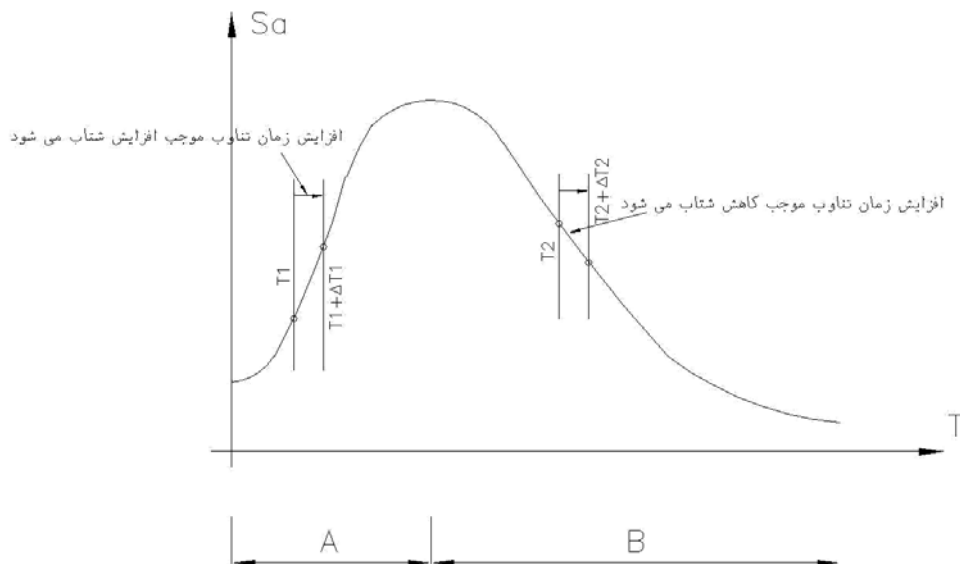
اعمال اثرات اندرکنش خاک و سازه اغلب موجب افزایش نسبت میرایی و زمان تناوب اصلی ساختمان می شود. افزایش میرایی باعث کاهش شتاب و تغییر مکان سازه می شود. اما اثر افزایش زمان تناوب بر روی شتاب سازه به موقعیت مربوط به زمان تناوب سازه بر روی طیف طراحی بستگی دارد. همان طور که در شکل (۲-۷) دیده می شود، در قسمت های ابتدایی طیف (ناحیه ی A)، افزایش زمان تناوب سبب افزایش شتاب طیفی و در قسمت های انتهایی طیف (ناحیه ی B)، افزایش زمان تناوب سبب کاهش شتاب طیفی می شود. علاوه بر این افزایش زمان تناوب معمولاً موجب افزایش تغییر مکان سازه می شود. به هر حال طبق ضوابط دستورالعمل هرگونه اثر افزایش زمان تناوب ساختمان به دلیل اندرکنش با خاک در تغییرات شتاب ها و تغییر مکان های سازه باید مورد بررسی قرار گیرد.

برای مدل سازی اثر اندرکنش خاک و سازه دو روش پیشنهاد شده است.

۱- روش ساده شده: در روش تحلیل استاتیکی خطی، مدل سازی سازه با تعریف زمان تناوب موثر و نسبت میرایی موثر از روش های موجود در آیین نامه های معتبر انجام می گیرد. در صورتی که اعمال اثرات اندرکنش خاک و سازه سبب کاهش نیروهای حاصل از تحلیل شود، باید دقت شود که میزان کاهش نیروها بیش تر از ۲۵ درصد نباشد.

۲- روش صریح: در هنگام استفاده از سه روش تحلیلی دیگر (تحلیل دینامیکی خطی، استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی) باید از روش مدل سازی صریح استفاده شود. در این روش، سختی مجزا برای هر پی مورد استفاده قرار می گیرد. به جای مدل سازی صریح میرایی، می توان از ضریب میرایی موثر برای مجموعه ی خاک و سازه مطابق روش ساده شده استفاده کرد. نسبت میرایی به کار گرفته شده برای هریک از پی ها نباید از نسبت میرایی ارتجاعی سازه تجاوز کند. در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی نسبت میرایی موثر سیستم سازه و پی بایستی برای محاسبه ی مقادیر طیفی به کار گرفته شود. در صورتی که در روش

مدل سازی صریح برای تعیین نسبت میرایی موثر از طریقه‌ی ذکر شده در روش مدل سازی ساده شده استفاده شود، کاهش پاسخ سازه به میزانی بیش از ۲۵ درصد نسبت به پاسخ سازه بدون در نظر گرفتن اندرکنش مجاز نیست.



شکل (۷-۲): اثر افزایش زمان تناوب بر روی شتاب طیفی

۲-۲-۸- مدل سازی پی های ساختمان

روند کلی مدل سازی پی در شکل (۹-۲) نشان داده شده است.

۲-۲-۸-۱- پی های سطحی

الف- تعیین میزان سختی پی

قبل از ورود به جزییات در مدل سازی پی های سطحی باید صلب بودن یا انعطاف پذیری پی نسبت به خاک زیر آن بررسی شود.

الف-۱- پی های منفرد یا گسترده: این پی ها در صورت برقراری رابطه‌ی (۱-۲) می توانند صلب فرض شوند.

$$4K_{SV} \sum_{m=1}^5 \sum_{n=1}^5 \frac{\sin^2\left(\frac{m\pi}{2}\right) \sin^2\left(\frac{n\pi}{2}\right)}{\pi^4 D_f \left(\frac{m^2}{L^2} + \frac{n^2}{B^2}\right) + k_{SV}} < 0.03 \quad (الف-۱-۲)$$

$$D_f = \frac{E_f t^3}{12(1 - \nu_f)^2} \quad (ب-۱-۲)$$

که در آن:

K_{SV} : ضریب عکس العمل قائم بستر است که از رابطه‌ی (۲-۲) قابل تعیین است.

$$K_{SV} = \frac{1.3G}{B(1 - \nu)} \quad (۲-۲)$$

که در آن:

E_f : مدول ارتجاعی بتن پی؛

v_f : ضریب پواسون بتن؛

t : ضخامت پی؛

B : عرض پی منفرد یا ابعاد بخشی از پی گسترده، سهمیه ی یک ستون؛

L : طول پی منفرد یا ابعاد بخشی از پی گسترده، سهمیه ی یک ستون؛

G : مدول برشی موثر خاک زیر پی؛

ν : ضریب پواسون خاک زیر پی است.

مدول برشی موثر خاک زیر پی با توجه به حداکثر شتاب سطح زمین در سطح خطر مورد نظر از جدول (۲-۴) دستورالعمل تعیین می شود.

الف-۲- پی های نواری: این پی ها در صورت برقراری نامساوی (۳-۲) می توانند صلب فرض شوند.

$$\frac{EI}{l^4} > \frac{2}{3} K_{sv} B \quad (3-2)$$

که در آن:

EI : صلبیت خمشی پی؛

B : عرض پی نواری است.

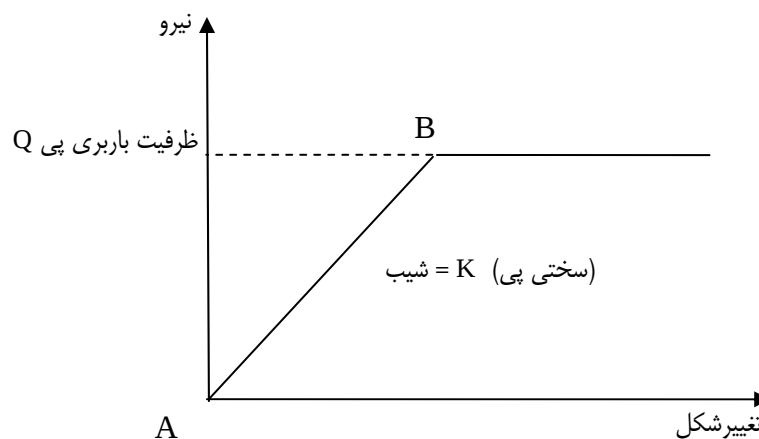
ب- مدل سازی پی های سطحی

پی های سطحی می توانند به دو روش مدل شوند:

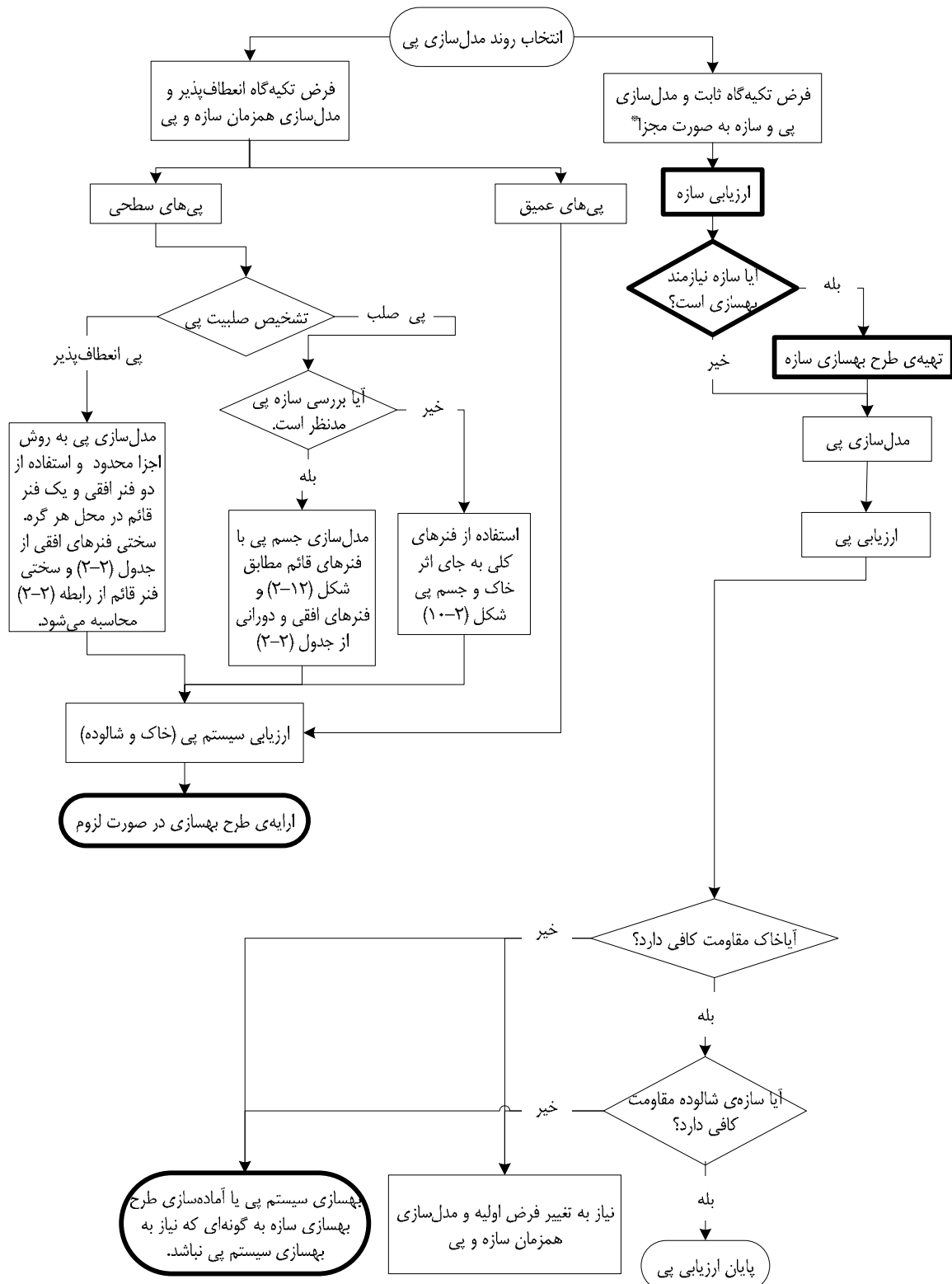
۱- مدل سازی با استفاده از فنرهای کلی؛

۲- مدل سازی به روش اجزای محدود و با استفاده از فنرهای وینکلر.

اگر پی صلب باشد استفاده از هر دو روش برای مدل سازی پی مجاز است، اما در پی های انعطاف پذیر تنها روش دوم قابل قبول است.



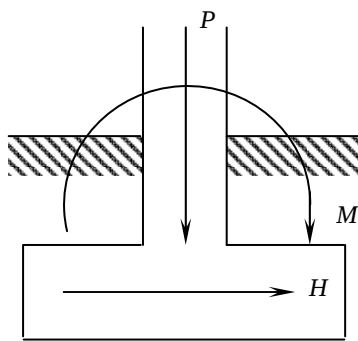
شکل (۲-۸): نمودار رفتاری پی



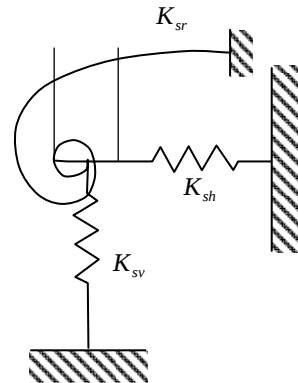
این قسمت ها مربوط به مرحله ی ارایه ی طرح بهسازی بوده و در مرحله ی ارزیابی انجام نمی شود.

*استفاده از فرض تکیه گاه ثابت در سطح عملکرد قابلیت استفاده ی بی وقفه مجاز نیست.

شکل (۲-۹): فرایند کنترل پی ها



بارگذاری پی

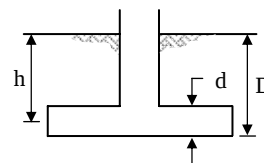
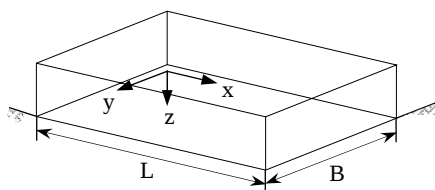


مدل فنر غیرهمبسته

شکل (۲-۱۰): مدل نمودن پی با استفاده از فنرهای غیرهمبسته

مدل سازی رفتار الاستوپلاستیک پی مطابق شکل (۲-۸) صورت می گیرد. برای مدل سازی لازم است شیب خط AB (سختی پی) و ظرفیت باربری پی در نقطه ی B تعیین شود. پس از نقطه ی B منحنی رفتاری به صورت خط افقی فرض می شود. مدل سازی پی هماهنگ با بقیه ی سازه به صورت خطی یا غیرخطی خواهد بود. در مدل سازی خطی تنها دانستن شیب خط AB لازم است و طول این خط نامحدود خواهد بود. بنابراین در مدل سازی خطی تنها محاسبه ی سختی و در مدل سازی غیرخطی محاسبه ی سختی و ظرفیت باربری برای مدل سازی پی لازم است.

ب-۱- مدل سازی با استفاده از فنرهای کلی: در صورتی که از فنرهای کلی مطابق شکل (۲-۱۰) برای مدل سازی پی استفاده شود، مقادیر سختی فنرها طبق جدول (۲-۲) با اعمال ضرایب اصلاح ارایه شده در این جدول محاسبه می شود. شکل (۲-۱۱) پارامترهای مورد استفاده در جدول مزبور را به طور شماتیک نشان می دهد. در صورتی که مدل سازی به صورت دو بعدی باشد، تنها از سه مولفه ی فنر شامل مولفه ی افقی، قائم و دورانی آن ها استفاده می شود. شیب خط AB در شکل (۲-۸) برای هر فنر، معادل با مقادیر داده شده در جدول (۲-۲) است. نحوه ی محاسبه ی ظرفیت باربری پی های سطحی نیز در جدول (۴-۱۲) ارایه شده است.



شکل (۲-۱۱): معرفی پارامترهای جدول (۲-۲)

ب-۲- مدل سازی به روش اجزای محدود و با استفاده از فنرهای وینکلر: در این روش می توان پی را بسته به مورد با استفاده از المان های پوسته یا تیر و خاک زیر آن را به صورت فنرهای متمرکز در گره های المان های پی مدل نمود. همان گونه که گفته شد اگر پی صلب نباشد پی را تنها به همین روش می توان مدل نمود. برای مدل سازی خاک زیر پی از فنرهای انتقالی افقی و قائم استفاده می شود. اثر سختی خمشی با توزیع فنرهای قائم در سطح پی خود به خود لحاظ می شود. این توزیع برای پی های انعطاف پذیر،

یکنواخت و برای پی‌های صلب به صورت استفاده از فنرهای سخت‌تر در دو انتها است. این موضوع در شکل (۷-۲) برای پی‌های صلب نشان داده شده است.

در پی‌های سطحی که نسبت به خاک زیرشان انعطاف‌پذیر هستند سختی فنر قائم خاک را می‌توان با استفاده از ضریب عکس‌العمل بستر محاسبه کرد. ضریب عکس‌العمل بستر از رابطه (۴-۲) محاسبه می‌شود. حاصل ضرب این ضریب در سطح سهمیه‌ی هر فنر، سختی آن فنر را به دست خواهد داد. نحوه‌ی محاسبه‌ی ظرفیت باربری پی در این روش مدل سازی در جدول (۴-۳) (۱۳) ارائه شده است.

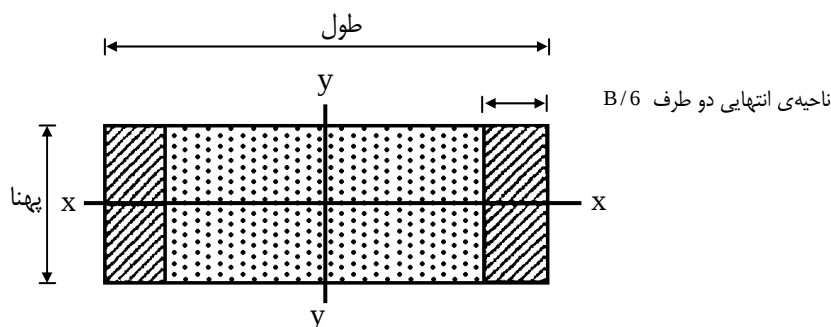
$$K_{sv} = \frac{1.3G}{B[1-\nu]} \quad (۴-۲)$$

جدول (۲-۲): ثابت‌های فنری کلی و ضرایب تصحیح عمق برای درجات آزادی مختلف

درجه آزادی	سختی پی واقع بر زمین	ضریب اصلاح عمق
انتقال در امتداد محور x	$K_{x,sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$	$\beta_x = \left[1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}} \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)}{BL^2} \right)^{0.4} \right] \right]$
انتقال در امتداد محور y	$K_{y,sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right]$	$\beta_y = \beta_x$
انتقال در امتداد محور z	$K_{z,sur} = \frac{GB}{1-\nu} \left[1.55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right]$	$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left(2 + 2.6 \frac{B}{L} \right) \right] \left[1 + 0.32 \left(\frac{d(B+L)}{BL} \right)^{\frac{2}{3}} \right]$
دوران حول محور x	$K_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.4 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.1 \right]$	$\beta_{xx} = 1 + 2.5 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right]$
دوران حول محور y	$K_{yy,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.47 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right]$	$\beta_{yy} = 1 + 1.4 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.6} \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{d}{L} \right)^{1.9} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.6} \right]$
دوران حول محور z	$K_{zz,sur} = GB^3 \left[0.53 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right]$	$\beta_{zz} = 1 + 2.6 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d}{B} \right)^{0.9}$

۲-۲-۸-۲- پی‌های عمیق

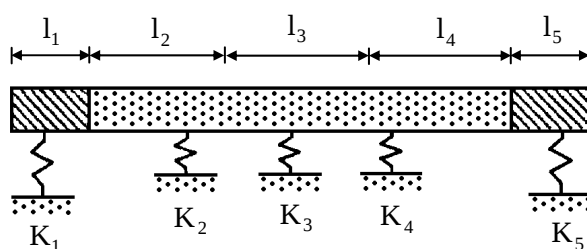
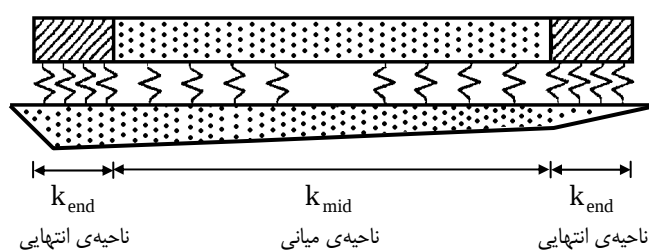
در مدل سازی پی‌های عمیق شمعی و چاهی همانند پی‌های سطحی دو پارامتر سختی و ظرفیت باربری در جهات قائم، جانبی و چرخشی لازم هستند. برای تعیین پارامترهای سختی از جدول (۳-۲) و برای محاسبه‌ی ظرفیت‌های باربری شمع از جدول (۴-۱۲) می‌توان استفاده نمود.



سختی بر واحد طول برای نواحی B/6 انتهایی

$$k_{\text{end}} = \frac{6.83G}{1-\nu}$$

$$k_{\text{mid}} = \frac{0.73G}{1-\nu} \quad \text{برای نواحی میانی}$$



$$k_i = l_i k$$

K سختی بر واحد طول ناحیه انتهایی
یا میانی است.

شکل (۲-۱۲): سختی فنرهای قائم برای پی های صلب سطحی یا مدفون

جدول (۲-۳): سختی گروه شمع

توضیحات	نحوه محاسبه	سختی
A: سطح مقطع هر شمع E: ضریب ارتجاعی مصالح شمع L: طول شمع N: تعداد شمع های گروه	$K_{pv} = \sum_{n=1}^N \frac{AE}{L}$	سختی محوری گروه شمع
K_{vn}: سختی محوری شمع شماره n S_n: فاصله ی شمع از محور دوران	$K_{pr} = \sum_{n=1}^N K_{vn} S_n^2$	سختی خمشی حول هر یک از محورهای سر شمع
K_{pp}: سختی ناشی از حالت مقاوم خاک در مجاورت سرشمع $\sum_{n=1}^N K_{hn}$: سختی جانبی شمع ها بر اساس روش های کلاسیک و یا راه حل های تحلیلی با استفاده از مدل های مورد قبول تیر-ستون برای شمع	$K_h = K_{pp} + \sum_{n=1}^N K_{hn}$	سختی جانبی

۲-۳- مدل سازی اجزا

در این بخش ضوابط و نحوه‌ی مدل سازی اجزایی نظیر تیر، ستون، اتصال، دیوار و ... در روش های خطی و غیرخطی ارائه می شود. مطالب ذکر شده بر اساس نوع تحلیل به دو بخش تقسیم شده اند.

در بخش مدل سازی برای تحلیل خطی پارامترهای سختی مانند سطح مقطع، لنگر اینرسی و ... تعیین می شوند. در برخی موارد برای تعیین سختی لازم است که از مشخصه های مقاومتی استفاده شود. برای محاسبه ی مشخصه های مقاومتی از مشخصات مصالح مطابق بند (۷-۱) استفاده می شود.

در صورتی که از تحلیل غیرخطی استفاده شود، لازم است اجزای سازه ای به صورت غیرخطی مدل شوند. برای این منظور باید منحنی تلاش- تغییر شکل اعضا تعیین شود. با توجه به نوع عضو، منحنی های رفتاری و محاسبه ی پارامترهای مربوط در این بخش ارائه شده است.

۲-۳-۱- رفتار تلاش- تغییر شکل اجزا

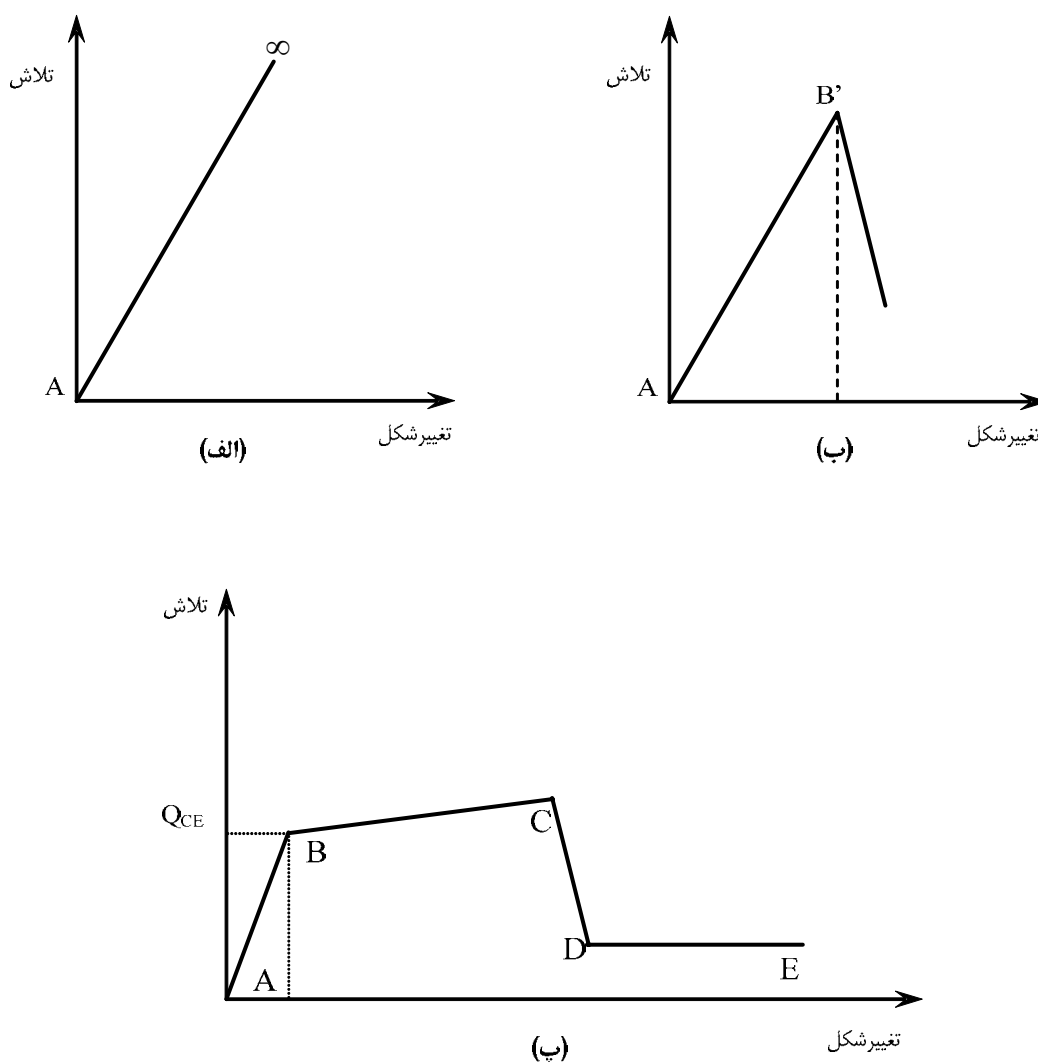
تغییر شکل اجزا در مراحل اولیه ی اعمال نیرو، رابطه ی خطی با نیروی اعمال شده دارد. با ادامه ی روند اعمال نیرو پس از رسیدن عضو به تغییر شکل نظیر حد تسلیم این رابطه غیرخطی می شود. برای تسهیل مدل سازی، منحنی تلاش- تغییر شکل اعضا با استفاده از خطوط شکسته تعریف می شود. در صورتی که از مدل سازی خطی برای عضو استفاده شود تنها از بخش اولیه ی نمودار تلاش- تغییر شکل با شیبی که به طور ثابت تا بی نهایت امتداد دارد استفاده می شود (شکل ۲-۱۳-الف). بدین ترتیب تنها پارامتر سختی در مدل سازی عضو به کار خواهد رفت. در صورتی که از مدل سازی غیرخطی برای عضو استفاده شود علاوه بر بخش اولیه ی منحنی باید به رفتار غیرارتجاعی عضو نیز توجه شود. در اجزای دارای رفتار شکل پذیر قسمت غیرارتجاعی بخش مهمی از منحنی رفتاری است، در حالی که در اعضای فاقد شکل پذیری طول قسمت غیرارتجاعی ناچیز است.

بر این اساس، از دیدگاه دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود، نشریه ی شماره ی ۳۶۰، تلاش های اجزای سازه ای به دو گروه «کنترل شونده توسط نیرو» و «کنترل شونده توسط تغییر شکل» تقسیم شده است. تلاش های کنترل شونده توسط نیرو فاقد رفتار شکل پذیر هستند، بنابراین رفتار عمدتاً خطی بوده و در پایان بخش خطی، گسیختگی رخ خواهد داد. در شکل (۲-۱۳-ب) رفتار این نوع اعضا به صورت شماتیک نشان داده شده است. در این اعضا تحت تلاش های مزبور، تغییر شکل به صورت خطی در عضو افزایش یافته تا به یک حد تغییر مکانی مانند نقطه ی B' برسد. در این نقطه عضو باربری خود را از دست داده و بدون این که رفتاری شکل پذیر داشته باشد، دچار گسیختگی می شود.

در تصویر (۲-۱۳-پ) رفتار عضو تحت تلاش های کنترل شونده توسط تغییر شکل نشان داده شده است. چنان که ملاحظه می شود در نمودار رفتاری این اجزا چهار منطقه ی متمایز به صورت رفتار خطی (خط AB)، رفتار شکل پذیر (خط BC)، منطقه ی زوال مقاومت (خط CD) و بخش مقاومت پس ماند (خط DE) موجود است. لازم به ذکر است که تغییر شکل در محدوده ی رفتار شکل پذیر به مراتب بیش تر از محدوده ی رفتار خطی است. در مدل سازی غیرخطی تلاش های کنترل شونده توسط تغییر شکل لازم است که مختصات نقاط B، C، D و E برای تعریف رفتار غیرخطی عضو تعیین شوند. برای تسهیل مدل سازی و تحلیل، دستورالعمل اجازه

می دهد که مدل سازی غیرخطی کنترل شونده توسط تغییر شکل به صورت ساده شده نیز انجام گیرد. در این حالت طول پاره خط BC بی نهایت فرض می شود.

مشخصات مورد نیاز مصالح در مدل سازی مشتمل بر کرانه ی پایین مقاومت مصالح و مقاومت مورد انتظار مصالح است که به ترتیب در تعیین ظرفیت کرانه ی پایین اجزا یا Q_{CL} و ظرفیت مورد انتظار اجزا یا Q_{CE} استفاده می شوند. در جدول (۷-۱) نحوه ی تعیین مشخصات مصالح بر اساس سطح اطلاعات ذکر شده است.



شکل (۲-۱۳): دسته بندی رفتار خطی و غیرخطی اجزا: الف- رفتار خطی، ب- رفتار غیرخطی کنترل شونده توسط نیرو، پ- رفتار غیرخطی کنترل شونده توسط تغییر شکل

۲-۳-۲- مقاومت اجزا

این بند اختصاص به نحوه ی تعیین مقاومت اجزا، نقطه ی متناظر با B یا B'، دارد. البته همان گونه که در بند قبل اشاره شد، در مدل سازی اجزا به منظور تحلیل خطی تنها آگاهی از بخش اولیه ی نمودار تلاش- تغییر شکل و شیب اولیه ی خط کفایت می کند.

بنابراین در مدل سازی به منظور تحلیل خطی نیازی به طی مراحل این بند نیست. البته در این حالت نیز برای ارزیابی اعضا که در بند (۳-۲-۴) تشریح می شود، اطلاع از مقاومت مقطع نقش تعیین کننده ای را خواهد داشت. ولی در مدل سازی به منظور تحلیل های غیرخطی و در تلاش های کنترل شونده توسط تغییر شکل آگاهی از مقاومت اجزا و مقدار صحیح نقطه ی B ضروری است. در جدول (۴-۲) محاسبه ی نیرو و تغییر مکان نظیر نقطه ی B در اعضای فولادی ارایه شده است. نحوه ی محاسبه ی ظرفیت تلاش های مختلف به نوع تلاش و رفتار آن از نظر کنترل شوندگی توسط تغییر شکل و یا نیرو بستگی دارد. به طور کلی برای تعیین ظرفیت تلاش های کنترل شونده توسط تغییر شکل از مقاومت مورد انتظار مصالح و برای تلاش های کنترل شونده توسط نیرو از کرانه ی پایین مقاومت مصالح استفاده می شود. نحوه ی تعیین مقاومت ها به طور خلاصه در جداول (۴-۲) تا (۷-۲) ارایه شده است.

جدول (۴-۲): نحوه ی محاسبه ی مقاومت تیر و ستون های بتنی

نوع عضو	مقاومت	نحوه ی محاسبه ی مقاومت	
تیر	M_{CE} : ظرفیت خمشی مورد انتظار	حالت حدی خمشی	بر اساس ضوابط آبا با فرض $\varphi_s = \varphi_c = 1$ و مقادیر مورد انتظار مقاومت مصالح محاسبه می شود.
		حالت حدی طول گیرایی یا وصله	مقدار f_y در محاسبه ی مقاومت خمشی برحسب سطوح شکل پذیری مختلف با توجه به جدول (۶-۲) اصلاح می شود و آنگاه بر اساس ضوابط آبا با فرض $\varphi_s = \varphi_c = 1$ و مقادیر مورد انتظار مقاومت مصالح محاسبه می شود.
	V_{CL} : کرانه ی پایین مقاومت برشی	بر اساس سطح شکل پذیری و فواصل خاموت ها از جدول (۷-۲) به دست می آید.	
ستون	M_{CE} : ظرفیت خمشی مورد انتظار	حالت حدی خمشی	بر اساس ضوابط آبا با فرض $\varphi_s = \varphi_c = 1$ و با استفاده از P_{UF} از منحنی اندرکنش تعیین می شود.
		حالت حدی طول گیرایی یا وصله	مقدار f_y در محاسبه ی مقاومت خمشی برحسب سطوح شکل پذیری مختلف با توجه به جدول (۶-۲) اصلاح می شود.
	V_{CL} : کرانه ی پایین مقاومت برشی	سطح شکل پذیری کم	
		سطح شکل پذیری متوسط	
		سطح شکل پذیری زیاد	
	N_{CL} : کرانه ی پایین مقاومت محوری	بر اساس آبا و با فرض $\varphi_s = \varphi_c = 1$ و مقادیر کرانه ی پایین مقاومت مصالح محاسبه می شود.	

جدول (۲-۵): نحوه ی محاسبه مقاومت اجزای بتنی

نوع عضو	مقاومت	نحوه ی محاسبه ی مقاومت
دیوار برشی	M_{CE} : مقاومت خمشی مورد انتظار	باید تمام میلگردهای طولی شامل میلگردهای عضو مرزی (در صورت وجود) و میلگردهای جان در محاسبه شرکت داده شوند. در این حالت می توان از مقاومت کششی میلگردهای طولی با ضریب افزایش $1/25$ به علت سخت شوندگی کرنش استفاده کرد. همچنین باید از ضوابط آبا با فرض ضرایب ایمنی جزئی برابر یک استفاده شود. در صورت وجود، باید عرض موثر بال های فشاری و کششی طبق آبا محاسبه شود.
اتصال	V_{CL} : کرانه ی پایین مقاومت برشی اتصال	بر اساس ضوابط بند (۲۰-۳-۴-۵) آبا و رعایت ضوابط بند (۶-۴-۱-۳-۲-۱) دستورالعمل در محاسبه ی A_z و مقادیر کرانه ی پایین انجام می شود.
پی	جزئیات مربوط در بند (۴-۲-۳-۸) ارایه شده است.	
میانقاب	Q_{CE} : مقاومت برشی مورد انتظار درون صفحه ای میانقاب	رابطه ی (۷-۸)، بند (۷-۲-۸-۲) دستورالعمل: $Q_{CE} = V_{inf} = A_{in} f_{via}$
مصالح بنایی	Q_{CL} : کرانه ی پایین مقاومت پانل میانقاب مصالح بنایی غیرمسلح، عمود بر صفحه	بدون در نظر گرفتن کنش قوسی
		با در نظر گرفتن کرانه ی پایین مقاومت کششی مصالح بنایی در خمش کنترل می شود.
		رابطه ی (۷-۱۴) دستورالعمل
اجزای غیرسازه ای	تمام تلاش ها	طبق آیین نامه های طراحی سازه های جدید
اتصالات سازه های چند بخشی	تمام تلاش ها	طبق آیین نامه های طراحی سازه های جدید

جدول (۲-۶): ضوابط ویژه ی مقاومت خمشی اعضای بتنی

نیاز شکل پذیری	طول گیرایی لازم در محدوده ی مفصل خمیری	طول گیرایی لازم در خارج از محدوده ی مفصل خمیری	مقدار f_s در صورت عدم کفایت طول گیرایی یا فاصله ی میلگردهای عرضی	مقدار f_s برای میلگردهای با طول مهار ناکافی
کم	بر اساس ضوابط فصل ۱۸ آبا	بر اساس ضوابط فصل ۱۸ آبا	$\frac{l_b}{l_d} \times f_y$	$\frac{17.2}{d_b} l_e \leq f_y$
متوسط و زیاد	بر اساس ضوابط فصل ۲۰ آبا	بر اساس ضوابط فصل ۱۸ آبا	$a \times \frac{l_b}{l_d} \times f_y$	$a \times \frac{17.2}{d_b} l_e \leq f_y$

که در جدول (۲-۶):

 f_s : مقاومت کششی میلگرد طولی (صاف، آجدار، مستقیم یا خم دار)؛ l_b : طول گیرایی یا وصله ی موجود؛ l_d : طول لازم برای گیرایی یا وصله طبق آبا؛ l_e : طول مهار میلگرد؛ f_y : تنش تسلیم میلگرد طولی است.

در استفاده از جدول (۲-۶) باید به نکات ذیل توجه نمود:

۱- کلیه ی واحدها براساس نیوتن- میلی متر است.

۲- طول لازم برای وصله ی پوششی میلگرد برابر طول گیرایی میلگرد مستقیم در کشش منظور می شود.

۳- هنگامی که $S \geq \frac{d}{3}$ است (S فاصله ی میلگردهای عرضی در طول گیرایی یا وصله و d ارتفاع موثر مقطع عضو است) و نسبت شکل پذیری (μ) نظیر طول نقطه ی C در شکل (۲-۱۳-پ) یا DCR مساوی ۲ می شود، مقاومت خمشی برای نقطه ی D به ازای $a = 0.2$ محاسبه شود. وقتی $S < \frac{d}{3}$ است، $a = 1$ فرض می شود.

۴- اگر پوشش بتن روی میلگردهای با طول مهار ناکافی از $3d_b$ کمتر باشد، مقاومت کششی آن از سطر آخر محاسبه می شود.

۵- اگر f_s محاسبه شده برای میلگردهای با طول مهار ناکافی کوچک تر از f_y باشد و تنش محاسباتی در میلگرد ناشی از بارهای طراحی مساوی یا بزرگ تر از f_s به دست آید، باید نسبت شکل پذیری نظیر طول نقطه ی C در شکل (۲-۱۳-پ) مساوی ۲ فرض شده و مقاومت خمشی برای نقطه D به ازای $a = 0.2$ محاسبه شود. در غیر این صورت $a = 1$ در نظر گرفته می شود.

۶- مقاومت کششی آرماتورهای ریشه که به منظور بهسازی لرزه ای به سازه اضافه می شوند، در صورتی می تواند مساوی f_y فرض شود که:

الف- سوراخ های ایجاد شده در بتن برای کاشت آرماتور ریشه با برس زبری به طور کامل برس کاری و تمیز شوند؛

ب- طول مهار میلگرد (l_e)، کمتر از $10d_b$ نباشد؛

ج- حداقل فاصله ی بین میلگردهای ریشه کمتر از $4l_e$ و حداقل فاصله ی میلگردها از لبه ی عضو کمتر از $2l_e$ نباشد. در غیر این صورت مقاومت کششی میلگرد باید با انجام آزمایش به دست می آید.

جدول (۲-۷): ضوابط ویژه ی مقاومت برشی و پیچشی اعضای بتنی

نیاز شکل پذیری	فاصله ی خاموت ها (S) (d = ارتفاع موثر مقطع عضو)	درصد میلگردهای عرضی موثر از کل	مقاومت در محدوده ی مفصل خمیری	مقاومت در خارج از محدوده ی مفصل خمیری
کم	$S \leq \frac{d}{2}$	۱۰۰	بر اساس ضوابط فصل ۱۲ آبا	بر اساس ضوابط فصل ۱۲ آبا
	$\frac{d}{2} < S \leq d$	۵۰		
	$S > d$	صفر		
متوسط	$S \leq \frac{d}{2}$	۱۰۰	بر اساس ضوابط فصل ۲۰ آبا برای سازه های با شکل پذیری زیاد	بر اساس ضوابط فصل ۱۲ آبا
	$\frac{d}{2} < S \leq d$	۵۰		
	$S > d$	صفر		
زیاد	$S \leq \frac{d}{2}$	۱۰۰	بر اساس ضوابط فصل ۲۰ آبا برای سازه های با شکل پذیری زیاد	بر اساس ضوابط فصل ۱۲ آبا
	$S > \frac{d}{2}$	صفر		

در استفاده از جدول (۷-۲) باید به نکات ذیل توجه شود:

۱- ضوابط ویژه مقاومت های برشی و پیچشی اعضای بتنی به نیاز شکل پذیری عضو بستگی دارد. نیاز شکل پذیری بر اساس حداکثر DCR یا حداکثر نسبت شکل پذیری (حداکثر چرخش مفصل خمیری به چرخش نظیر جاری شدن μ_0 ، یا نسبت حداکثر تغییر طول به تغییر طول نظیر جاری شدن μ_1)، تعیین می شود. اگر این نسبت کوچکتر از ۲ باشد، نیاز شکل پذیری عضو کم است، اما در صورتی که بین ۲ تا ۴ یا بزرگتر از ۴ باشد، نیاز شکل پذیری آن به ترتیب متوسط و زیاد خواهد بود.

۲- در تیرها و ستون هایی که تنگ ها دارای وصله ی پوششی هستند یا قلاب ها به اندازه ی لازم (طبق آبا) در هسته ی بتن مهار نشده اند، در محدوده ای از عضو که دارای نیاز شکل پذیری متوسط است، ۵۰ درصد میلگرد عرضی و در محدوده ی با نیاز شکل پذیری زیاد، کل میلگردهای عرضی بی اثر فرض می شوند.

۳- در مورد ستون ها، اگر مقاومت برشی طبق ضوابط فصل ۲۰ آبا به دست آمده باشد، عینا می تواند به کار برده شود. اما در صورتی که مقاومت برشی ستون طبق ضوابط فصل ۱۲ آبا محاسبه شده باشد، با توجه به نیاز شکل پذیری ستون باید با ضرب کردن در عددی کوچکتر یا مساوی یک اصلاح شود. ضریب اصلاح مقاومت برشی برای ستون با نیازهای شکل پذیری کم، متوسط و زیاد به ترتیب برابر ۱، ۰/۸۵ و ۰/۷ است.

۴- در محاسبه ی مقاومت برشی اتصال تیر- ستون، سطح مقطع اتصال (A_j) دارای عمقی برابر با بعد ستون در جهت مورد محاسبه و عرضی برابر با کمترین مقادیر زیر خواهد بود:

الف- عرض ستون؛

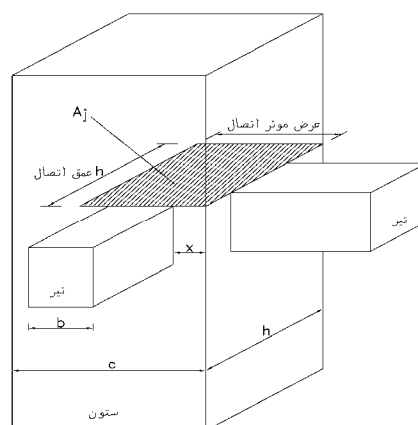
ب- عرض تیر به علاوه ی عمق اتصال؛

ج- دو برابر کمترین فاصله ی عمودی بین محور طولی تیر و کنار ستون.

منظور از عرض، بعد عمود بر جهت مورد محاسبه خواهد بود. به عبارت دیگر عرض موثر اتصال را می توان به صورت زیر محاسبه نمود:

$$\text{عرض موثر اتصال} = \text{Min}\{c, b + h, b + 2x\}$$

شکل (۱۴-۲) پارامترهای اتصال تیر به ستون بتنی را نشان می دهد.



شکل (۱۴-۲): پارامترهای اتصال تیر به ستون

۲-۳-۳- مدل سازی اجزا در تحلیل خطی

در مدل سازی اجزا به منظور تحلیل خطی سازه عموماً تعریف مشخصات مقطع و نحوه‌ی اتصال عضو به سایر اعضا کافی خواهد بود. در بخش حاضر چگونگی مدل سازی هر عضو و شرایط خاص مدل سازی آن بررسی می‌شود. در صورت وجود تکنیک‌های خاص در شبیه‌سازی اعضا این تکنیک‌ها در بخش مربوط ذکر می‌شود.

۲-۳-۳-۱- تیر و ستون

مشخصات مقطع شامل سطح مقطع، لنگر اینرسی، سطح مقطع برشی و طول عضو است. در برخی نرم‌افزارها می‌توان جزییات دقیق پروفیل به کار رفته را معرفی نمود و سایر مشخصات مقطع به طور خودکار توسط نرم‌افزار محاسبه می‌شود. طول المان تیر برابر با طول آزاد آن بین دو وجه ستون‌های طرفین در نظر گرفته می‌شود، در اکثر موارد در دو انتها از المان‌های صلب هر یک به طول نصف ارتفاع مقطع ستون استفاده می‌شود.

سختی موثر تیر برابر با سختی سکانت نقطه‌ی تسلیم تیر است که بایستی با تحلیل غیرخطی قطعه محاسبه شود. به جای استفاده از سختی سکانت به شرح فوق می‌توان از سختی موثر مذکور در جدول (۲-۸) برای مدل سازی تیر استفاده کرد.

۲-۳-۳-۲- اتصال

در صورتی که مدل سازی اتصال موردنظر باشد، بایستی سختی آن را با روابط معتبر محاسبه و در مدل سازی ملحوظ نمود.

جدول (۲-۸): ضوابط محاسبه‌ی سختی اعضای بتنی

نوع عضو	سختی محوری	سختی برشی	سختی خمشی	ملاحظات
تیر غیرپیش تنیده	-	$0.4E_cA_w$	$0.35E_cI_g$	مقدار I_g را برای تیرهای T شکل می‌توان دو برابر مقدار I_g برای جان آن‌ها در نظر گرفت. در غیر این صورت باید مقدار I_g با در نظر گرفتن عرض بال موثر طبق ضوابط بند (۴-۷-۱۰) آیین‌نامه بتن ایران (آبا) محاسبه شود.
تیر پیش تنیده	-	$0.4E_cA_w$	E_cI_g	
ستون با بار محوری فشاری ناشی از بار ثقلی طراحی بزرگ‌تر از $0.5A_gf_c$	E_cA_g	$0.4E_cA_w$	$0.7E_cI_g$	برای ستون‌ها با بار محوری بین حدود داده شده در جدول از درون‌یابی استفاده می‌شود.
ستون با بار محوری فشاری کم‌تر از $0.3A_gf_c$ یا بار محوری کششی	E_sA_s	$0.4E_cA_w$	$0.5E_cI_g$	
دال تخت (غیرپیش تنیده و پیش تنیده)	-	$0.4E_cA_w$	$0.35E_cI_g$	
دیوار بدون ترک	E_cA_g	$0.4E_cA_w$	$0.7E_cI_g$	در دیوارهای شامل بال و جان، عرض موثر بال از بند (۴-۵-۳-۲۰) آیین‌نامه بتن ایران (آبا) محاسبه می‌شود.
دیوار با ترک	E_cA_g	$0.4E_cA_w$	$0.35E_cI_g$	

۲-۳-۳-۳-۲ دال بتنی

در صورتی که طبق ضوابط بند (۲-۲-۲) مدل سازی دیافراگم کف الزامی شود، می توان از یکی از سه روش زیر برای مدل سازی دال بتنی استفاده کرد.

۱- استفاده از مدل تیر معادل؛

۲- استفاده از مدل قاب معادل؛

۳- استفاده از مدل اجزای محدود.

استفاده از مدل سازی اجزای محدود بر دو روش دیگر ارجحیت دارد، اما از هر دو روش مذکور پرهزینه تر است. در صورت عدم استفاده از مدل سازی اجزای محدود، استفاده از مدل قاب معادل بر مدل تیر معادل ارجحیت دارد.

در هر کدام از سه روش مدل سازی مذکور استفاده از یک روش مستدل برای به حساب آوردن کاهش سختی دال ناشی از ترک خوردگی توصیه می شود. در دال های تخت در صورت عدم استفاده از روش های تحلیلی برای تخمین سختی می توان مقادیر مندرج در جدول (۲-۸) را برای سختی موثر دال مدنظر قرار داد

۲-۳-۳-۴-۲ دیوار برشی بتنی

مشخصات مقطع شامل سطح مقطع محوری، سطح مقطع برشی، لنگر اینرسی، و طول عضو است. روش دقیق مدل سازی دیوارهای برشی، مدل سازی اجزای محدود با در نظر گرفتن اعضا و شرایط مرزی مناسب است. جهت ساده سازی، مدل سازی دیوار برشی را با در نظر گرفتن مجموعه ای از المان یک بعدی (تیر- ستون) که در امتداد محور قائم دیوار قرار گرفته است نیز می توان به انجام رساند. شکل (۲-۱۵) نحوه ای انجام این مدل سازی را نشان می دهد. همان طور که در شکل مذکور دیده می شود، محور قائم المان اصلی از مرکز سطح دیوار می گذرد. در این صورت لازم است قطعات صلبی بین این المان (محور قائم دیوار) و تیرهای متصل به دیوار در صفحه ای آن یا ستون های مجاور دیوار در مدل تعریف نمود. مشخصات این المان یک بعدی با توجه به مشخصات واقعی مقطع دیوار تعیین می شود. به ویژه اگر دیوار به صورت سه بعدی یعنی در هر راستا دارای بال و جان باشد، لازم است حول هر یک از دو محور متعامد دیوار در صفحه ای افق مشخصات مربوط به همان محور مورد استفاده قرار گیرد.

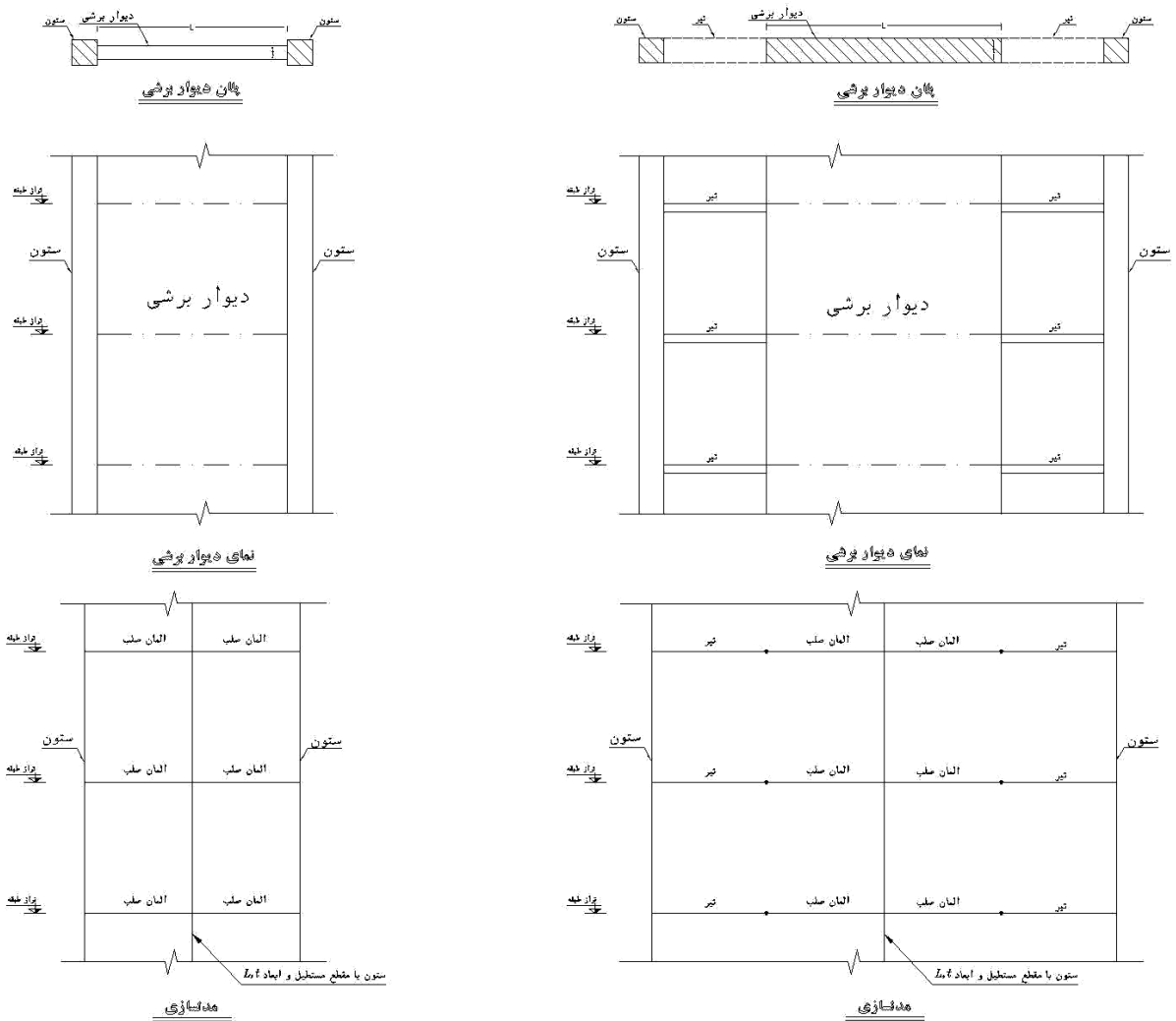
در دیوارهای برشی با تیر همبند، برای مدل سازی تیرهای همبند می توان از المان تیری که در آن سختی برشی و خمشی به طور کامل لحاظ شده است، استفاده کرد. شکل (۲-۱۶) نمایی از یک دیوار برشی جفت با تیرهای همبند را نشان می دهد.

دقت شود که دیوارهای برشی با شرایط زیر نمی توانند در تحمل بار زلزله موثر باشند و بایستی سختی و مقاومت جانبی آن ها برابر صفر فرض شود:

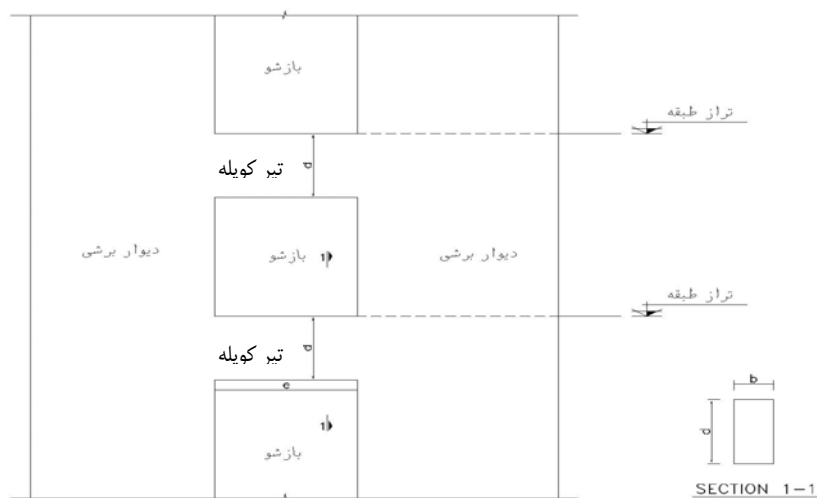
۱- دیوارهای برشی یا قطعات دیوار با نیروی محوری بزرگتر از $0.35P_0$ (نیروی محوری حداکثر قابل تحمل توسط دیوار است).

۲- دیوارهای برشی که در آن ها حداکثر فاصله ی افقی و عمودی میلگرها بیش تر از ۴۵ سانتی متر است.

۳- دیوارهایی که نسبت آرماتور آن ها از ۰/۰۲۵ کم تر بوده و نیروی برشی مورد نیاز از مقاومت برشی اسمی کاهش یافته ی دیوار، بیش تر است.



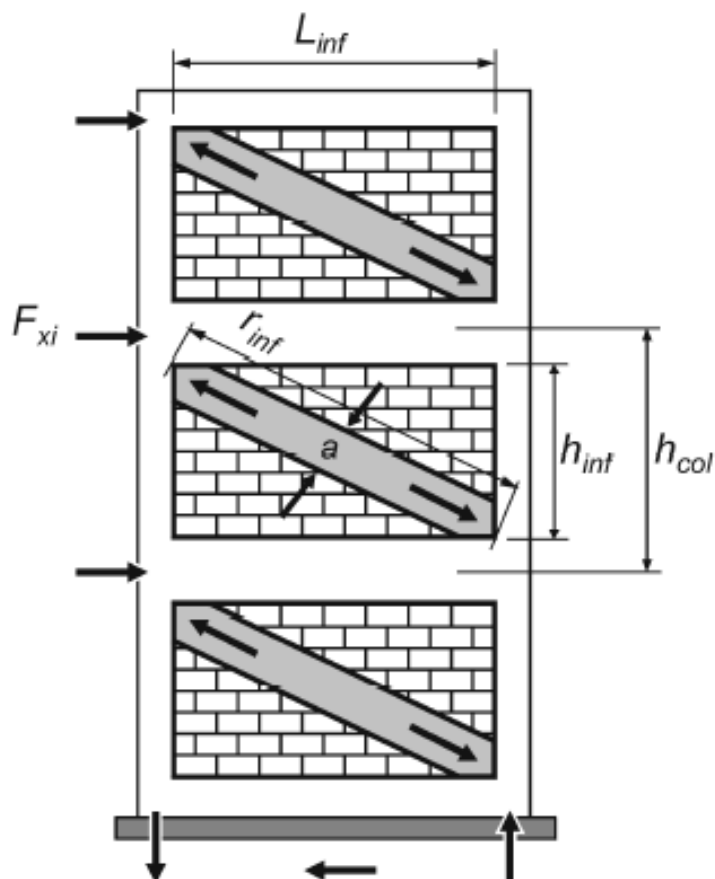
شکل (۲-۱۵): مدل سازی انواع دیوار برشی به صورت المان های تیر و ستون



شکل (۲-۱۶): تیرهای همبند در دیوار برشی بازشودار

۲-۳-۳-۵- میانقاب مصالح بنایی

همان طور که در بند (۲-۲-۶) ذکر شد، در صورتی که میانقاب در هر چهار جهت به طور کامل با قاب محیطی خود در تماس باشد، باید در مدل سازی سازه لحاظ شود. برای مدل سازی میانقاب از دستک های فشاری معادل مطابق شکل (۲-۱۷) استفاده می شود.



شکل (۲-۱۷): دستک معادل فشاری برای مدل سازی میانقاب بنایی

عرض دستک از رابطه ی زیر محاسبه می شود:

$$a = 0.254 [\lambda_1 h_{col}]^{0.4} r_{inf} \quad (۲-۵-الف)$$

$$\lambda_1 = \left[\frac{10 E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{0.25} \quad (۲-۵-ب)$$

که در آن:

a : عرض دستک فشاری بر حسب cm؛

h_{col} : ارتفاع مرکز تا مرکز ستون بر حسب cm؛

h_{inf} : ارتفاع پانل میانقاب بر حسب cm؛

E_{fe} : ضریب ارتجاعی مورد انتظار مصالح قاب بر حسب kg/cm^2 ؛

E_{me} : ضریب ارتجاعی مورد انتظار مصالح میانقاب بر حسب kg/cm^2 ؛

I_{col} : لنگر اینرسی ستون برحسب cm^4 ؛

r_{inf} : طول قطری پانل میانقاب برحسب cm ؛

t_{inf} : ضخامت پانل میانقاب و دستک فشاری معادل برحسب cm ؛

θ : زاویه‌ای که تانژانت آن برابر ضریب تناسب پانل (نسبت ارتفاع به طول) است؛

λ_1 : ضریبی که برای محاسبه‌ی عرض معادل دستک فشاری پانل به کار می‌رود.

در صورتی که نرم‌افزار قابلیت مدل‌سازی نوارهای فقط فشاری را داشته باشد، می‌توان نوارها را در امتداد هر دو قطر مدل کرد، و در این صورت امکان انجام تحلیل‌های دینامیکی نیز وجود خواهد داشت. در غیر این صورت نوارها باید با توجه به جهت بارگذاری جانبی طوری به کار روند که فقط نیروهای فشاری در آن‌ها ایجاد شود، یا از نوارهای ضربه‌داری که عرض هر یک $a/2$ باشد در مدل‌سازی استفاده نمود. برای میانقاب‌های دارای بازشو الگوی دستک‌های فشاری می‌تواند مطابق فصل هفتم FEMA274 مورد استفاده قرار گیرد.

۲-۳-۳-۶- میانقاب بتنی

میانقاب بتنی اغلب در ساختمان‌های دارای نمای بتنی پیش‌ساخته یا با دیوارهای پیش‌ساخته استفاده می‌شود. در مورد چنین قاب‌هایی در حالت کلی می‌توان از مدل دستک‌های فشاری مشابه آن‌چه برای میانقاب بنایی گفته شد، استفاده کرد. اگر تغییرمکان جانبی طراحی نسبت به ظرفیت تغییرمکان جانبی قاب و دیوار کوچک بوده و قاب نسبتاً انعطاف‌پذیر باشد، میانقاب را می‌توان به صورت یک دیوار برشی المان‌بندی و مدل نمود. در این صورت اثر بازشوها در رفتار دیوار نیز خودبه‌خود در نظر گرفته می‌شود.

۲-۳-۴- مدل‌سازی اجزا برای تحلیل‌های غیرخطی

در این بخش نحوه‌ی مدل‌سازی اجزا برای انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی مطابق بند (۳-۶) ارایه می‌شود. مدل‌سازی اعضا در تحلیل دینامیکی غیرخطی بسیار پیچیده بوده و باید با در نظر گرفتن رفتار عضو در بارگذاری و باربرداری باشد که نیازمند انجام آزمایش است. مدل استاتیکی غیرخطی در واقع پوش رفتار دینامیکی غیرخطی را تنها در بارگذاری نشان می‌دهد. همان‌گونه که در بند (۲-۳-۱) اشاره شد، رفتار اعضا در تحلیل‌های غیرخطی برحسب نوع تلاش متفاوت خواهد بود.

۲-۳-۴-۱- تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو

همان‌گونه که در شکل (۲-۱۳-ب) مشاهده می‌شود، در تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو لزومی برای تعریف منحنی رفتاری وجود ندارد و تنها دانستن سختی عضو برای مدل‌سازی کافی است. در جدول (۲-۹) برخی از تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو به همراه شرایط به وجود آمدن این تلاش‌ها ذکر شده است. در این جدول به کنترل‌شوندگی ستون توسط برش و طول‌گیری اشاره شده است. در فصل چهارم در خصوص تلاش‌ها و پاسخ‌های کنترل‌کننده عضو توضیحات کافی داده شده است.

۲-۳-۴-۲- تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل

مدل غیرخطی رفتاری برای تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل در بند (۲-۳-۱) مورد بحث قرار گرفت. این مدل برای رفتار تحت نیروی محوری و لنگر خمشی در شکل (۲-۱۸) مشاهده می‌شود.

ترسیم منحنی رفتاری طی مراحل زیر انجام می شود:

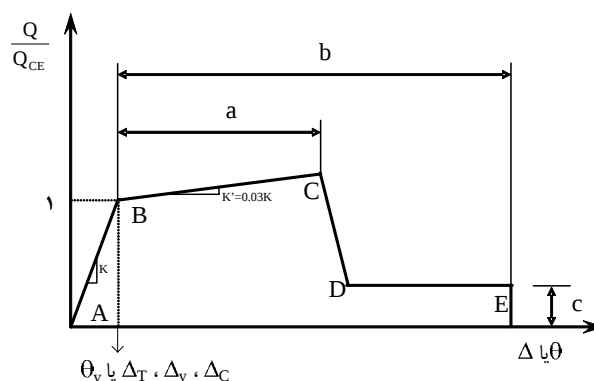
جدول (۲-۹): برخی از تلاش های کنترل شونده توسط نیرو در اعضای بتنی

مشخصات عضو	تلاش های کنترل شونده توسط نیرو	شرایط لازم
ستون ها در قاب های خمشی بتنی (اعضای اصلی)	نیروی محوری، نیروی برشی، لنگر خمشی	نیروی محوری و نیروی برشی همواره کنترل شونده توسط نیرو هستند، اما لنگر خمشی فقط در موارد زیر کنترل شونده توسط نیرو است: ۱- ستون هایی که با برش کنترل می شوند. ۲- ستون هایی که توسط طول گیرایی یا وصله کنترل می شوند و فاصله ی تنگ ها در آن ها از $\frac{d}{2}$ بیش تر است. ۳- ستون هایی که نیروی محوری در آن ها از $0.7P_0$ متجاوز است و فاقد تنگ های واجد شرایط ^۲ است.
ستون ها در قاب های خمشی بتنی و قاب های بتنی با میانقاب (اعضای غیر اصلی)	نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی	در تمامی حالات
تیرها در قاب های خمشی بتنی (اعضای اصلی)	نیروی برشی	در تمامی حالات
تیرها در قاب های خمشی بتنی و قاب های با میانقاب (اعضای غیر اصلی)	نیروی برشی	در تمامی حالات
تیرها، دال ها و ستون های قاب های بتنی با میانقاب (اعضای اصلی)	نیروی برشی	در تمامی حالات
ستون ها و تیرها در قاب های بتنی مهاربندی شده (اعضای اصلی)	نیروی برشی	در تمامی حالات
دیوارهای برشی	نیروی محوری	در تمامی حالات
ستون هایی که دیوارهای برشی ناپیوسته را تحمل می کنند.	نیروی محوری و نیروی برشی	در تمامی حالات
اتصالات	نیروی برشی	در تمامی حالات
دیافراگم ها	نیروی محوری	در تمامی حالات
ستون بدون تنگ	تمام تلاش ها	در تمامی حالات

۱- P_0 ظرفیت محوری خالص عضو طبق آبا است.

۲- اگر در محدوده ی مفصل خمشی خمیری در عضو فاصله ی تنگ ها از هم کم تر یا مساوی با $\frac{d}{3}$ باشد و علاوه بر این برای اعضای با نیاز شکل پذیری متوسط و زیاد، مقاومت تامین شده توسط تنگ ها، V_s ، لااقل برابر با $\frac{3}{4}$ برش طراحی باشد در این صورت عضو واجد شرایط تلقی می شود. در غیر این صورت عضو فاقد شرایط است.

- ۱- محاسبه‌ی سختی موثر المان در رفتار خطی و ترسیم خطی با شیب K از نقطه‌ی A ؛
- ۲- محاسبه‌ی مقاومت تسلیم (Q_y) از مراجع معتبر و تعیین نقطه‌ی B ؛
- ۳- محاسبه‌ی ظرفیت مورد انتظار مقطع (Q_{CE}) ؛
- ۴- تعیین پارامتر a از جداول (۱۰-۲) تا (۱۴-۲) و تعیین موقعیت نقطه‌ی C ؛
- ۵- تعیین پارامتر c از جداول (۱۰-۲) تا (۱۴-۲) و ترسیم پاره‌خط DC به صورت عمودی؛
- ۶- تعیین پارامتر b از جداول (۱۰-۲) تا (۱۴-۲) و ترسیم پاره‌خط DE .



شکل (۱۸-۲): مدل غیرخطی برای تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییر شکل

در استفاده از جداول (۱۰-۲) تا (۱۴-۲) بایستی به موارد زیر توجه شود:

- ۱- در مورد شرایط میلگرد عرضی در تیرها و ستون‌ها، 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 اعضای با نیاز شکل‌پذیری متوسط و زیاد، مقاومت تامین شده توسط تنگ‌ها V_s لااقل برابر با $\frac{3}{4}$ برش طراحی باشد، در این صورت عضو واجد شرایط تلقی می‌شود. در غیر این صورت عضو فاقد شرایط است.

۲- در رابطه‌ی $3.77 \frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$ نیرو بر حسب نیوتن و طول بر حسب میلی‌متر است.

۳- در خصوص محدوده‌هایی که در جداول مربوط ذکر نشده است، می‌توان از درون‌یابی خطی استفاده کرد.

۴- در جداول (۱۰-۲)، (۱۱-۲) و (۱۳-۲) 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 جدول باید استفاده کرد.

۵- در جدول (۱۱-۲) برای ستون‌هایی که با برش کنترل می‌شوند، مقدار داده نشده است، این ستون‌ها کنترل‌شونده توسط نیرو هستند.

۶- در جداول (۱۰-۲) تا (۱۲-۲) نیروی محوری طراحی در عضو و A_g سطح مقطع کل است. در خصوص اتصالات P نیروی محوری طراحی برای ستون واقع در بالای اتصال و A_g سطح مقطع کل اتصال است.

۷- در جدول (۱۲-۲) V نیروی برش طراحی و V_n مقاومت برشی اتصال است.

۸- در جداول (۱۳-۲) و (۱۴-۲) V_g برش در مقطع بحرانی دال ناشی از نیروهای ثقلی و V_0 مقاومت در برابر برش مستقیم سوراخ کننده است.

۹- شرایط وجود میلگردهای پیوستگی زمانی برقرار است که لااقل یکی از میلگردهای اصلی تحتانی در هر جهت به طور موثری در ستون ادامه یافته باشد. در مورد دال های پس کشیده، وجود میلگرد پیوستگی به معنای عبور لااقل یکی از تاندون های پس کشیدگی در هر جهت از ستون است.

جدول (۲-۱۰): پارامترهای مدل سازی غیر خطی تیرهای بتنی

ردیف	شرایط					c	b	a
	$\frac{P}{A_g f_c}$		$3.77 \frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$					
۱	آرماتور عرضی واجد شرایط	≤ 0.0	≤ 3	≤ 0.25	≤ 0.5	الف- تیرهایی که با خمش کنترل می شوند.	۰/۲	۰/۰۵
۲			≥ 6	≤ 0.2			۰/۲	۰/۰۴
۳		≥ 0.5	≤ 3	≤ 0.2			۰/۲	۰/۰۳
۴			≥ 6	≤ 0.15			۰/۲	۰/۰۲
۵	آرماتور عرضی فاقد شرایط	≤ 0.0	≤ 3	≤ 0.2			۰/۲	۰/۰۳
۶			≥ 6	≤ 0.1			۰/۲	۰/۰۱۵
۷		≥ 0.5	≤ 3	≤ 0.1			۰/۲	۰/۰۱۵
۸			≥ 6	≤ 0.05			۰/۲	۰/۰۱
۹	$S \leq \frac{d}{2}$					ب- تیرهایی که با برش کنترل می شوند.	۰/۲	۰/۰۲
۱۰							$S > \frac{d}{2}$	
۱۱	$S \leq \frac{d}{2}$					ج- تیرهایی که توسط طول گیرایی یا وصله کنترل می شوند.		
۱۲							$S > \frac{d}{2}$	
۱۳	د- تیرهایی که توسط طول گیرایی در اتصال تیر- ستون کنترل می شوند.					۰/۲		
			۰/۰۱۵					

جدول (۲-۱۱): پارامترهای مدل سازی غیرخطی ستون های بتنی

ردیف	شرایط				a	b	c	
	$\frac{P}{A_g f_c}$	$3.77 \frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$						
۱	الف- ستون‌هایی که با خمش کنترل می‌شوند.	آرماتور عرضی واجد شرایط	≤ 0.0	≤ 3	۰/۰۲	۰/۰۳	۰/۲	
۲				≥ 6	۰/۰۱۶	۰/۰۲۴	۰/۲	
۳			≥ 0.4	≤ 3	۰/۰۱۵	۰/۰۲۵	۰/۲	
۴				≥ 6	۰/۰۱۲	۰/۰۲	۰/۲	
۵	آرماتور عرضی فاقد شرایط	≤ 0.0	≤ 3	۰/۰۰۶	۰/۰۱۵	۰/۲		
۶			≥ 6	۰/۰۰۵	۰/۰۱۲	۰/۲		
۷		≥ 0.4	≤ 3	۰/۰۰۳	۰/۰۱	۰/۲		
۸			≥ 6	۰/۰۰۲	۰/۰۰۸	۰/۲		
۹	ب- ستون‌هایی که با برش کنترل می‌شوند.							
۱۱	ج- ستون‌هایی که توسط طول گیرایی یا وصله کنترل می‌شوند.	$S \leq \frac{d}{2}$				۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۴
۱۲		$S > \frac{d}{2}$				۰/۰	۰/۰۱	۰/۲
	د- ستون‌هایی که نیروی محوری آن‌ها از $0.7P_0$ متجاوز است.	در تمام طول ستون تنگ‌ها واجد شرایط هستند.				۰/۰۱۵	۰/۰۲۵	۰/۲
۱۳		بقیه‌ی حالات				۰/۰	۰/۰	۰/۰

جدول (۲-۱۲): پارامترهای مدل سازی غیرخطی اتصالات

ردیف	شرایط				a	b	c
۱	الف- اتصالات داخلی	میلگرد عرضی واجد شرایط	$\frac{P}{A_g f_c} \leq 0.1$		۰/۰۱۵	۰/۰۳	۰/۲
۲							
۳			$\frac{P}{A_g f_c} \geq 0.4$	$\frac{V}{V_n} \leq 1.2$	۰/۰۱۵	۰/۰۲۵	۰/۲
۴				$\frac{V}{V_n} \geq 1.5$	۰/۰۱۲	۰/۰۲	۰/۲
۵		میلگرد عرضی فاقد شرایط	$\frac{P}{A_g f_c} \leq 0.1$	$\frac{V}{V_n} \leq 1.2$	۰/۰۱۵	۰/۰۲	۰/۲
۶				$\frac{V}{V_n} \geq 1.5$	۰/۰۱۵	۰/۰۱۵	۰/۲
۷			$\frac{P}{A_g f_c} \geq 0.4$		۰/۰۱۵	۰/۰۱۵	۰/۲
۸							
۹	ب- اتصالات دیگر	میلگرد عرضی واجد شرایط		$\frac{V}{V_n} \leq 1.2$	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۲
۱۰				$\frac{V}{V_n} \geq 1.5$	۰/۰۱	۰/۰۱۵	۰/۲
۱۱		میلگرد عرضی فاقد شرایط	$\frac{P}{A_g f_c} \leq 0.1$		۰/۰۰۵	۰/۰۱	۰/۲
۱۲							
۱۳			$\frac{P}{A_g f_c} \geq 0.4$		۰/۰	۰/۰	-
۱۴							

جدول (۲-۱۳): پارامترهای مدل سازی غیرخطی دال های دوطرفه و اتصالات ستون به دال

ردیف	شرایط	a	b	c
۱	الف- دال های کنترل شونده با خمش و اتصالات دال- ستون	$\frac{V_g}{V_o} \leq 0.2$	۰/۰۲	۰/۲
۲		$\frac{V_g}{V_o} \geq 0.4$	۰/۰	۰/۲
۳		$\frac{V_g}{V_o} \leq 0.2$	۰/۰۲	-
۴		$\frac{V_g}{V_o} \geq 0.4$	۰/۰	-
۵	ب- دال های کنترل شونده توسط طول گیرایی یا وصله	۰/۰	۰/۰۲	۰/۰
۶	ج- دال های کنترل شونده توسط طول گیرایی در اتصال دال- ستون	۰/۰۱۵	۰/۰۳	۰/۲

جدول (۲-۱۴): پارامترهای مدل سازی غیرخطی قاب های بتن مسلح با میانقاب

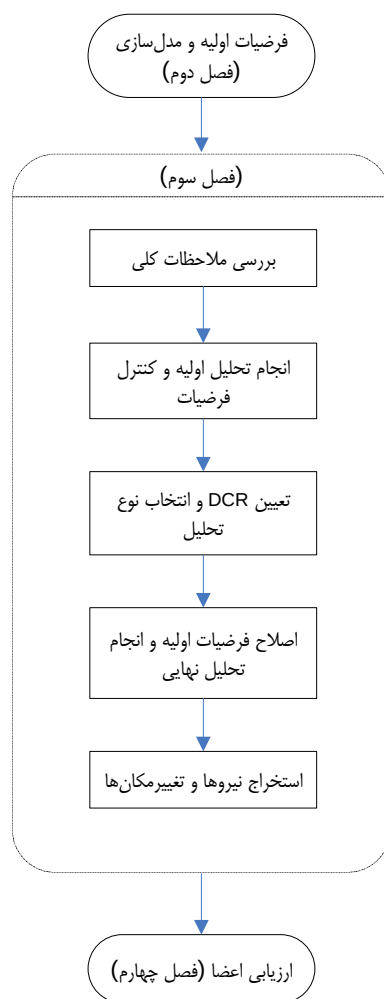
ردیف	شرایط	a	b	c
۱	الف- ستون هایی که به صورت میله ی فشاری مدل شده باشند.	۰/۰۲	۰/۰۴	۰/۴
۲	ب- ستون هایی که به صورت میله ی کششی مدل شده باشند.	۰/۰۰۳	۰/۰۱	۰/۲
۳	ستون های بدون وصله یا با وصله های به طور مناسب محصور شده	۰/۰۵	۰/۰۵	-
۴	بقیه ی موارد	-	۰/۰۳	۰/۲

فصل ۳

تحلیل

۳-۱- مقدمه

در این فصل روش‌های مختلف تحلیل برای ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود تشریح می‌شود. با توجه به این‌که طبق فصل ۲ مدل‌سازی سازه برای انجام تحلیل خطی یا غیرخطی تهیه شده است، در بند (۳-۳) محدوده‌ی کاربرد این روش‌ها مطرح شده است. در بندهای (۳-۴) تا (۳-۷) جزییات چهار روش تحلیل به تفصیل شرح داده شده است. در بند (۳-۸) نیز نحوه‌ی اصلاح و تکمیل نتایج بیان شده است. شکل (۳-۱) جایگاه این فصل را در مراحل ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌ها نشان می‌دهد.



شکل (۳-۱): مراحل تحلیل

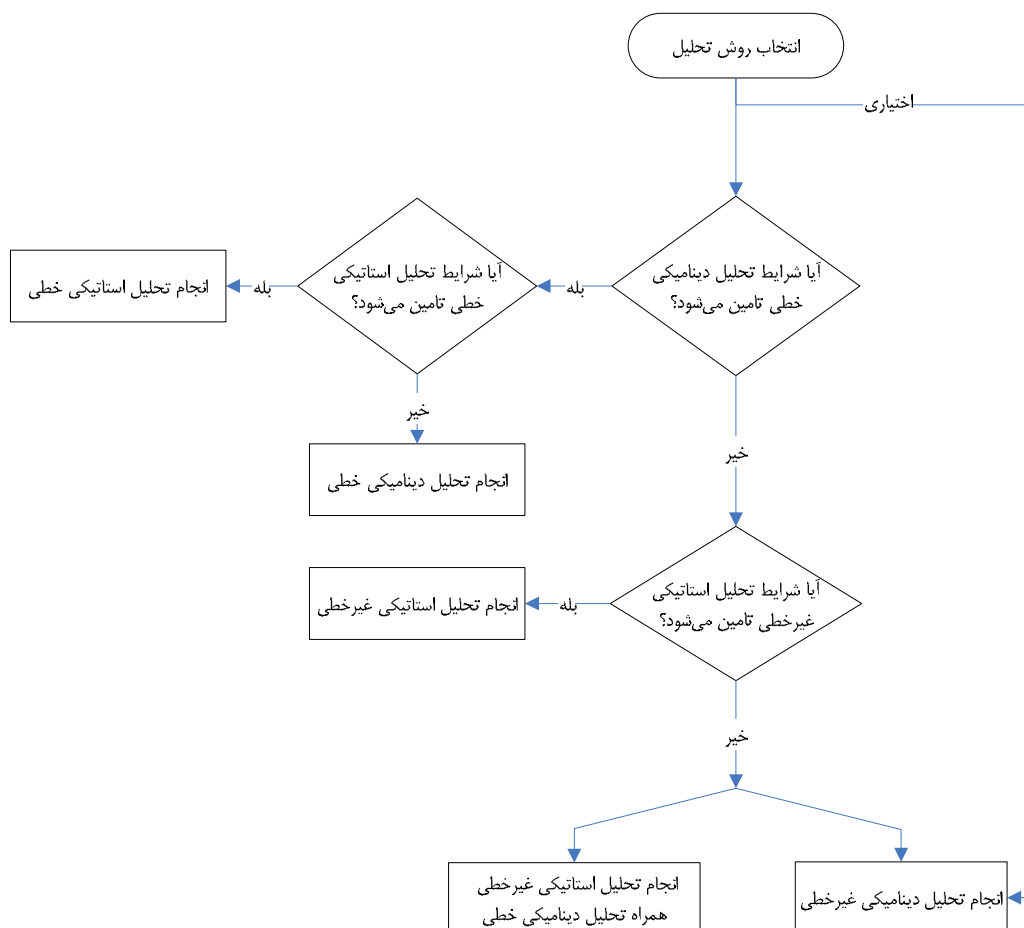
۳-۲- ملاحظات کلی

چهار روش تحلیل در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود ارائه شده است، که عبارت هستند از: استاتیکی خطی، دینامیکی خطی (طیفی یا تاریخچه‌ی زمانی)، استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی. با توجه به این‌که در روش‌های خطی از فرضیات ساده‌کننده استفاده می‌شود، در برخی موارد تقریب آن‌ها بیش از روش‌های غیرخطی بوده و استفاده از آن‌ها برای ساختمان‌های پیچیده مجاز نیست.

هنگامی که با رعایت ملاحظات بند (۳-۳) روش موردنظر برای تحلیل سازه انتخاب و تعیین شد، رفتار اعضای سازه باید بر اساس ضوابط فصل دوم برای تحلیل خطی یا غیرخطی مدل‌سازی شود. سپس بارهای وارد بر سازه طبق ضوابط این فصل تعیین شده و بارهای ثقلی و جانبی اعمال می‌شوند و پس از آن، تحلیل سازه به یکی از چهار روش فوق انجام خواهد شد.

۳-۳- محدوده‌ی کاربرد روش‌های تحلیل

به طور کلی، در صورت استفاده از تحلیل‌های خطی باید صحت فرضیات چنین تحلیل‌هایی مطابق بندهای (۱-۳-۳) و (۲-۳-۳) کنترل شود. روش تحلیل استاتیکی غیرخطی نیز در صورتی که اثر مدهای بالاتر قابل ملاحظه نباشد، قابل استفاده است. در غیر این صورت باید مطابق ضوابط بند (۳-۳-۳) عمل نمود. هیچ محدودیتی در استفاده از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی وجود ندارد. ولی به دلیل پیچیدگی، نیاز به اطلاعات اولیه دقیق و ارزیابی نتایج نیاز به تجربه کافی دارد. شکل (۲-۳) نحوه‌ی انتخاب روش تحلیل را نشان می‌دهد.



شکل (۲-۳): نحوه‌ی انتخاب روش تحلیل

۳-۳-۱- شرایط کاربرد روش تحلیل استاتیکی خطی

برای انتخاب روش تحلیل، موضوع بند (۳-۳)، انجام یک تحلیل استاتیکی یا دینامیکی خطی اولیه با جزییات ارایه شده در بند (۳-۴) یا بند (۳-۵) ضروری است. با فرض این که تحلیل اولیه به روش استاتیکی انجام شود، در صورت ارضا شدن شرایط این بند می‌توان از نتایج این تحلیل در مطالعات ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای ساختمان، برای کنترل معیارهای پذیرش استفاده کرد.

برای استفاده از روش تحلیل استاتیکی خطی در ابتدا باید سه شرط زیر کنترل شود:

۱- زمان تناوب اصلی ساختمان کوچک‌تر از $3.5T_s$ باشد، مشروط بر آن که تعداد طبقات ساختمان از ۲۰ طبقه تجاوز نکند.

۲- تغییر ابعاد پلان در طبقات متوالی ساختمان به استثنای خرپشته، کمتر از ۴۰ درصد باشد.

۳- سازه دارای سیستم باربر جانبی متعامد باشد.

در صورت برقراری شرط‌های فوق، سازه تحلیل شده و دو شرط زیر کنترل می‌شود.

۴- ساختمان دارای نامنظمی شدیدی در سختی پیچشی نباشد، یعنی حداکثر تغییر مکان جانبی در هر طبقه و در هر راستا کمتر از $1/5$ برابر تغییر مکان متوسط آن طبقه در همان راستا باشد.

۵- ساختمان دارای نامنظمی شدیدی در ارتفاع از نظر جرم یا سختی نباشد. یعنی میانگین تغییر مکان جانبی نسبی در هر طبقه و در هر راستا، به استثنای خرپشته، کمتر از ۵۰ درصد با طبقه بالا یا پایین آن در همان راستا اختلاف داشته باشد.

در صورت برقراری موارد فوق، باید شرایط نیرویی سازه نیز به شرح زیر به عنوان آخرین گام کنترل شود، در غیر این صورت تحلیل استاتیکی مجاز نیست.

برای کنترل شرایط نیرویی باید نسبت نیرو به ظرفیت (DCR) برای کلیه تلاش‌ها در تمام اعضای اصلی محاسبه شود. برای محاسبه مقادیر DCR، از رابطه‌ی (۳-۱) استفاده می‌شود.

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} \quad (3-1)$$

که در آن Q_{UD} تلاش داخلی عضو ناشی از بارهای ثقی و زلزله و Q_{CE} مقاومت مورد انتظار عضو بر اساس ضوابط فصل دوم تعیین می‌شود.

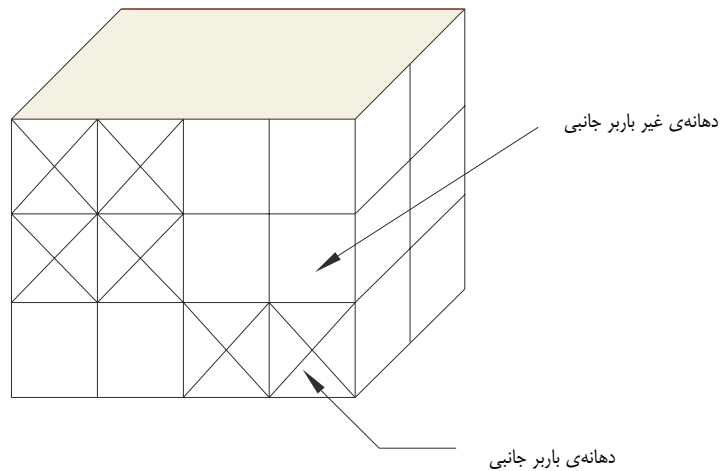
لازم به توضیح است که در مورد تیرستون‌ها DCR لنگر خمشی بدون منظور نمودن اثرات اندرکنش با نیروی محوری محاسبه می‌شود. پس از آن که DCR همه‌ی تلاش‌های هر عضو تعیین شد، حداکثر آن‌ها در هر عضو که DCR بحرانی عضو نامیده می‌شود، مشخص شده و پس از آن می‌توان به کنترل شرایط نیرویی به ترتیب زیر پرداخت:

۶- اگر مقادیر DCR بحرانی در تمامی اعضای اصلی کوچک‌تر از ۲ باشد، کنترل دیگری لازم نبوده و نتایج تحلیل استاتیکی خطی سازه معتبر است، در غیر این صورت باید شرط ۷ نیز کنترل شود.

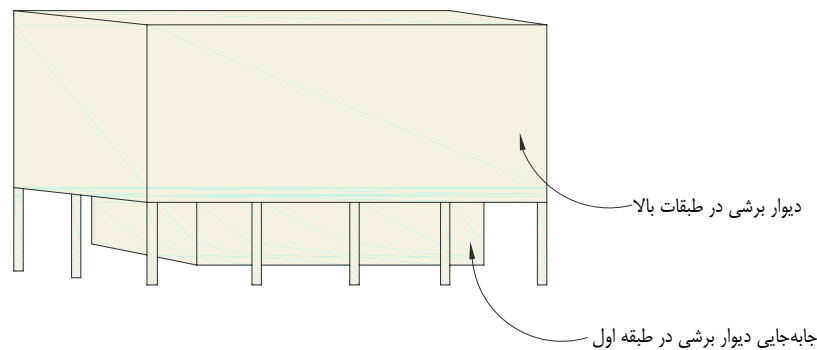
۷- اگر مقادیر DCR بحرانی در تعدادی (یک یا بیش‌تر) از اعضای اصلی بیش‌تر از ۲ باشد (برای تعریف اعضای اصلی و غیراصلی به بند ۲-۲ رجوع شود)، باید هر سه شرط زیر کنترل شود:

الف- انقطاع در سیستم باربر جانبی در صفحه و یا خارج از صفحه، وجود نداشته باشد. مثال‌های عدم پیوستگی در سیستم

باربر جانبی در شکل‌های (۳-۲) و (۳-۳) نشان داده شده است.



شکل (۲-۳): ناپیوستگی در سیستم باربر جانبی در صفحه



شکل (۳-۳): ناپیوستگی خارج از صفحه در سیستم باربر جانبی

ب- ساختمان دارای طبقه‌ی ضعیف نباشد، یعنی در کلیه‌ی طبقات DCR متوسط طبقه بیش از ۲۵ درصد با همین کمیت در یک طبقه بالاتر یا پایین‌تر اختلاف نداشته باشد. DCR متوسط طبقه (DCR) با استفاده از میانگین‌گیری وزنی مطابق رابطه‌ی (۲-۳) محاسبه می‌شود:

$$\overline{DCR} = \frac{\sum_{i=1}^n DCR_i V_i}{\sum_{i=1}^n V_i} \quad (۲-۳)$$

که در آن V_i نیروی برشی ناشی از زلزله در عضو i از طبقه مورد نظر، DCR_i همان DCR بحرانی در عضو i و n تعداد کل اعضای طبقه مورد نظر است.

ج- ساختمان دارای نامنظمی شدید در مقاومت پیچشی نباشد. یعنی بزرگ‌ترین DCR در اعضای یک سمت مرکز سختی طبقه نسبت به همین مقدار در سمت مقابل از ۱/۵ برابر بیش‌تر نباشد.

اگر هر سه شرط بالا برقرار باشد، نتایج تحلیل استاتیکی خطی سازه معتبر است و می‌توان در ادامه‌ی مطالعات به بررسی معیارهای پذیرش سازه طبق فصل چهارم پرداخت. در غیر این صورت باید از روش دیگری سازه را تحلیل نمود. خلاصه‌ی کنترل‌های لازم جهت استفاده از تحلیل استاتیکی خطی در شکل (۳-۴) نشان داده شده است.

۳-۳-۲- شرایط کاربرد روش تحلیل دینامیکی خطی

همان‌طور که در بند (۳-۳-۱) نیز گفته شد، برای انتخاب روش تحلیل، می‌توان تحلیل خطی اولیه را به روش دینامیکی انجام داد. تحلیل دینامیکی خطی سازه، به روش طیفی یا تاریخچه‌ی زمانی قابل انجام است. به منظور بررسی قابل قبول بودن روش دینامیکی خطی برای تحلیل سازه مورد نظر در ابتدا باید سازه به روش طیفی تحلیل شده و نیروهای داخلی اعضا محاسبه شود. پس از آن DCR تلاش‌های کلیه‌ی اعضای باربر جانبی مشابه آن چه برای کنترل شرایط نیرویی سازه در بند (۳-۳-۱) گفته شد، محاسبه شود. از این مرحله به بعد همان شرایط قسمت‌های ۶ و ۷ بند (۳-۳-۱) کنترل می‌شود.

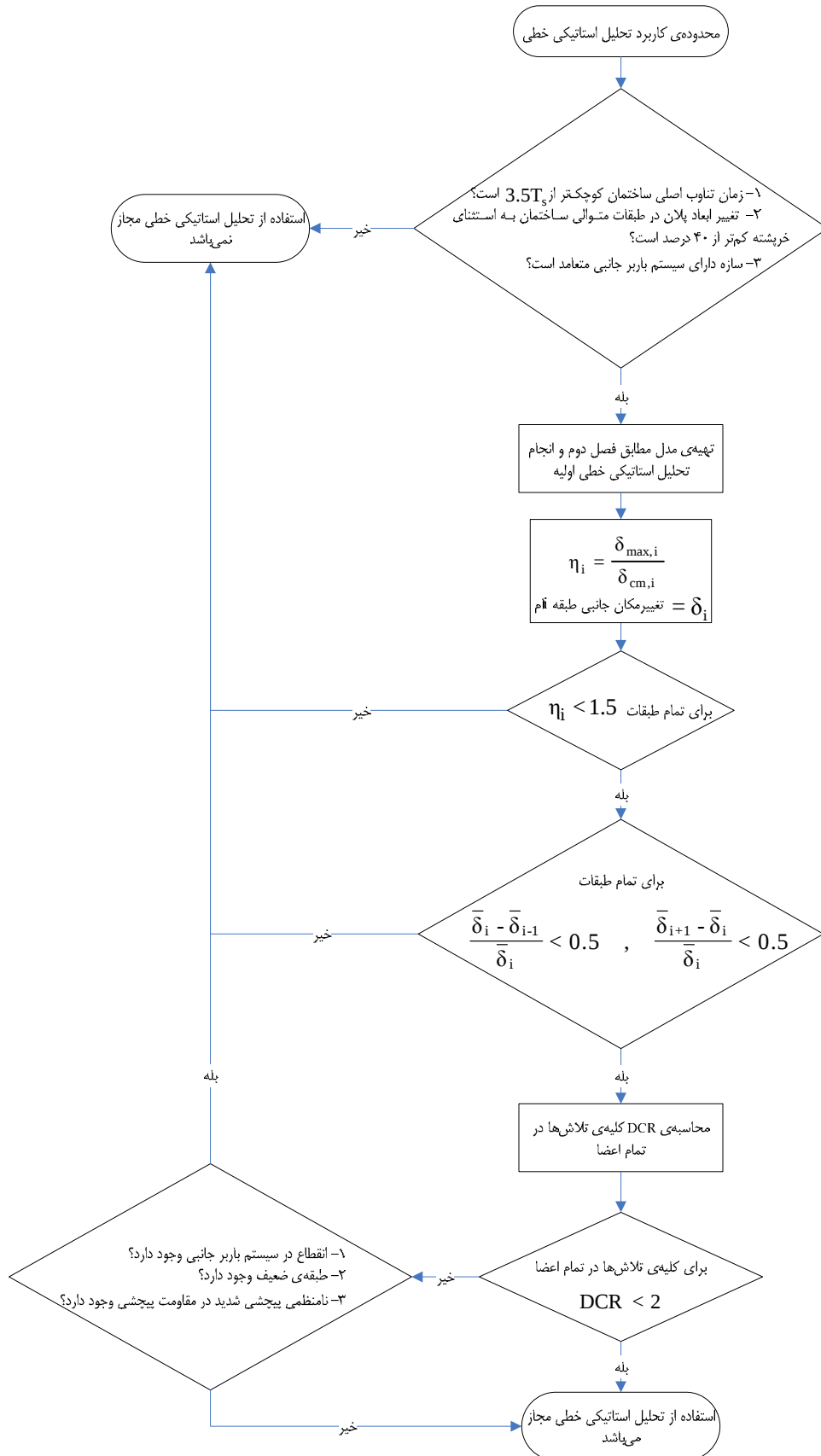
در صورت برقراری شرایط فوق‌الذکر، کنترل دیگری لازم نبوده و نتایج تحلیل دینامیکی طیفی سازه معتبر است و می‌توان در ادامه‌ی مطالعات به بررسی و کنترل معیارهای پذیرش سازه طبق فصل چهارم پرداخت. اگر مقصود از این کنترل استفاده از روش تاریخچه‌ی زمانی باشد، در این مرحله می‌توان سازه را به روش دینامیکی خطی تاریخچه‌ی زمانی بر اساس ملاحظات بند (۳-۵-۲) تحلیل نمود. در غیر این صورت استفاده از روش تحلیل دینامیکی خطی در مطالعات بهسازی لرزه‌ای ساختمان مجاز نبوده و باید سازه به روش غیرخطی تحلیل شود. شکل (۳-۵) نحوه‌ی کنترل محدوده‌ی کاربرد روش دینامیکی خطی را نشان می‌دهد.

۳-۳-۳- شرایط کاربرد روش تحلیل استاتیکی غیرخطی

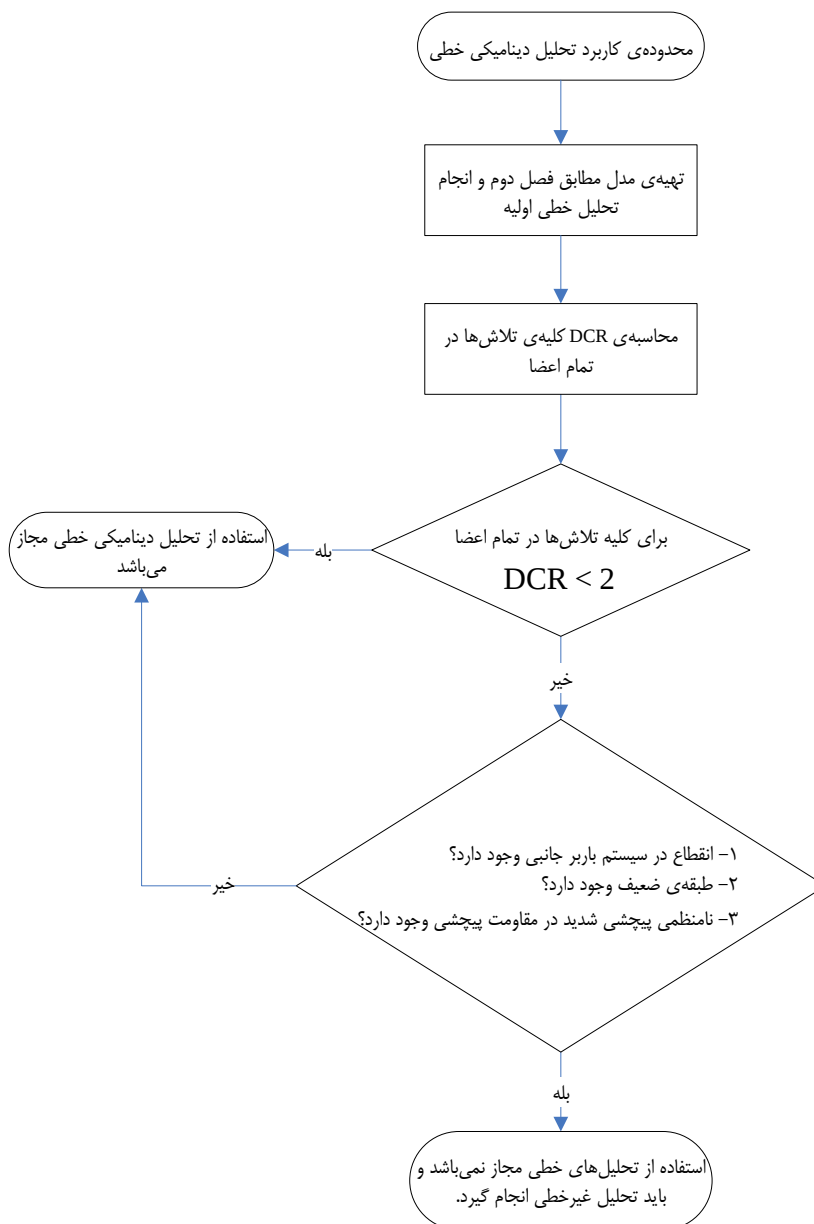
استفاده از این روش در صورتی به تنهایی مجاز است که اثر مودهای بالاتر در پاسخ دینامیکی سازه قابل ملاحظه نباشد. بدین منظور باید نسبت برش هر طبقه با در نظر گرفتن همه مودهایی که حداقل ۹۰ درصد جرم ساختمان در محاسبات زلزله را به خود اختصاص می‌دهند، به برش طبقه حاصل از مود اول، در همه‌ی طبقات از ۱/۳ کم‌تر باشد. در غیر این صورت روش تحلیل استاتیکی غیرخطی باید به همراه روش تحلیل دینامیکی خطی (طیفی یا تاریخچه‌ی زمانی) استفاده شود. در این حالت معیار پذیرش برای هر دو روش باید بررسی شود، با این تفاوت که برای پذیرش اعضای با رفتار کنترل شونده توسط تغییرشکل، در روش تحلیل دینامیکی خطی می‌توان ۳۳ درصد تخفیف قایل شد.

۳-۳-۴- شرایط کاربرد روش تحلیل دینامیکی غیرخطی

استفاده از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی برای مطالعات بهسازی لرزه‌ای در هر حال مجاز است. در صورتی که مدل‌های رفتاری چرخه‌ای مناسبی برای اعضا به کار برده شود، نتایج حاصل از روش دینامیکی غیرخطی، از بقیه روش‌های تحلیل دقیق‌تر خواهد بود. البته این نتایج باید توسط یک گروه متخصص و با تجربه در این زمینه کنترل شود.



شکل (۳-۴): کنترل محدوده‌ی کاربرد روش استاتیکی خطی



شکل (۳-۵): کنترل محدوده‌ی کاربرد روش دینامیکی خطی

۳-۴- روش تحلیل استاتیکی خطی

در این روش، بار زلزله به صورت استاتیکی اعمال شده و رفتار سازه خطی فرض می‌شود. هدف اصلی کنترل نیروهای داخلی اعضای سازه در شرایطی است که سازه تحت نیروی زلزله به حداکثر تغییرشکل‌های غیرخطی خود رسیده باشد. در این شرایط چنانچه رفتار سازه هم‌چنان خطی بماند، نیروها و تغییرشکل‌های حاصل از تحلیل، نزدیک به مقادیر واقعی خواهد بود. اما چنانچه رفتار مصالح غیرخطی باشد، آنگاه نیروها بیش از مقادیر واقعی برآورد می‌شود. در این حالت برای اصلاح نیروهای داخلی به هنگام ارزیابی، ضرایب مناسب کاهش داده شده یا مقاومت اعضا با ضرایب لازم افزایش داده می‌شود.

به‌کارگیری این روش برای تحلیل سازه‌هایی که گستردگی رفتار غیرخطی در اعضای آن‌ها تحت بارهای واقعی زلزله زیاد نباشد، یا به عبارت دیگر معیارهای گفته شده در بند (۳-۳-۱) را برآورده کنند، مناسب است. جزییات انجام این روش در چهار گام زیر برای هر یک از دو امتداد اصلی سازه، تشریح شده است. در این روش باید به ترتیب زمان تناوب اصلی سازه، برش پایه، توزیع نیروها در ارتفاع و نیروهای وارد بر دیافراگم‌ها محاسبه و سپس نتایج تحلیل اصلاح و تکمیل شوند، که جزییات آن در بندهای بعدی ذکر شده است.

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

تعیین زمان تناوب اصلی نوسان سازه به دو روش تحلیلی و تجربی امکان‌پذیر است. در روش تحلیلی، سازه طبق ضوابط فصل دوم مدل‌سازی شده و مشخصات مودی آن محاسبه می‌شود. زمان تناوب اصلی نوسان سازه، زمان تناوب نظیر مودی است که بیش‌ترین سهم را از وزن ساختمان در محاسبات زلزله داشته باشد. برخلاف آیین‌نامه‌های مربوط به طراحی ساختمان‌های جدید، این دستورالعمل برای زمان تناوب حاصل از این روش حد بالایی وجود ندارد. در روش تجربی، زمان تناوب اصلی سازه از رابطه‌ی (۳-۳) محاسبه می‌شود:

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

که در آن:

T: زمان تناوب اصلی نوسان سازه بر حسب ثانیه؛

H: ارتفاع سازه از تراز پایه بر حسب متر؛

α : ضریبی است که بر اساس سیستم باربر جانبی سازه تعیین می‌شود و برابر است با:

$\alpha = 0.08$ قاب خمشی فولادی

$\alpha = 0.07$ قاب خمشی بتنی و قاب فولادی مهاربندی شده‌ی واگرا

$\alpha = 0.05$ سایر سیستم‌های سازه‌ای

۳-۴-۲- محاسبه‌ی برش پایه

برش پایه‌ی ساختمان طبق رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$V = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W \quad (4-3)$$

که در آن:

W: وزن کل ساختمان شامل بار مرده به اضافه درصدی از بار زنده که در استاندارد ۲۸۰۰ مشخص شده است؛

S_a : شتاب طیفی در محل به ازای زمان تناوب اصلی نوسان سازه ؛

C_1 : این ضریب برای تبدیل حداکثر تغییرشکل‌های حاصل از تحلیل ارتجاعی خطی به حداکثر تغییرشکل‌های غیرارتجاعی در

سازه‌های دارای حلقه‌های هیستریزیس پایدار و کامل، استفاده می‌شود. این ضریب از روش‌های محاسباتی و تجربی به‌دست آمده و از

رابطه (۱۵-۳) محاسبه می‌شود. در روش تحلیل خطی می‌توان با جایگذاری برش پایه‌ی حد ارتجاعی به جای V_y از رابطه (۱۵-۳) استفاده نمود. در غیر این صورت می‌توان از رابطه‌ی زیر استفاده کرد:

$$C_1 = 1 + \frac{T_s - T}{2T_s - 0.2}, \quad 1 \leq C_1 \leq 1.5 \quad (۵-۳)$$

که در آن T_s زمان تناوب مشترک بین دو ناحیه‌ی شتاب ثابت و سرعت ثابت در طیف بازتاب طرح طبق استاندارد ۲۸۰۰ است. C_2 : ضریبی که مقدار آن برای تحلیل‌های خطی همواره برابر واحد است. از این ضریب در تحلیل‌های غیرخطی استفاده می‌شود. برای جزییات بیش‌تر به بند (۳-۳-۶-۳) مراجعه شود.

C_3 : ضریبی برای اعمال اثرات $P - \Delta$ بر تغییر مکان‌های سازه در هنگام رفتار غیرخطی مصالح است. مقدار این ضریب تابع حداکثر ضریب پایداری طبقات سازه، θ_{max} ، است. مقدار ضریب پایداری در هر طبقه، از رابطه‌ی (۶-۳) به‌دست می‌آید:

$$\theta_i = \frac{P_i \delta_i}{V_i h_i} \quad (۶-۳)$$

که در آن P_i بخشی از وزن سازه شامل بار مرده و بار زنده داریم به اضافه ۲۵ درصد بار زنده متحرک ناشی از کل طبقات بالاتر در طبقه‌ی i -ام، δ_i تغییر مکان نسبی مرکز سختی طبقه‌ی i -ام در جهت مورد نظر، V_i نیروی برشی طبقه‌ی i -ام در جهت مورد نظر و h_i ارتفاع طبقه‌ی i -ام است. پس از محاسبه‌ی θ_{max} که حداکثر θ_i ها در ساختمان است، C_3 از روابط (۷-۳) تعیین می‌شود:

$$\begin{aligned} \theta_{max} \leq 0.1 &\rightarrow C_3 = 1.0 \\ \theta_{max} > 0.1 &\rightarrow C_3 = 1 + 5 \times \frac{\theta_{max} - 0.1}{T} \end{aligned} \quad (۷-۳)$$

چون در ابتدای تحلیل مقادیر V_i و δ_i معلوم نیستند، لذا باید مقداری برای C_3 با توجه به ارتفاع ساختمان فرض کرد و پس از یک‌بار تحلیل و با توجه به مقدار θ حاصل، در صورت لزوم C_3 را اصلاح و تحلیل را تکرار کرد. می‌توان در گام اول C_3 را برابر واحد فرض نمود.

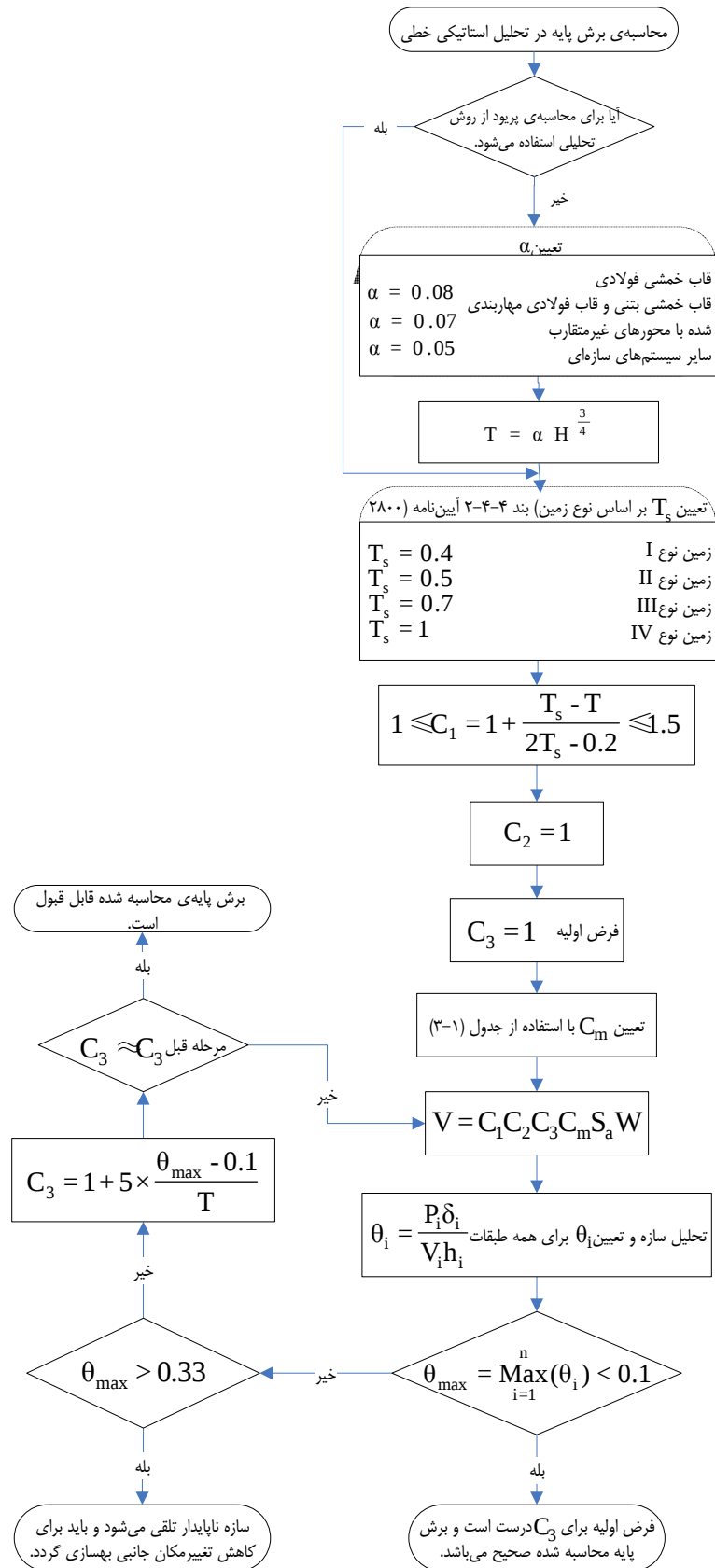
C_m : ضریب اصلاح برای اعمال اثر مودهای بالاتر است که براساس جدول (۱-۳) تعیین می‌شود.

جدول (۱-۳): مقادیر ضریب C_m

سیستم باربر جانبی	قاب خمشی بتنی یا فولادی	قاب فولادی مهاربندی شده همگرا یا واگرا	سازه با دیوار برشی	سایر سیستم‌های سازه‌ای
یک یا دو	۱	۱	۱	۱
سه و بیش‌تر	۰/۹	۰/۹	۰/۸	۱

در واقع C_m برای کلیه‌ی ساختمان‌های کوتاه‌تر از ۳ طبقه برابر واحد فرض می‌شود. در مورد ساختمان‌های بلندتری که سیستم سازه‌ای آن‌ها قاب خمشی یا قاب مهاربندی شده یا قاب با دیوار برشی است، اثر مخالف مودهای بالاتر بر تغییر مکان به صورت ضریب کاهش C_m روی برش پایه اعمال می‌شود.

در شکل (۶-۳) روند محاسبه‌ی برش پایه در روش تحلیل استاتیکی خطی نشان داده شده است.



شکل (۳-۶): محاسبه‌ی برش پایه در روش تحلیل استاتیکی خطی

۳-۴-۳- توزیع نیروی جانبی در ارتفاع

نیروی جانبی زلزله در تراز هر طبقه از رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود:

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V \quad (۸-۳)$$

که در آن:

F_i : نیروی جانبی وارد بر طبقه‌ی i -ام؛

W_i : وزن طبقه‌ی i -ام در محاسبات زلزله؛

h_i : ارتفاع طبقه‌ی i -ام از تراز پایه؛

V : برش پایه؛

n : تعداد طبقات ساختمان روی تراز پایه؛

k : ضریبی است که تابع زمان تناوب سازه بوده و از رابطه‌ی (۹-۳) به دست می‌آید:

$$1 \leq k = 0.5T + 0.75 \leq 2 \quad (۹-۳)$$

نیروی جانبی F_i باید بر حسب توزیع وزن در پلان هر طبقه با در نظر گرفتن برون مرکزی اتفاقی طبق بند (۴-۲-۲) توزیع شود.

۳-۴-۴- محاسبه نیروی جانبی دیافراگم‌ها

نیروی جانبی برای تحلیل دیافراگم طبقه، F_{pi} ، با استفاده از رابطه‌ی (۱۰-۳) به دست می‌آید:

$$F_{pi} = \frac{\sum_{j=1}^n F_j}{\sum_{j=1}^n W_j} W_i \quad (۱۰-۳)$$

در رابطه‌ی (۱۰-۳) F_j و W_j مطابق بند (۳-۴-۳) تعریف می‌شوند و W_i وزن دیافراگم مطابق تعریف استاندارد ۲۸۰۰ است.

F_{pi} باید بر حسب توزیع جرم در پلان دیافراگم توزیع شود. در صورتی که موقعیت سیستم باربر جانبی سازه در صفحه‌ی خود یا خارج

از آن در تراز دیافراگم تغییر کند، باید نیروهای متمرکز ناشی از آن را به مقادیر رابطه (۱۰-۳) اضافه کرد. این نیروها از اثر نیروهای

جانبی F_i بر دیافراگم‌ها (رابطه‌ی ۸-۳) به دست می‌آیند. نحوه‌ی مدل‌سازی دیافراگم هر طبقه برای تحلیل تحت اثر نیروهای فوق

در بند (۲-۲-۲) ذکر شده است.

۳-۵- روش تحلیل دینامیکی خطی

در تحلیل دینامیکی خطی نیز مشابه با آنچه در مورد روش استاتیکی خطی در ابتدای بند (۴-۳) ذکر شد، نیروهای داخلی معمولاً

بیش از مقادیر واقعی برآورد می‌شوند. تحلیل دینامیکی خطی را می‌توان طبق بندهای (۱-۵-۳) و (۲-۵-۳) به روش طیفی یا

تاریخچه‌ی زمانی انجام داد.

۳-۵-۱- روش تحلیل طیفی

نکات کلی در این روش به شرح زیر است:

- ۱- طیف طرح مورد استفاده باید در عبارت $C_1 C_2 C_3$ ، طبق تعاریف بند (۳-۴)، ضرب شود.
- ۲- تعداد مودهای ارتعاش باید چنان انتخاب شود که جمع درصد مشارکت جرم موثر برای هر امتداد تحریک زلزله در مودهای انتخاب شده، حداقل ۹۰٪ باشد. تعداد این مودها در هر امتداد نوسان حداقل برابر ۳ مود بوده و باید تمام مودهای با زمان تناوب بیش از ۰/۴ ثانیه در نظر گرفته شوند.
- ۳- نتایج حاصل از مودهای مختلف باید طبق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ به روش‌هایی مانند جذر مجموع مربعات (SRSS) یا ترکیب مربعی کامل (CQC) یا روش‌های دیگر که اندرکنش بین مودها را دقیق‌تر در نظر می‌گیرند، با هم ترکیب شوند.
- ۴- مقیاس کردن برش پایه‌ی طیفی براساس برش پایه‌ی استاتیکی خطی لازم نیست. بنابراین برش پایه در روش تحلیل طیفی به دلیل مشارکت مودهای بالاتر، در اغلب موارد کوچک‌تر از روش استاتیکی خطی به‌دست می‌آید.
- ۵- نیروی اینرسی وارد بر دیافراگم در هر طبقه، F_{pi} ، باید از رابطه‌ی (۳-۱۰) محاسبه شود که در آن F_j نیروی جانبی طبقه حاصل از تحلیل طیفی است. نیروی حاصل نباید کوچک‌تر از ۸۵ درصد نیروی محاسبه شده بر اساس روش استاتیکی خطی در نظر گرفته شود.
- ۶- با توجه به برون مرکزی اتفاقی باید دو مدل مختلف از سازه برای تحلیل در هر یک از دو راستای متعامد ساخته شود. تفاوت این دو مدل در توزیع جرم آن‌ها است، به طوری که برون مرکزی اتفاقی در همه‌ی طبقات یک‌بار در جهت مثبت و بار دیگر در جهت منفی ایجاد می‌شود. نیروهای داخلی حداکثر از بین دو تحلیل باید استخراج شوند. در صورت تقارن پلان، جابجا کردن جرم‌ها تنها به یک سمت کافی خواهد بود.
- ۷- نتایج تحلیل طیفی باید طبق بند (۳-۸) اصلاح و تکمیل شوند. به ویژه در صورتی که از مدل‌سازی دو بعدی استفاده شده باشد، وزن طبقات مدل همان وزن سهمیه‌ی قاب مورد بررسی است.

۳-۵-۲- روش تحلیل تاریخچه‌ی زمانی

نکات کلی در این روش به شرح زیر است:

- ۱- شتابنگاشت‌های مورد استفاده باید طبق روش ذکر شده در استاندارد ۲۸۰۰ اصلاح شده و با طیف طرح سازگار شوند.
- ۲- دامنه‌ی شتابنگاشت‌ها باید در عبارت $C_1 C_2 C_3$ ، طبق تعاریف بند (۳-۴)، ضرب شود.
- ۳- باید حداقل از شتابنگاشت ۳ زلزله، هر یک با دو مولفه افقی در تحلیل استفاده شود.
- ۴- چنانچه کم‌تر از ۷ شتابنگاشت برای تحلیل به کار رود، باید بیشینه‌ی اثر آن‌ها در هر مقطع از عضو به عنوان نتیجه‌ی تحلیل برای ارزیابی سازه منظور شود. چنانچه از ۷ شتابنگاشت یا بیش‌تر استفاده شود، می‌توان مقدار متوسط نتایج را برای ارزیابی سازه در نظر گرفت.
- ۵- با توجه به برون مرکزی اتفاقی باید دو مدل مختلف از سازه برای تحلیل در هر یک از دو راستای متعامد ساخته شود. تفاوت این دو مدل در توزیع جرم آن‌ها است. به طوری که برون مرکزی اتفاقی در همه‌ی طبقات یک بار در جهت مثبت و بار

دیگر در جهت منفی ایجاد می‌شود. نیروهای داخلی حداکثر باید از بین دو تحلیل استخراج شوند. در صورت تقارن پلان، جابجا کردن جرم‌ها تنها به یک سمت کافی خواهد بود.

۶- نتایج تحلیل تاریخچه‌ی زمانی باید طبق بند (۳-۸) اصلاح و تکمیل شوند. به ویژه در صورتی که از مدل‌سازی دو بعدی استفاده شده باشد، وزن طبقات مدل همان وزن سهمیه‌ی قاب مورد بررسی است.

۳-۶- روش تحلیل استاتیکی غیرخطی

در این روش، بار جانبی ناشی از زلزله، به‌طور استاتیکی و به تدریج به صورت فزاینده به سازه اعمال می‌شود تا آنجا که تغییر مکان در یک نقطه‌ی خاص (نقطه‌ی کنترل) تحت اثر بار جانبی به مقدار مشخصی (تغییر مکان هدف) برسد یا پیش از آن، سازه ناپایدار شود. در تحلیل استاتیکی غیرخطی، مرکز جرم بام (نه خرپشته) به عنوان نقطه‌ی کنترل انتخاب می‌شود. این روش مشابه روش تحلیل استاتیکی خطی است با این تفاوت که رفتار غیرخطی تمام اعضا و اجزای سازه در تحلیل وارد می‌شود و همچنین اثر زلزله به‌جای اعمال بار مشخص، بر حسب تغییر مکان برآورد می‌شود.

به‌طور کلی در این روش، استفاده از مدل‌های سه بعدی به مدل‌های دو بعدی ترجیح داده می‌شود. اما به دلیل وجود محدودیت‌های نرم‌افزاری، برای سازه‌های منظم استفاده از مدل‌های دو بعدی نیز مجاز است. تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌تواند به یکی از دو روش زیر انجام شود.

۱- روش تحلیل استاتیکی غیرخطی کامل: در این روش کلیه‌ی اعضای اصلی و غیراصلی در مدل سازه در نظر گرفته می‌شوند. منحنی تلاش- تغییر شکل اعضا باید تا حد امکان نزدیک به واقعیت در نظر گرفته شده و به‌خصوص شامل ناحیه‌ی زوال سختی و مقاومت باشد.

۲- روش تحلیل استاتیکی غیرخطی ساده شده: در این روش فقط اعضای اصلی مدل می‌شوند و منحنی تلاش- تغییر شکل اعضا به صورت دوخطی در نظر گرفته می‌شود. در هنگام ارزیابی، چنانچه تعداد کمی از اعضای فوق جوابگو نباشند، می‌توان آن‌ها را به عنوان اعضای غیراصلی منظور و از مدل حذف نمود و تحلیل را بدون حضور آن‌ها تکرار کرد.

۳-۶-۱- الگوی توزیع بار جانبی

در تحلیل استاتیکی غیرخطی، باید یک الگوی بار را از توزیع نوع اول و دیگری را از توزیع نوع دوم انتخاب نمود و در ارزیابی سازه از حداکثر مقادیر نتایج تحلیل تحت این دو الگوی بار استفاده کرد.

الف- توزیع نوع اول: باید بار جانبی به یکی از سه روش زیر محاسبه شود. برای سازه‌های با زمان تناوب اصلی بزرگ‌تر از یک ثانیه فقط می‌توان از روش سوم استفاده کرد.

۱- توزیع متناسب با توزیع بار جانبی در ارتفاع سازه طبق رابطه (۳-۸) در روش استاتیکی خطی: از این توزیع فقط وقتی می‌توان استفاده کرد که حداقل ۷۵ درصد جرم سازه در مود اول ارتعاش، در جهت مورد نظر مشارکت نماید. در صورت انتخاب این توزیع، توزیع نوع دوم باید از نوع یکنواخت انتخاب شود.

۲- توزیع متناسب با شکل مود اول ارتعاش سازه در جهت مورد نظر: از این نوع توزیع نیز فقط زمانی می‌توان استفاده نمود که حداقل ۷۵ درصد جرم سازه در مود اول مشارکت نماید.

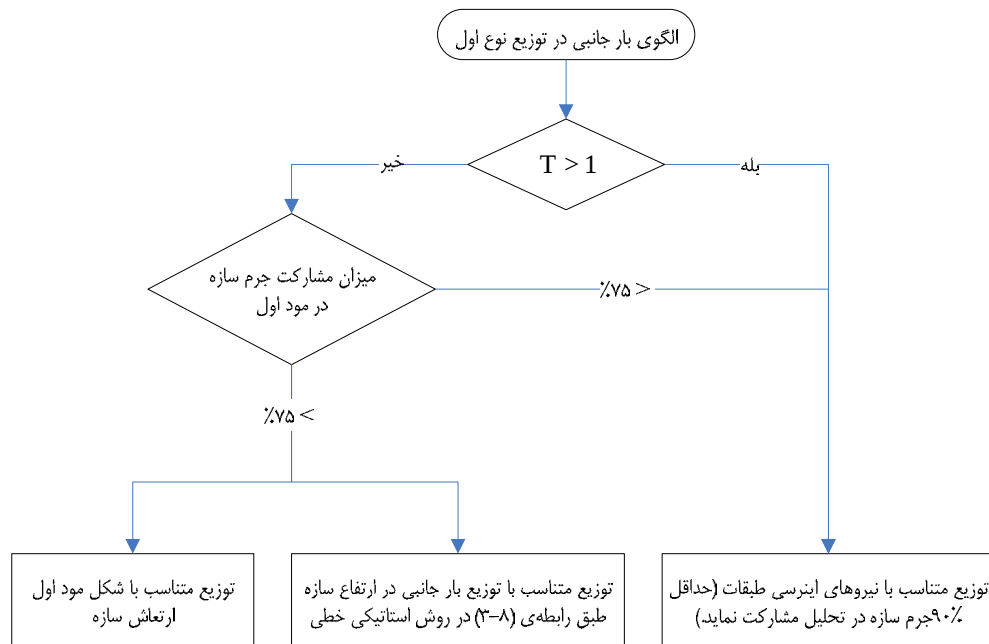
۳- توزیع متناسب با جرم و شتاب (نیروهای اینرسی) طبقات: حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی. برای این منظور تعداد مودهای ارتعاشی مورد بررسی باید چنان انتخاب شود که حداقل ۹۰ درصد جرم سازه در تحلیل مشارکت کند. روند انتخاب الگوی بار جانبی در توزیع نوع اول، در شکل (۷-۳) نشان داده شده است.

ب- توزیع نوع دوم: در این حالت باید توزیع بار جانبی به یکی از دو روش زیر محاسبه شود:

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

۲- توزیع متغیر: که در آن توزیع بار جانبی، در هر گام افزایش بار، متناسب با مشخصات دینامیکی جدید سازه در اثر رفتار غیرخطی با استفاده از یک روش معتبر تغییر داده می‌شود.

بار جانبی انتخاب شده از هر یک از دو توزیع «الف» و «ب» باید به‌طور جداگانه و در هر دو جهت مثبت و منفی در راستای زلزله بر سازه وارد شود و رابطه‌ی برش پایه و تغییرمکان نقطه‌ی کنترل تا حداقل $1/5$ برابر تغییرمکان هدف ثبت شود. لازم به ذکر است که ارزیابی سازه در تغییرمکان هدف صورت می‌گیرد، ولی به دلیل اینکه طراح عملکرد سازه را در تغییرشکل‌های بیش از تغییرمکان هدف بشناسد، آگاهی از رفتار سازه تا $1/5$ برابر تغییرمکان هدف مفید و در جهت احتیاط خواهد بود. در این حالت طراح می‌تواند در سطح وسیع‌تری از تغییرشکل‌ها، آگاهی داشته و حساسیت نتایج را نسبت به خطاهای مدل غیرخطی و تعیین تغییرمکان هدف بررسی کند. در صورتی که سازه نسبت به یک محور تقارن داشته باشد و مشخصات رفتار غیرخطی اعضای نظیر نیز مشابه باشد، اعمال بار جانبی در امتداد عمود بر محور تقارن، تنها در یک جهت کافی خواهد بود.



شکل (۷-۳): روند انتخاب الگوی بار جانبی در توزیع نوع اول

۳-۶-۲- بار قائم

با توجه به غیرخطی بودن تحلیل، در هنگام استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی باید بارهای ثقیلی اعضا نیز همزمان با بار جانبی در مدل حضور داشته باشند. چگونگی بارگذاری ثقیلی سازه در مطالعات بهسازی لرزه‌ای در بند (۳-۹) ذکر شده است. به منظور انجام تحلیل غیرخطی، ابتدا باید سازه تحت بارهای ثقیلی به صورت غیرخطی تحلیل شده و سپس این تحلیل با حضور توام بارهای ثقیلی و جانبی ادامه یابد.

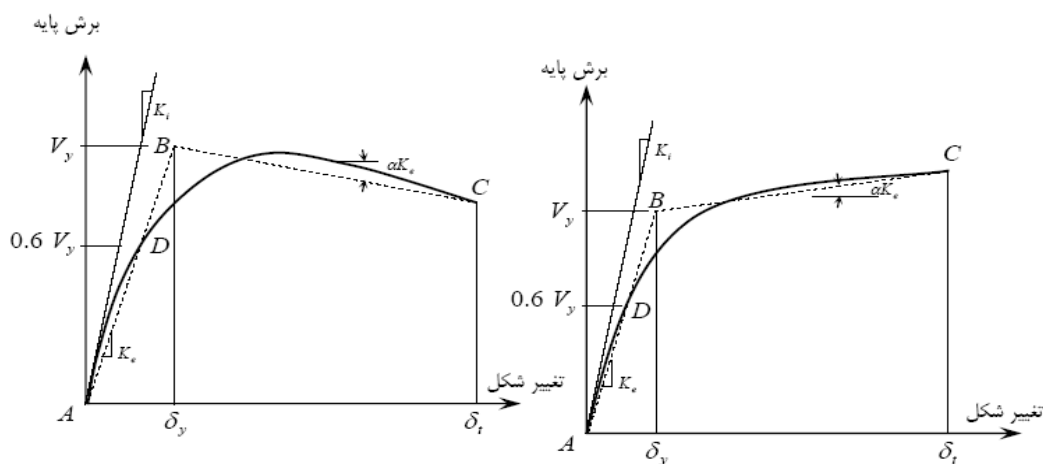
۳-۶-۳- محاسبه‌ی تغییرمکان هدف

محاسبه‌ی تغییرمکان هدف در تحلیل استاتیکی غیرخطی بر اساس زمان تناوب اصلی موثر و خصوصیات نمودار دوطخطی معادل منحنی واقعی رفتار غیرخطی سازه انجام می‌گیرد. چگونگی محاسبه این پارامترها در بندهای زیر ذکر شده است.

۳-۶-۳-۱- مدل ساده شده‌ی نیرو- تغییرمکان سازه (مدل دوطخطی)

در شکل (۳-۸) منحنی رفتاری غیرخطی سازه که ارتباط بین برش پایه و تغییرمکان نقطه‌ی کنترل را مشخص می‌کند، برای محاسبه‌ی سختی جانبی موثر (K_e) و برش تسلیم موثر (V_y) باید با یک مدل رفتاری دوطخطی ساده جایگزین شود. بدین منظور موقعیت نقطه‌ی مشترک بین دو شاخه‌ی منحنی دوطخطی (نقطه B) باید با سعی و خطا چنان انتخاب شود که سطح زیر منحنی رفتار دوطخطی برابر سطح زیر منحنی رفتار غیرخطی بوده و نیز طول پاره‌خط AD برابر $0.6AB$ باشد. در این صورت نیروی مربوط به نقطه‌ی B، برش تسلیم موثر (V_y) بوده و سختی جانبی موثر (K_e) برابر شیب خط AB خواهد بود.

طبق شکل (۳-۸)، سختی موثر همان شیب وتر منحنی رفتار غیرخطی به ازای برش پایه‌ای برابر $0.6V_y$ است. V_y در مدل ساده شده نباید از حداکثر برش پایه در منحنی رفتار غیرخطی بیش‌تر شود. نقطه‌ی C، برش پایه‌ی نظیر تغییرمکان هدف (δ_t) است. در شکل (۳-۸)، نمودار سمت راست مربوط به سازه‌هایی است که پس از تسلیم دارای سختی مثبت هستند. به عبارت دیگر $\alpha > 0$ است و نمودار سمت چپ مربوط به سازه‌هایی است که پس از تسلیم دارای سختی منفی ($\alpha < 0$) هستند. با توجه به این که تغییرمکان هدف در اولین تحلیل معلوم نیست، فرآیند تعیین مشخصات نمودار دوطخطی معادل با سعی و خطا انجام می‌شود.



شکل (۳-۸): معادل‌سازی رفتار غیرخطی سازه با یک مدل دوطخطی ساده

۳-۶-۳-۲- زمان تناوب اصلی موثر (T_e)

زمان تناوب اصلی موثر سازه در امتداد مورد بررسی بر اساس منحنی رفتار دوخطی معادل، از رابطه‌ی (۳-۱۱) به دست می‌آید:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (۳-۱۱)$$

که در آن:

T_i : زمان تناوب اصلی ساختمان با فرض رفتار خطی است که از روش تحلیلی محاسبه می‌شود.

K_i : سختی جانبی ارتجاعی ساختمان در شروع تحلیل؛

K_e : سختی جانبی موثر سازه در شاخه‌ی اول نمودار دوخطی معادل مطابق شکل (۳-۸) است.

در اغلب ساختمان‌های متداول رفتار سازه تا $0.6V_y$ خطی بوده و در نتیجه T_e و T_i یکسان خواهند بود.

۳-۶-۳-۳- تغییرمکان هدف

تغییرمکان هدف، δ_t ، حداکثر تغییرمکان مرکز جرم بام تحت بارگذاری جانبی بوده و از رابطه (۳-۱۲) به دست می‌آید:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (۳-۱۲)$$

که در آن:

T_e : زمان تناوب اصلی موثر سازه طبق رابطه (۳-۱۱) در امتداد مورد نظر؛

g : شتاب ثقل؛

S_a : شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی موثر است.

و ضرایب C به شرح زیر هستند:

C_0 : ضریب اصلاح برای تبدیل تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه آزادی معادل به تغییرمکان بام سیستم چند درجه آزادی

است، که برابر یکی از مقادیر زیر در نظر گرفته می‌شود.

۱- با در نظر گرفتن فقط مود اول و مدل با رفتار خطی، برابر ضریب مشارکت مود اول در تراز بام (نقطه‌ی کنترل)، حاصل از

تحلیل دینامیکی است؛ و از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$C_0 = \varphi_{1,roof} \frac{\{\varphi_1\}^T [M] \{I\}}{\{\varphi_1\}^T [M] \{\varphi_1\}} \quad (۳-۱۳)$$

که در آن:

$\varphi_{1,roof}$: شکل مود اول در تراز بام است که در عمل می‌تواند برابر واحد فرض شود؛

$\{\varphi_1\}$: بردار شکل مود اول؛

$[M]$: ماتریس جرم سازه است. در صورتی که ماتریس جرم قطری باشد، رابطه‌ی (۳-۱۳) به صورت رابطه‌ی زیر ساده می‌شود:

$$C_0 = \varphi_{1, \text{roof}} \frac{\sum_{i=1}^N m_i \varphi_{1,i}}{\sum_{i=1}^N m_i \varphi_{1,i}^2} \quad (14-3)$$

که در آن:

m_i : جرم طبقه i -ام؛

$\varphi_{1,i}$: شکل مود اول در تراز i -ام است.

۲- مقدار تقریبی مطابق جدول (۲-۳).

جدول (۲-۳): مقادیر تقریبی ضریب C_0

تعداد طبقات	ساختمان برشی ^۱		سایر ساختمان‌ها با هر نوع توزیع بار
	توزیع نوع اول ^۲	توزیع نوع دوم در حالت یکنواخت ^۲	
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

۱- ساختمان برشی ساختمانی است که در تمام طبقات آن تغییر مکان جانبی نسبی کوچک‌تر از طبقه‌ی زیرین باشد. در صورت عدم تشخیص، می‌توان از حداکثر C_0 استفاده کرد.

۲- رجوع شود به بند (۳-۶-۱).

۳- در حالت بینابینی می‌توان از درون‌یابی خطی استفاده کرد.

C_1 : این ضریب از روابط زیر محاسبه می‌شود:

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

$$T_e < T_s \rightarrow C_1 = \frac{1.0 + (R - 1) \frac{T_s}{T_e}}{R}, \quad R = \frac{S_a}{V_y / W} C_m \quad (15-3)$$

در هر حال باید رابطه‌ی زیر برای C_1 برقرار باشد:

$$1 \leq C_1 \leq 1 + \frac{T_s - T}{2T_s - 0.2} \leq 1.5 \quad (16-3)$$

که در رابطه‌ی (۱۵-۳):

C_m : ضریب جرم موثر در مود اول است که از تحلیل دینامیکی سازه و یا از جدول (۱-۳) به‌دست می‌آید؛

S_a : شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی موثر است؛

R : نسبت مقاومت است؛

C_2 : به دلیل وجود حرکت‌های رفت و برگشتی زلزله، خرابی‌ها در سازه گسترش می‌یابد. بنابراین سختی سازه کاهش می‌یابد و همچنین از مقاومت اعضا کاسته می‌شود. با توجه به این که رفتار اعضای سازه دو خطی و بدون افت فرض می‌شود، این ضریب اثر افزایش تغییر شکل‌ها را در رابطه‌ی (۳-۱۲) منظور می‌کند. برای سازه‌هایی که دارای حلقه‌ی هیستریزیس کامل و پایدار هستند، C_2 برابر واحد منظور می‌شود و برای سازه‌هایی که دارای حلقه هیستریزیس خوب نباشند، C_2 بزرگ‌تر از واحد در نظر گرفته شده و از جدول (۳-۳) به دست می‌آید.

جدول (۳-۳): 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 استفاده بی‌وقفه
۱/۰	۱/۱	۱/۰	۱/۳	ایمنی جانی
۱/۰	۱/۲	۱/۰	۱/۵	آستانه فروریزش

در جدول (۳-۳)، قاب‌های نوع یک سیستم‌های سازه‌ای هستند که هنگام زلزله عملکرد خوبی نداشته و به سرعت کاهش سختی و مقاومت از خود نشان می‌دهند و در آن‌ها بیش از ۳۰ درصد بار جانبی توسط سیستم‌های با شکل‌پذیری کم تحمل می‌شود. قاب‌های خمشی معمولی، قاب‌های با اتصالات نیمه‌صلب، قاب‌های با مهاربندی لاغر که فقط برای کشش طراحی شده‌اند، قاب‌های مهاربندی شده‌ی همگرا، دیوارهای بنایی غیرمسلح و دیوارهای برشی غیرشکل‌پذیر یا ترکیبی از آن‌ها، از این نوع هستند. سایر سیستم‌های سازه‌ای (که شکل‌پذیری متوسط یا زیاد دارند)، از نوع دو محسوب می‌شوند. برای مقادیر T بین ۰/۱ و T_s ، مقدار C_2 از درون‌یابی خطی محاسبه می‌شود.

C_3 : این ضریب برای در نظر گرفتن اثرات $P - \Delta$ در محدوده‌ی رفتار غیرخطی مصالح بکار می‌رود. اثر $P - \Delta$ در محدوده‌ی رفتار خطی مصالح مطابق بند (۳-۸-۳) برآورد می‌شود. اگر سختی جانبی در طبقه‌ای از ساختمان پس از تسلیم، منفی شود، اثر $P - \Delta$ قابل توجه شده و تغییر مکان هدف را افزایش می‌دهد. این مقدار افزایش به زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان (T_1)، نسبت سختی پس از تسلیم به سختی موثر (α)، نسبت مقاومت (R)، رفتار هیستریزیس هر طبقه، مشخصات فرکانسی ارتعاشات زمین و مدت زمان ارتعاشات شدید زمین، بستگی دارد. لذا تعداد پارامترهای تاثیرگذار زیاد بوده و اثر آن‌ها بر تغییر مکان جانبی نیز پیچیده است. به همین دلیل این دستورالعمل رابطه ساده‌ی زیر را برای محاسبه‌ی ضریب C_3 پیشنهاد می‌کند.

$$\alpha \geq 0 \rightarrow C_3 = 1.0$$

$$\alpha < 0 \Rightarrow C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R-1)^{1.5}}{T_e} \leq \begin{cases} 1.0 & ; \theta \leq 0.1 \\ 1 + 5 \frac{\theta - 0.1}{T} & ; \theta > 0.1 \end{cases} \quad (۱۷-۳)$$

که در آن:

θ : مقدار حداکثر بین مقادیر ضریب پایداری در ساختمان، حاصل از رابطه‌ی (۳-۶) است.

۳-۶-۴- اصلاح تغییر مکان هدف برای پیچش

در صورتی که از مدل دو بعدی برای تحلیل استاتیکی غیرخطی ساختمان استفاده شود، تغییر مکان هدف باید طبق بند (۲-۲-۴) اصلاح شود.

۳-۶-۵- اصلاح تغییر مکان هدف بر اساس صلیبیت دیافراگم

تغییر مکان هدف باید برای سازه‌های دارای دیافراگم نیمه‌صلب یا نرم به شرح زیر اصلاح شود.

الف- سازه‌های با دیافراگم نیمه‌صلب: تغییر مکان هدف باید با در نظر گرفتن میزان سختی برشی دیافراگم و توزیع آن محاسبه شود. بدین منظور لازم است روال زیر دنبال شود:

۱- تغییر مکان نقاط مختلف بام در امتداد مورد نظر با استفاده از تحلیل طیفی مدل سه‌بعدی سازه که در آن دیافراگم‌های طبقات نیز مدل شده‌اند، تعیین شود.

۲- تغییر مکان هدف طبق رابطه‌ی (۳-۱۲) محاسبه شود.

۳- تغییر مکان هدف محاسبه شده در گام قبل در نسبت حداکثر تغییر مکان جانبی هر نقطه‌ای از بام به تغییر مکان مرکز جرم بام ضرب شود. به این ترتیب تغییر مکان هدف اصلاح شده برای تمام قاب‌های سازه به دست می‌آید و به هر حال نباید از تغییر مکان هدف محاسبه شده توسط رابطه‌ی (۳-۱۲) کوچک‌تر باشد.

ب- سازه‌های با دیافراگم نرم: بدین منظور می‌توان از یکی از دو روش زیر استفاده نمود:

۱- روشی مشابه با ساختمان‌های با دیافراگم نیمه‌صلب.

۲- تعیین تغییر مکان هدف با استفاده از رابطه‌ی (۳-۱۲) برای هر قاب به‌طور جداگانه و در امتداد مورد نظر. بدین منظور باید مقدار حاصل از رابطه‌ی (۳-۱۲) در نسبت تغییر مکان حاصل از تحلیل طیفی آن قاب، به میانگین تغییر مکان جانبی بام ضرب شود. به این ترتیب تغییر مکان هدف اصلاح شده برای هر یک از قاب‌های سازه به دست می‌آید.

۳-۶-۴- خلاصه‌ی روند تحلیل استاتیکی غیرخطی

به طور کلی روند تحلیل استاتیکی غیرخطی در گام‌های زیر خلاصه می‌شود:

۱- یک مدل از سازه تهیه شده و بارهای ثقیلی به آن اعمال می‌شود. تمام اعضایی که در تعیین جرم، سختی، ظرفیت باربری و پایداری سازه اثر قابل ملاحظه‌ای دارند، باید در این مدل لحاظ شوند.

۲- برای تحلیل استاتیکی غیرخطی، استفاده از مدل‌های سه بعدی ارجح است. هرچند به دلیل محدودیت‌های نرم‌افزاری، برای سازه‌های منظم استفاده از مدل‌های دو بعدی مجاز است.

۳- پس از اعمال بارهای ثقیلی، بار جانبی به مجموعه‌ی بارهای وارده به مدل اضافه می‌شود که حداقل باید شامل دو توزیع بار مطابق بند (۳-۶-۱) باشد. علت اعمال هم‌زمانی بارهای ثقیلی و جانبی این است که در تحلیل غیرخطی، اصل جمع آثار قوا معتبر نیست.

۴- ضمن افزایش تدریجی بار جانبی، تغییر شکل‌ها و نیروهای داخلی اعضا محاسبه می‌شوند. به مقدار بار جانبی افزوده می‌شود تا مصالح یکی از اعضا، به دلیل تغییر شکل زیاد تسلیم شده و سختی آن تغییر کند. پس از آنکه سختی عضو تسلیم شده

در مدل اصلاح شد، در گام بعدی، بار جانبی مجدداً افزایش می‌یابد و تعداد بیش‌تری از اعضا، به مقاومت نهایی خود می‌رسند. این افزایش شدت بار جانبی تا آن‌جا ادامه می‌یابد که تغییر مکان جانبی نقطه‌ی کنترل (تراز بام) از تغییر مکان هدف بیش‌تر شود، یا سازه ناپایدار شود.

۵- اگرچه شدت بار جانبی در هر گام افزایش می‌یابد، اما توزیع آن معمولاً ثابت است، مگر آن‌که طراح از روش‌های دقیق‌تری که در آن توزیع بار، متناسب با تغییر شکل‌های خمیری تعیین می‌شود، استفاده نماید.

۶- منحنی تغییر مکان نقطه کنترل بر حسب نیروی برشی پایه ترسیم می‌شود. این منحنی بیانگر رفتار غیرخطی سازه است که به منحنی ظرفیت از آن یاد می‌شود. نقطه‌ای که در آن، منحنی دچار شکستگی می‌شود، نقطه تسلیم سازه است.

۷- با استفاده از منحنی ظرفیت به دست آمده در گام ۶، زمان تناوب موثر از رابطه‌ی (۳-۱۱) محاسبه شده و تغییر مکان هدف نیز با استفاده از رابطه‌ی (۳-۱۲) برآورد می‌شود. بدیهی است با توجه به ارتباط بین روابط مذکور، این گام با سعی و خطا انجام می‌شود.

۸- نیروهای داخلی و تغییر شکل‌های اعضا، متناظر با تغییر مکان هدف، برای بررسی عملکرد سازه تعیین می‌شوند. چنانچه تلاش مورد نظر، کنترل‌شونده توسط تغییر شکل باشد (مانند خمش تیر)، تغییر شکل با تغییر شکل متناسب با سطح عملکرد مورد نظر، که در جداول فصل چهارم ارائه شده‌اند، مقایسه می‌شود. چنانچه تلاش مورد نظر کنترل‌شونده توسط نیرو باشد، تلاش داخلی با ظرفیت عضو مطابق ضوابط فصل چهارم مقایسه می‌شود.

۷-۳- روش تحلیل دینامیکی غیرخطی

در روش تحلیل دینامیکی غیرخطی، پاسخ سازه با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی مصالح و رفتار غیرخطی هندسی سازه، تحت شتابنگاشت زلزله محاسبه می‌شود. به طور کلی باید به نکات زیر توجه شود.

۱- در مدل‌سازی باید کلیه اعضای اصلی و غیراصلی منظور شده و رفتار غیرخطی آن‌ها تا حد امکان نزدیک به واقعیت مدل شود. در صورت وجود کاهندگی در سختی و مقاومت، باید اثرات آن در مدل رفتاری عضو منظور شود.

۲- تحلیل سازه باید در هر امتداد حداقل برای ۳ شتابنگاشت انجام شود.

۳- چنانچه در هر امتداد کم‌تر از ۷ شتابنگاشت در نظر گرفته شود، پاسخ سازه باید برابر مقدار حداکثر پاسخ‌های حاصل از شتابنگاشت‌های مختلف فرض شود. اما اگر در هر امتداد ۷ شتابنگاشت یا بیش‌تر در نظر گرفته شود، پاسخ سازه را می‌توان برابر متوسط مقدار پاسخ‌ها انتخاب کرد.

۴- شتابنگاشت‌های مورد استفاده باید طبق بند (۳-۸-۴) اصلاح شوند.

۵- به علت غیرخطی بودن تحلیل، بارهای ثقلی که طبق بند (۳-۹) محاسبه می‌شوند نیز باید به طور همزمان در مدل حضور داشته باشند.

۶- در مدل سه‌بعدی توزیع جرم در پلان طبقات باید با احتساب برون مرکزی اتفاقی طبق بند (۲-۲-۴) یک‌بار در جهت مثبت و یک‌بار در جهت منفی در راستای عمود بر زلزله محاسبه شوند که در نتیجه دو تحلیل جداگانه در هر یک از دو راستای

متعامد لازم خواهد بود. در صورت تقارن پلان جابه‌جا کردن جرم‌ها به یک سمت کافی بوده و در صورت نرم بودن همه‌ی دیافراگم‌ها، جابه‌جا کردن جرم‌ها لازم نخواهد بود.

۷- در صورتی که سازه دارای محور تقارن باشد و مشخصات رفتاری غیرخطی اعضای نظیر نیز مشابه باشند، تحلیل دینامیکی غیرخطی در هر راستا با تعریف جهت مثبت شتاب افقی در جهت مثبت عمود بر محور تقارن انجام می‌شود.

۸- نتایج تحلیل باید طبق بند (۳-۸) اصلاح و تکمیل شوند.

۳-۸-۸- اصلاح و تکمیل نتایج تحلیل

نتایج تحلیل ساختمان به هر یک از روش‌های ذکر شده در بندهای (۳-۴) تا (۳-۷) باید طبق موارد ذکر شده در این قسمت اصلاح و تکمیل شوند.

۳-۸-۱- اثر هم‌زمانی مولفه‌های متعامد زلزله

اثر هم‌زمانی مولفه‌های متعامد زلزله، در صورت نیاز باید برای تمام روش‌های تحلیل مطابق شکل (۳-۹)، لحاظ می‌شود. در حالتی که حداقل یکی از دو شرط زیر برقرار باشد باید اثر هم‌زمانی مولفه‌های متعامد زلزله را در نظر گرفت، ولی در سایر حالات ارزیابی ساختمان در هر یک از دو جهت اصلی متعامد آن می‌تواند مستقلاً و به طور جداگانه انجام شود:

۱- ساختمان در پلان نامنظم باشد، بررسی منظم یا نامنظم بودن در پلان طبق استاندارد ۲۸۰۰ تعیین می‌شود.

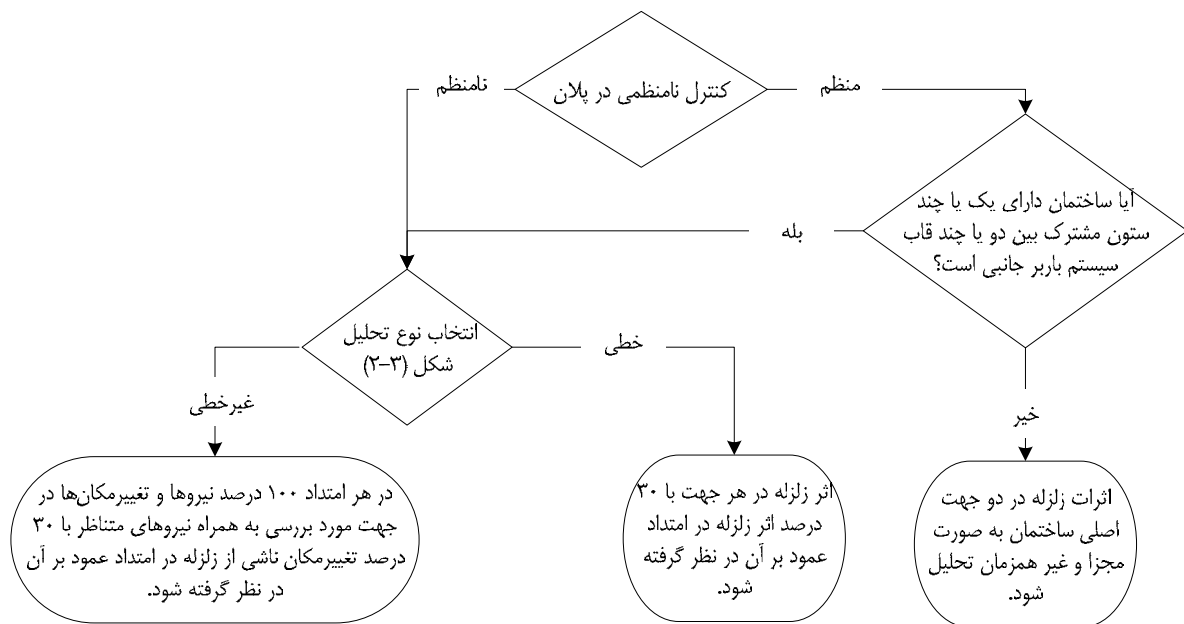
۲- ساختمان دارای یک یا چند ستون مشترک بین دو یا چند قاب باربر جانبی در دو جهت متعامد باشد.

در این شرایط ساختمان باید برای ترکیب نیروها و تغییرشکل‌های ناشی از تحلیل ساختمان در برابر حرکت زمین در دو راستای متعامد افقی به شرح زیر ارزیابی شود:

۱- در تحلیل‌های خطی باید ۱۰۰٪ نیروهای داخلی ناشی از اثر زلزله در یک جهت با ۳۰٪ نیروهای ناشی از زلزله در امتداد عمود بر آن ترکیب شود.

۲- در تحلیل‌های غیرخطی باید ۱۰۰٪ نیروها و تغییرشکل‌ها در جهت مورد بررسی به همراه نیروهای (و نه تغییرشکل‌های) متناظر با ۳۰٪ تغییرمکان هدف در امتداد عمود بر آن در نظر گرفته شود.

بدیهی است که اعمال اثر پیچش طبق بند (۲-۲-۴) باید در بارگذاری هر دو جهت انجام شود.



شکل (۹-۳): نحوه‌ی اعمال اثرات هم‌زمان مولفه‌های متعامد زلزله

۳-۸-۲- اثر مولفه‌ی قائم زلزله

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

۱- اعضا و قطعات طره‌ای ساختمان؛

۲- اعضا و قطعات پیش‌تنیده‌ی ساختمان.

اعضا و قطعاتی از ساختمان که تحت بارهای ثقلی مطابق بند (۹-۳)، حداقل از ۸۰٪ ظرفیت اسمی آن‌ها استفاده شده باشد، مانند تیرها و ستون‌ها در یک قاب یا دهانه‌ی غیر باربر جانبی.

هنگامی که اثر مولفه‌ی قائم زلزله در نظر گرفته می‌شود، ترکیب آن با اثر مولفه‌ی افقی لازم نبوده و فقط باید با آثار بار ثقلی ترکیب شود. برای چگونگی بارگذاری سازه با مولفه‌ی قائم زلزله، می‌توان به آیین‌نامه‌های معتبر مانند NEHRP97 یا IBC2000 مراجعه کرد.

۳-۸-۳- اثر $P-\Delta$

اثر $P-\Delta$ در محدوده‌ی رفتار خطی و غیرخطی مصالح، برای هر یک از روش‌های تحلیل سازه باید در نظر گرفته شود. آثار $P-\Delta$ در محدوده‌ی رفتار خطی و در محدوده‌ی رفتار غیرخطی مصالح در هر نوع تحلیل سازه (استاتیکی یا دینامیکی، خطی یا غیرخطی) باید در نظر گرفته شود.

در تحلیل‌های خطی اثر $P-\Delta$ در محدوده‌ی رفتار خطی مصالح پس از تحلیل و با اعمال ضریب تشدید روی نتایج تحلیل اعمال می‌شود، اما اثر آن در محدوده‌ی رفتار غیرخطی مصالح پیش از تحلیل و با اصلاح برش پایه و بارهای جانبی توسط ضریب C_3 محاسبه می‌شود. نحوه‌ی بررسی و اعمال آثار $P-\Delta$ در شکل (۱۰-۳) شرح داده شده است.

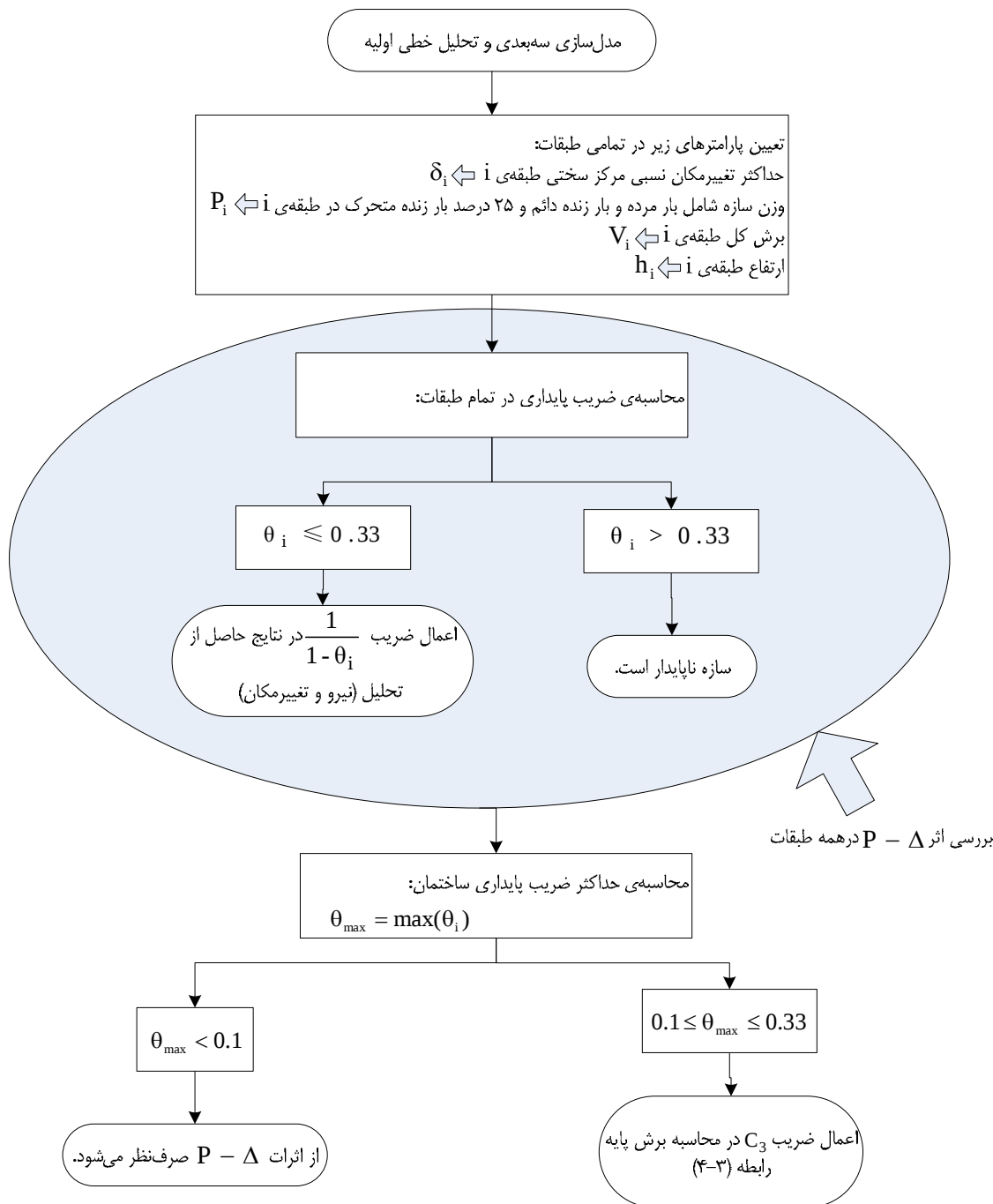
در تحلیل‌های غیرخطی این اثر در محدوده‌ی رفتار خطی مصالح با تعریف منحنی تلاش- تغییرشکل مناسب و اصلاح ماتریس سختی سازه بسته به میزان نیروی محوری اعضا در نظر گرفته می‌شود. در محدوده‌ی رفتار غیرخطی مصالح نیز در روش استاتیکی غیرخطی آثار $P-\Delta$ توسط ضریب C_3 در محاسبه‌ی تغییر مکان هدف اعمال می‌شود. بنابراین در تحلیل‌های غیرخطی آثار $P-\Delta$ به طور کامل در نظر گرفته شده و اصلاح نتایج تحلیل به خاطر آن لازم نیست.

۳-۸-۴- ملاحظات پیچش

اثرات پیچش واقعی و اتفاقی، در صورت لزوم باید در هر یک از روش‌های تحلیل ذکر شده، لحاظ شود. برای جزییات بیش‌تر به بند (۲-۲-۴) رجوع شود.

۳-۸-۵- تحلیل دیافراگم و اجزای آن

دیافراگم طبقه باید تحت اثر نیروهای افقی اینرسی وارد بر آن تحلیل شود و تلاش‌های خمشی و برشی در آن محاسبه شوند. این نیروها از تحلیل استاتیکی یا دینامیکی خطی و با استفاده از رابطه‌ی (۳-۱۰)، به دست می‌آیند. در صورتی که به نحوی دیافراگم به همراه سازه مدل‌سازی شده باشد، نیروهای داخلی دیافراگم از نتایج تحلیل به‌طور مستقیم بدست می‌آیند. در غیر این صورت لازم است دیافراگم به طور مستقل و با استفاده از مدل دیافراگم متکی بر فنرهای افقی طبقه، تحلیل شود.

شکل (۳-۱۰): نحوه‌ی اعمال آثار $P - \Delta$ در تحلیل خطی

ممکن است دیافراگم شامل اجزایی موسوم به تیر لبه، برش گیر و کلاف کششی باشد. تیر لبه، یک عضو خمشی مستقل است که در تمام طول محیط دیافراگم قرار داده می‌شود. برش گیرها در محل اتصال دیافراگم به اعضای سیستم باربر جانبی قرار داده می‌شوند و هنگامی از آن‌ها استفاده می‌شود که اتصال موجود بین سیستم باربر جانبی و دیافراگم، قادر به انتقال نیروهای اینرسی دیافراگم نباشد. کلاف‌های کششی در واقع تعمیم تیر لبه به داخل دیافراگم هستند و توزیع نیرو را در تمام سطح آن به نحو مطمئن‌تری برقرار

می‌سازند. به عنوان یک توصیه استفاده از کلاف وقتی لازم است که یک بعد پانل دیافراگم از سه برابر بعد دیگر بزرگ‌تر باشد. منظور از پانل دیافراگم محدوده‌ای از دیافراگم فاقد تیرهایی است که در نهایت دو لبه مقابل دیافراگم را به هم متصل نموده باشد.

۳-۸-۱- تیر لبه دیافراگم

لبه‌ی دیافراگم باید قادر به تحمل نیروی کششی ناشی از خمش کلی دیافراگم حاصل از نیروهای اینرسی اعمال شده با رفتار کنترل‌شونده توسط نیرو باشد. در صورت لزوم می‌توان از تیر لبه شامل دیوار یا تیر قاب که در دیافراگم مدفون شده باشد، بدین منظور استفاده نمود. نیروی کششی مزبور برابر با نسبت لنگر خمشی دیافراگم، به طول لبه آن در جهت زلزله است. در هر صورت لازم است ضوابط بند (۳-۳-۵-۲۰) آیین‌نامه‌ی بتن ایران نیز مد نظر قرار گیرند.

۳-۸-۲- برش گیرهای دیافراگم

در صورتی که اتصال دیافراگم به سیستم باربر جانبی برای انتقال نیروهای برشی محاسبه شده کافی نباشد، باید از اجزایی به عنوان برش گیر در محل اتصال استفاده شود. در مورد این اجزا باید ضوابط بندهای (۳-۳-۵-۲۰) و (۳-۳-۵-۲۰) آیین‌نامه‌ی بتن ایران مورد توجه قرار گیرد.

۳-۸-۳- کلاف‌های کششی دیافراگم

در صورتی که لازم باشد در دیافراگم از کلاف کششی استفاده شود، این کلاف‌ها باید دو لبه مقابل دیافراگم را به هم متصل نمایند. در ضمن فاصله‌ی آن‌ها از هم نباید از سه برابر طول کلاف بیش‌تر باشد. در دیافراگم‌های بتنی کلاف باید نیروی محوری کششی F_p حاصل از رابطه‌ی (۳-۱۸) را به صورت کنترل‌شونده توسط نیرو تحمل نماید.

$$F_p = 0.4 S_s \times W \quad (۳-۱۸)$$

که در آن:

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

W : وزن سطح بارگیر سهمیه‌ی کلاف کششی است.

در دیافراگم‌های غیربتنی، کلاف کششی برای نیروهای مهارتی متناظر با سطح بارگیر آن‌ها مطابق توضیحات بند (۳-۸-۶) کنترل می‌شود.

۳-۸-۶- تحلیل دیوارهای بنایی

تمام دیوارهای موجود در ساختمان باید برای نیروی اینرسی خارج از صفحه دیوار ارزیابی شوند. رفتار خارج از صفحه‌ی دیوار، کنترل‌شونده توسط نیرو است که ضوابط ارزیابی آن در ادامه آمده است. لازم به ذکر است که در ساختمان‌های با دیوار باربر بنایی، دیوارها در جهت درون صفحه، تحت نیروی برشی زلزله هستند که تحلیل آن‌ها در جهت درون صفحه، طبق فصل دوم راهنمای کاربردی دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بنایی انجام می‌گیرد.

۱- در جهت عمود بر صفحه لازم است دیوار و اتصال آن به دیافراگم سقف بتوانند نیروهای اینرسی زلزله را تحمل نمایند. نیروی اینرسی زلزله در خارج از صفحه‌ی دیوار، به صورت گسترده بر واحد سطح آن، F_p ، از رابطه‌ی (۱۹-۳) به دست می‌آید.

$$F_p = \alpha S_s \times W \quad (۱۹-۳)$$

که در آن:

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

W : وزن دیوار سهم مهار است. با توجه به شرایط تکیه‌گاهی دیوار و با در نظر گرفتن آن به صورت یک دال قائم، می‌توان عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی (نیروی برشی اتصال دیوار به سقف) و توزیع لنگر خمشی و نیروی برشی در داخل دیوار را محاسبه نمود. در رابطه (۱۹-۳)، α یک ضریب عددی است که از جدول (۴-۳) محاسبه می‌شود.

۲- اجزای دیوار باید بتواند نیروی حاصل از رابطه (۱۹-۳) را تحمل نماید با این تفاوت که در آن W وزن واحد سطح دیوار منظور می‌شود.

در صورت عدم کفایت اتصال ساده‌ی دیافراگم به دیوار باید از مهارهای مناسبی برای انتقال نیروی برشی سهمیه‌ی آن‌ها به دیافراگم حداکثر در هر ۲/۵ متر استفاده شود.

جدول (۴-۳): ضریب α برای محاسبه‌ی نیروی اینرسی خارج از صفحه‌ی دیوار

مورد استفاده	نوع دیافراگم	سطح عملکرد سازه	آستانه‌ی فروریزش	ایمنی جانی	قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه
برای محاسبه‌ی اتصال دیوار به دیافراگم	دیافراگم صلب		۰/۳	۰/۴	۰/۶
	دیافراگم غیر صلب		۰/۹	۱/۲	۱/۸
برای محاسبه‌ی اجزای دیوار	—		۰/۳	۰/۴	۰/۶

۳-۸-۷- اتصال بین ساختمان‌های چند بخشی

برای بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های چند بخشی، طراح باید تصمیم‌گیری نماید که یا چند بخش مزبور را از نظر سازه‌ای کاملاً از هم جدا نماید، یا کاملاً به هم ببندد. در حالت جداسازی کامل باید حداقل عرض درز انقطاع، به جز در موارد زیر، رعایت شود و در حالت به هم بستن کامل باید همه بخش‌های به هم بسته شده به صورت یکپارچه مدل‌سازی و تحلیل شوند. پاسخ‌های ناشی از نیروی زلزله مورد بحث در این بند کنترل‌شونده توسط نیرو هستند.

حداقل عرض درز انقطاع مطابق استاندارد ۲۸۰۰ تعیین می‌شود. اما برای سطح عملکرد سازه‌ای ایمنی جانی یا پایین‌تر در صورتی که دیافراگم‌های دو ساختمان مجاور هم‌تراز بوده و تفاوت ارتفاع در این دو ساختمان، کم‌تر از ۵۰ درصد ارتفاع ساختمان کوتاه‌تر باشد، تعبیه‌ی درز انقطاع با عرض کم‌تر نیز مجاز خواهد بود. در صورتی که نتوان عرض لازم برای درز انقطاع را تعبیه نمود، یا باید دو ساختمان را به هم بست یا باید با مدل‌سازی و تحلیل مناسب اثر ضربه بین دو ساختمان را در محاسبه نیروها و تغییر شکل‌ها دخالت داد.

هنگامی که دو بخش مجاور کاملاً به هم بسته می‌شوند، باید به صورت یکپارچه مدل‌سازی و تحلیل شوند. حداقل نیروهای حاصل از تحلیل به شرح زیر است:

۱- نیروی برشی دو انتهای اتصال بین دو بخش، F_{pc} نباید از مقدار حاصل از رابطه (۲۰-۳) کمتر باشد.

$$F_p = 0.133 S_s \times W \quad (20-3)$$

که در آن:

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

W : وزن بخش سبک‌تر است.

۲- حداقل نیروی جانبی قابل تحمل توسط یک بخش کوچک مانند دستگاه پله یا سازه کوچکی مثل آن، که به یک ساختمان متصل می‌شود، F_{pc} نباید از مقدار حاصل از رابطه (۲۱-۳) کمتر باشد، نقطه‌ای اثر این نیرو در مرکز جرم بخش سبک‌تر است.

$$F_p = 0.08 S_s \times W \quad (21-3)$$

پارامترهای رابطه (۲۱-۳) همان پارامترهای رابطه (۲۰-۳) هستند. حداقل F_p برای اتصالاتی که تحت اثر بار متمرکز قرار می‌گیرند، برابر ۵ کیلو نیوتن و برای اتصالات تحت بار گسترده برابر ۴ کیلو نیوتن بر متر است.

۳-۸-۸- تحلیل اجزای غیر سازه‌ای

در مواردی که طبق جدول‌های (۱-۹) و (۲-۹) دستورالعمل لازم است اجزای غیرسازه‌ای مورد تحلیل برای بهسازی قرار گیرند، باید براساس وضعیت عضو غیرسازه‌ای، طبق جدول (۵-۳) عمل شود.

جدول (۵-۳): رابطه‌ی محاسباتی مورد استفاده بر اساس وضعیت و سطح عملکرد عضو غیرسازه‌ای

وضعیت عضو	سطح عملکرد غیرسازه‌ای	رابطه‌ی محاسباتی نیروی افقی	رابطه‌ی محاسباتی نیروی قائم	رابطه‌ی محاسباتی تغییر مکان نسبی
حساس به شتاب	ایمنی جانی محدود، ایمنی جانی	(۲۲-۳)	(۲۳-۳)	—
	بالاتر از ایمنی جانی	$(25-3) \geq (22-3 \text{ و } 24)$ حداقل	$(27-3) \geq (23 \text{ و } 26-3)$ حداقل	
حساس به تغییر شکل	هر سطح عملکرد	$(25-3) \geq (22-3 \text{ و } 24)$ حداقل	$(27-3) \geq (23 \text{ و } 26-3)$ حداقل	(۲۸-۳) و (۲۹-۳)

روابط مورد اشاره در جدول (۵-۳) به شرح زیر هستند:

$$F_p = 1.6 S_s I_p \times W_p \quad (22-3)$$

$$F_{pv} = 1.07 S_s I_p \times W_p \quad (23-3)$$

$$F_p = \frac{0.4 a_p S_s I_p \times W_p (1 + \frac{2x}{h})}{R_p} \quad (24-3)$$

$$F_p = 0.3 S_s I_p \times W_p \quad (25-3)$$

$$F_{pv} = \frac{0.27 a_p S_s I_p \times W_p}{R_p} \quad (26-3)$$

$$F_{pv} = 0.2 S_s I_p \times W_p \quad (27-3)$$

$$D_r = (\delta_{XA} - \delta_{YA}) / (X - Y) \quad (28-3)$$

$$D_p = |\delta_{XA}| + |\delta_{XB}| \quad (29-3)$$

که در روابط فوق:

S_s : مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب‌های کوتاه برای سطح خطر زلزله‌ای انتخابی؛

I_p : ضریب عملکرد عضو غیرسازه‌ای که برای سطح عملکرد غیرسازه‌ای ایمنی جانی برابر با ۱ و برای سطح عملکرد غیرسازه‌ای

قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه برابر ۱/۵؛

W_p : وزن عضو غیرسازه‌ای در حین بهره‌برداری؛

R_p : ضریب رفتار؛

a_p : ضریب بزرگ‌نمایی پاسخ عضو غیرسازه‌ای طبق جداول (۹-۱) و (۹-۲) دستورالعمل؛

X : ارتفاع مرکز جرم عضو از تراز پایه ساختمان؛

h : ارتفاع متوسط بام نسبت به تراز پایه ساختمان؛

D_p : تغییر مکان نسبی لرزه‌ای؛

D_r : نسبت تغییر مکان نسبی؛

X و Y : به ترتیب ارتفاع تکیه‌گاه فوقانی و تحتانی از تراز پایه ساختمان؛

δ_{XA} و δ_{XB} : به ترتیب تغییر مکان جانبی ساختمان‌های A و B در تراز X ؛

δ_{YA} : تغییر مکان جانبی ساختمان A در تراز Y است که طبق روش‌های تحلیلی این فصل تعیین شده است.

در روابط (۲۸-۳) و (۲۹-۳) اگر تغییر مکان‌هایی ناشی از سایر بارها همانند بار ثقیلی، بار حرارت و غیره موجود است، باید به

صورت مناسب منظور شود.

۹-۳- بارهای قائم

برای به‌دست آوردن نیروها و تغییر شکل‌های اعضا، لازم است اثر بارهای ثقیلی نیز علاوه بر بار زلزله در نظر گرفته شود.

هنگامی که از روش‌های غیرخطی برای تحلیل ساختمان استفاده می‌شود، باید بارهای ثقیلی همزمان با بارهای جانبی بر سازه وارد شوند و تحلیل جداگانه تحت این دو نوع بار امکان‌پذیر نیست. در مورد تحلیل‌های خطی می‌توان ساختمان را تحت بارهای مرده، زنده و زلزله، به طور جداگانه تحلیل نمود.

در مطالعات بهسازی لرزه‌ای، دو نوع ترکیب بار ثقیلی مجزا به شرح روابط (۳۰-۳) باید در تحلیل در نظر گرفته شود.

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L) \quad (30-3 \text{ الف})$$

$$Q_G = 0.9 Q_D \quad (3-30 \text{ ب})$$

در روابط فوق، Q_G ترکیب بار ثقلی، Q_D بار مرده و Q_L بار زنده‌ی موثر است که می‌تواند طبق استاندارد ۵۱۹ محاسبه شود. در صورتی که مقدار واقعی بار زنده در شرایط بهره‌برداری از ساختمان معلوم باشد، Q_L را می‌توان مساوی ۲۵ درصد بار زنده طراحی بدون کاهش در سربار در نظر گرفت، به شرط این که از بار زنده واقعی کمتر نشود. در عمل، استفاده از ترکیب بار ثقلی رابطه‌ی (۳-۳۰-ب) وقتی لازم است که عضو یا اعضای مشکوک به برکنش در زلزله باشند. به عنوان مثال ستون‌های کنار دهانه‌ی مهاربندی یا دیوار برشی می‌توانند دچار برکنش شوند.

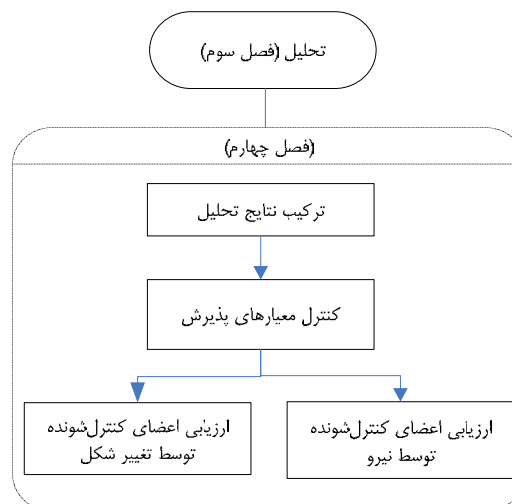
فصل ۴

ارزیابی اعضا

۴-۱- مقدمه

آخرین مرحله در مطالعات بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، ارزیابی ساختمان یا طرح بهسازی پیش‌بینی شده برای آن و بررسی کفایت طرح است. اگر مدل‌سازی و تحلیل سازه طبق فصل‌های دوم و سوم به صورت خطی انجام شده باشد، در ارزیابی ساختمان فقط ظرفیت باربری مقاطع اعضا کنترل خواهد شد. در صورتی که سازه به روش غیرخطی تحلیل شده باشد، باید بر اساس نوع رفتار عضو تحت تلاش مورد نظر، ظرفیت باربری یا تغییر شکل‌های خمیری مقاطع کنترل شود. در این فصل ابتدا در بند (۳-۴) اصول و جزییات ارزیابی خطی ذکر خواهد شد و در بند (۳-۴) ارزیابی غیرخطی تشریح می‌شود. روند ارزیابی ساختمان و اعضای آن در شکل (۳-۱) نمایش داده شده است.

در این فصل روند ارزیابی اعضا برای ترکیب بارهای ثقلی با زلزله بیان شده است. در صورتی که بارهای ثقلی یا هر بارگذاری دیگری در عملکرد ساختمان تعیین‌کننده باشد، می‌بایست اثر آن به صورت جداگانه مورد بررسی قرار گیرد.



شکل (۴-۱): روند ارزیابی اعضا

۴-۲- ارزیابی خطی

اگر تحلیل سازه به روش خطی انجام شده باشد، ارزیابی اعضای آن نیز به روش خطی خواهد بود. در این ارزیابی، نیروهای داخلی اعضا با مقاومت‌های نظیر، مقایسه می‌شوند. نیروهای داخلی در این مقایسه، یا نیروهای طراحی، از ترکیب نتایج تحلیل‌های خطی به شرح بند زیر به دست می‌آیند. البته برای ارزیابی بعضی از اجزای غیرسازه‌ای، از تغییر مکان‌های نسبی نیز استفاده خواهد شد. تحلیل و ارزیابی اجزای غیرسازه‌ای وقتی همراه با سازه مدل نشده باشند، همواره به صورت خطی انجام می‌گیرد.

۴-۲-۱- ترکیب نتایج تحلیل

در تحلیل‌های خطی، منظور از ترکیب نتایج، جمع‌زدن نیروهای داخلی نظیر با رعایت علامت آن‌ها است. بدین ترتیب نیروهای داخلی که باید با ظرفیت‌های مقاطع در ارزیابی خطی طبق بند (۴-۲-۲) مقایسه شوند، از روابط زیر به دست می‌آیند:

$$\begin{aligned}
 &1) Q_{Gi} + Q'_{Ex} + 0.3Q'_{Ey} \\
 &2) Q_{Gi} + Q'_{Ex} - 0.3Q'_{Ey} \\
 &3) Q_{Gi} - Q'_{Ex} + 0.3Q'_{Ey} \\
 &4) Q_{Gi} - Q'_{Ex} - 0.3Q'_{Ey} \\
 &5) Q_{Gi} + 0.3Q'_{Ex} + Q'_{Ey} \\
 &6) Q_{Gi} + 0.3Q'_{Ex} - Q'_{Ey} \\
 &7) Q_{Gi} - 0.3Q'_{Ex} + Q'_{Ey} \\
 &8) Q_{Gi} - 0.3Q'_{Ex} - Q'_{Ey}
 \end{aligned}
 \tag{۱-۴}$$

در استفاده از رابطه ی (۱-۴) به موارد زیر باید توجه شود:

۱- با توجه به مطالبی که در زیر ذکر می شود، تعداد کل روابط ترکیب نتایج تحلیل می تواند بسیار بیش تر باشد، که در بند (۲-۱-۲-۴) تعداد کل روابط ترکیب نتایج تحلیل مورد بررسی قرار خواهد گرفت.

۲- روابط فوق با این فرض نوشته شده اند، که اعمال اثر هم زمانی مولفه های متعامد زلزله مطابق بند (۱-۸-۳) الزامی باشد. در صورتی که در موارد خاصی نیاز به اعمال این اثر نباشد، از تعداد روابط فوق کاسته می شود.

۳- Q_{Gi} به ازای $i=1, 2$ ؛ نیروی داخلی حاصل از تحلیل سازه در برابر بارهای ثقلی در دو حالت مذکور در رابطه ی (۳-۳-۳۰) است. در صورتی که نگرانی در مورد بروز برگشت در ستون ها وجود نداشته باشد، اندیس i حذف شده و Q_G از رابطه ی (۳-۳-۳۰-الف) محاسبه می شود.

۴- Q'_{Ex} و Q'_{Ey} نیروی داخلی حاصل از تحلیل سازه در برابر زلزله، به ترتیب در امتداد x و y است. به طور کلی Q_E که نیروی داخلی ناشی از زلزله است، که طبق بندهای (۱-۳-۳) و (۲-۳-۳)، در تحلیل خطی بیش تر از مقدار واقعی خود است. هرچه اعضای سازه بیش تر وارد محدوده ی غیرخطی شوند، نیروهای Q_E نیز فاصله ی بیش تری از مقادیر واقعی خود خواهند داشت. همچنین اثر جهت های مختلف برون مرکزی اتفاقی جرم باید در محاسبه ی Q_E در نظر گرفته شود. این نیروهای داخلی را بر اساس این که کنترل شونده توسط تغییر شکل یا نیرو باشند و با توجه به برون مرکزی اتفاقی به شرح بندهای (۳-۱-۲-۴) و (۴-۱-۲-۴) می توان برای استفاده در روابط (۱-۴) به کار برد.

۴-۱-۲-۱-۱- اثر برون مرکزی اتفاقی در تعیین نیروهای داخلی زلزله

اثر برون مرکزی اتفاقی در مدل سازه با جابجا کردن مرکز جرم همه ی طبقات، یک بار در جهت مثبت و بار دیگر در جهت منفی، در امتداد عمود بر راستای زلزله در نظر گرفته می شود. تحلیل سازه برای هر یک از این حالات، به معنی تبدیل هر سطر از روابط (۴-۱) به چهار سطر به شرح روابط (۴-۴) است:

$$\begin{aligned}
 &1) Q_{Gi} + \alpha Q'_{Ex} (+e_{ay}) + \beta Q'_{Ey} (+e_{ax}) \\
 &2) Q_{Gi} + \alpha Q'_{Ex} (+e_{ay}) + \beta Q'_{Ey} (-e_{ax}) \\
 &3) Q_{Gi} + \alpha Q'_{Ex} (-e_{ay}) + \beta Q'_{Ey} (+e_{ax}) \\
 &4) Q_{Gi} + \alpha Q'_{Ex} (-e_{ay}) + \beta Q'_{Ey} (-e_{ax})
 \end{aligned}
 \tag{۲-۴}$$

در روابط (۲-۴)، ضریب α طبق روابط (۱-۴) برابر $1 \pm 0/3$ و $0/3 \pm 1$ و نظیر آن ضریب β برابر $0/3 \pm 1$ و $1 \pm 0/3$ در همان شرایط است. جملات Q'_E مقدار نیروی داخلی تحت بار زلزله را به ازای برون مرکزی مورد نظر مشخص می‌کند، برای مثال $Q'_{Ex}|(+e_{ay})|$ به معنی مقدار نیروی داخلی عضو در زلزله راستای x است، وقتی که مرکز جرم همه‌ی طبقات در جهت y به اندازه e_a (مساوی $0/05$ بعد پلان در راستای y) جابجا شده باشند. البته در بسیاری حالات با بررسی پلان طبقات، حالات بحرانی در پیچش مشخص شده و می‌توان در عمل از تعداد روابط کاست.

۴-۲-۱-۲- تعداد کل روابط ترکیب نتایج تحلیل‌های خطی

با توجه به روابط (۱-۴) و (۲-۴) و توضیحات مربوط، تعداد کل روابط در ترکیب نتایج تحلیل‌های خطی به شرح جدول (۱-۴) خواهد بود.

جدول (۱-۴): تعداد کل روابط ترکیب نتایج تحلیل‌های خطی

تعداد کل روابط		اثرات پیچش اتفاقی		بدون اثرات برکنش		با اثرات برکنش	
				دوبعدی	سه‌بعدی	دوبعدی	سه‌بعدی
بدون اثرات تعامد		بدون پیچش اتفاقی		۲	۴	۴	۸
		با پیچش اتفاقی		۲	۱۶	۴	۳۲
با اثرات تعامد		بدون پیچش اتفاقی		۴	۸	۸	۱۶
		با پیچش اتفاقی		۴	۳۲	۸	۶۴

در استفاده از جدول (۱-۴) به موارد زیر توجه شود:

- ۱- منظور از اثرات تعامد، لزوم ترکیب نتایج تحلیل با توجه به اثر هم‌زمانی مولفه‌های افقی زلزله است. هرگاه ترکیب نتایج دو تحلیل متعامد طبق بند (۱-۸-۳) لازم نباشد، در روابط (۱-۴)، Q'_{Ex} و Q'_{Ey} هم‌زمان در یک ترکیب بار ظاهر نمی‌شوند.
- ۲- منظور از اثرات برکنش، لزوم استفاده از رابطه‌ی (۳-۳۰-۳) ب و به‌کارگیری Q_{G2} علاوه بر Q_{G1} در روابط (۱-۴) است. در صورتی که احتمال برکنش وجود نداشته باشد، در روابط (۱-۴) تنها از Q_{G1} استفاده شده و در نظر گرفتن اثرات برکنش لازم نخواهد بود.

- ۳- با توجه به بندهای (۳-۱-۲-۴) و (۴-۱-۲-۴)، تعداد کل روابط ترکیب نتایج تحلیل ارائه‌شده در جدول (۱-۴) برای هر یک از نیروهای داخلی زلزله برای تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل یا کنترل‌شونده توسط نیرو است. بنابراین تعداد کل روابط دوبرابر مقادیر ذکرشده در جدول خواهد بود.

عناوین «دوبعدی» و «سه‌بعدی» به مدل سازه اشاره می‌کنند. در مورد مدل‌های دوبعدی، برون مرکزی اتفاقی قابل مدل‌سازی مستقیم نبوده و به جای آن نتایج تحلیل به علت پیچش اتفاقی، طبق بند (۳-۸-۴) اصلاح خواهند شد.

۴-۲-۱-۲- نیروهای داخلی زلزله برای تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل

همان‌گونه که در بند (۱-۳-۲) اشاره شد، در تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل با توجه به این که می‌توان از ظرفیت شکل‌پذیری مقطع برای تلاش مورد بررسی استفاده کرد، تلاش مورد نظر می‌تواند تا وقتی که تغییرشکل مقطع (یا انرژی نظیر

تغییر شکل مقطع) در تحلیل ارتجاعی مساوی کل تغییر شکل آن (یا انرژی نظیر کل تغییر شکل آن) در تحلیل غیرارتجاعی می شود، افزایش یابد. این افزایش می تواند تا چند برابر ظرفیت باربری مقطع باشد. در این حالت به جای کاهش نیروی داخلی تا حد واقعی خود، ظرفیت باربری مقطع برای کنترل در برابر تلاش مورد نظر، به m برابر مقدار واقعی خود ($m \geq 1$)، افزایش داده می شود. نیروی مزبور از رابطه ی (۳-۴) به دست می آید:

$$Q'_E = Q_E \quad (3-4)$$

که در آن:

Q'_E : نیروی داخلی مقطع مورد بررسی تحت زلزله برای استفاده در روابط (۱-۴) و (۲-۴) است؛

Q_E : نیروی داخلی مقطع، حاصل از تحلیل خطی سازه در برابر زلزله است.

نیروهای حاصل از جایگذاری رابطه ی (۳-۴) در (۱-۴) و (۲-۴)، Q_{UD} نامیده می شوند.

۴-۱-۲-۴- نیروهای داخلی زلزله برای تلاش های کنترل شونده توسط نیرو

در مورد تلاش های کنترل شونده توسط نیرو طبق بند (۲-۳-۱)، ظرفیت شکل پذیری مقطع در برابر تلاش مورد نظر قابل توجه نبوده و عضو باید در زلزله رفتار خطی داشته باشد و حتی تا هنگام تسلیم آخرین عضو متصل به خود نباید وارد محدوده ی رفتار غیرخطی شود. طبق دستورالعمل نیروی داخلی عضو را می توان برابر مقادیر حاصل از یکی از روش های زیر در نظر گرفت:

۱- نیروی داخلی عضو هنگامی که کل سازه یا بخشی از آن ناپایدار شود و به اصطلاح در آستانه فروریزش قرار گیرد. این نیروی داخلی، حداکثر نیرویی است که می تواند در این عضو از سازه ایجاد گردد. محاسبه این نیرو مستلزم انجام تحلیل خمیری و در نظر گرفتن کلیه حالت های خرابی سازه است که جز در مورد سازه های ساده، عملی نیست. در هر حال نیروی محاسبه شده در اغلب حالات، از نیروی داخلی در شرایط واقعی عضو بیش تر خواهد بود.

۲- نیروی داخلی عضو هنگامی که در همه ی اعضای متصل به عضو مورد نظر، در مجاورت اتصال، مفصل خمیری تشکیل شده باشد. این نیروی داخلی در عضو را می توان با نوشتن رابطه ی تعادل در اتصال مربوط و با منظور نمودن ظرفیت خمیری بقیه ی اعضای متصل محاسبه کرد. در حالت کلی این نیرو از نیروی حاصل از بند ۱ بیش تر خواهد بود.

نیروی داخلی از رابطه ی زیر محاسبه می شود:

$$Q'_E = \frac{Q_E}{C_1 C_2 C_3 J} \quad (4-4)$$

که در آن:

Q'_E : نیروی داخلی مقطع مورد بررسی تحت زلزله برای استفاده در روابط (۱-۴) و (۲-۴) است.

Q_E : نیروی داخلی مقطع، حاصل از تحلیل خطی سازه در برابر زلزله است.

چنانچه گفته شد، چون عضو مورد بررسی باید در زلزله به صورت خطی رفتار کند، نیروی حاصل از تحلیل بر ضرایب C_1 ، C_2 و C_3 ، که در بند (۳-۴-۲) تعریف شده اند، و در شرایط رفتار غیرخطی بزرگ تر از یک هستند، تقسیم می شود.

ضریب J که همواره بزرگ تر یا مساوی یک در نظر گرفته می شود را می توان مساوی کوچک ترین مقدار DCR اعضای در محل اتصال به عضو مورد نظر فرض نمود. در واقع اگر مقدار مزبور که آن را DCR_{min} می نامیم، بزرگ تر از یک باشد، به این

مفهوم است که تمامی اعضای متصل، در محل اتصال وارد ناحیه خمیری شده‌اند. بنابراین نیروی داخلی عضو مورد بررسی در این حالت مساوی نیروی آن در هنگامی است که آخرین عضو متصل تسلیم می‌شود، یعنی باید نیروی حاصل از تحلیل خطی بر $J = DCR_{min}$ تقسیم شود. اما اگر $DCR_{min} \leq 1$ یعنی تحت نیروهای وارد شده هنوز یک یا چند عضو متصل ارتجاعی مانده‌اند و عضو مورد بررسی باید نیروی داخلی حاصل از تحلیل خطی را در این حالت عیناً تحمل نماید و $J = 1$ خواهد بود. واضح است که نیروی داخلی محاسبه شده به شرح فوق همیشه بزرگ‌تر از مقدار واقعی خود است، مگر این که کلیه DCR ها در تمامی اعضا کوچک‌تر یا مساوی یک باشند. در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه، رفتار غیرخطی مجاز نبوده یا حد قابل قبول آن بسیار کوچک است، بنابراین در این حالت باید $J = 1$ فرض شود. به عنوان یک عدد تخمینی و محافظه کارانه، دستورالعمل اجازه می‌دهد که به جای محاسبه J بر اساس DCR اعضا به شرح فوق، در مناطق با خطر نسبی بسیار زیاد و زیاد $J = 2$ ، در مناطق با خطر نسبی متوسط $J = 1.5$ و در مناطق با خطر نسبی کم $J = 1$ اختیار شود. در واقع این مقادیر تخمینی برای DCR_{min} اعضا با توجه به زلزله‌خیزی منطقه و همچنین احتمال حاکم شدن سایر بارها (غیر از زلزله) در مناطق با خطر نسبی پایین‌تر است. نیروهای حاصل از جای‌گذاری رابطه‌ی (۴-۴) در رابطه‌ی (۴-۱) یا بسته به مورد در رابطه‌ی (۴-۲)، Q_{UF} نامیده می‌شود.

۴-۲-۲- کنترل معیارهای پذیرش

طبق توضیحات بندهای (۴-۲-۲-۳) و (۴-۱-۲-۴) تعیین نیروهای داخلی اعضا به این بستگی دارد که این اعضا تحت تلاش‌های مورد نظر، کنترل‌شونده توسط تغییرشکل یا نیرو باشند. به همین ترتیب، روش کنترل معیارهای پذیرش ارزیابی اعضا نیز برای تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل یا نیرو متفاوت خواهد بود.

۴-۲-۲-۱- کنترل معیارهای پذیرش برای تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل

بر اساس بند (۴-۱-۲-۳) ارزیابی عضو برای تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل با توجه به این واقعیت انجام می‌گیرد که رفتار آن تحت تلاش مزبور، رفتاری با شکل‌پذیری قابل توجه است. بدین ترتیب به این عضو اجازه داده می‌شود که تحت تلاش مورد نظر، تغییرشکل‌های غیرخطی تا حد معینی داشته باشد. چون این تغییرشکل‌ها در تحلیل خطی قابل محاسبه نیستند از نیروهای مجازی نظیر آن‌ها، Q_{UD} ، استفاده می‌شود که m برابر نیروهای واقعی عضو در نظر گرفته می‌شوند. بنابراین نیروهای مجازی Q_{UD} نباید از m برابر ظرفیت عضو بیش‌تر باشند، یا به صورت دیگر Q_{UD}/m که تخمینی از نیروی داخلی واقعی عضو است، نباید از ظرفیت آن بیش‌تر شود.

بر این اساس ارزیابی خطی اعضا برای تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل، طبق رابطه‌ی (۴-۵) قابل انجام است:

$$\frac{(Q_{UD})_{max}}{m \kappa Q_{CE}} \leq 1 \quad (۴-۵)$$

که در آن:

κ : ضریب آگاهی؛

Q_{CE} : ظرفیت مورد انتظار مقطع نظیر تلاش مورد نظر؛

m : ضریب اصلاح بر مبنای رفتار غیرخطی عضو ($m \geq 1$)؛

در یک تیر بتنی، لنگر خمشی کنترل‌شونده توسط تغییرشکل و نیروی برشی کنترل‌شونده توسط نیرو است. بنابراین ارزیابی خطی تیر شامل کنترل لنگر خمشی با رابطه‌ی (۴-۵) و کنترل نیروی برشی با رابطه (۴-۶) است. کنترل‌های فوق باید در مقاطع بحرانی که معمولاً در دو انتهای تیر هستند، انجام گیرد. در صورتی که تحت بار ثقلی حداقل از ۸۰ درصد مقاومت خمشی تیر در وسط دهانه

استفاده شده باشد، باید یک مقطع بحرانی خمشی نیز در وسط دهانه کنترل شود. در جدول (۴-۲) ضریب m مورد استفاده در رابطه‌ی (۴-۵) برای کنترل خمش در تیرها ارایه شده است.

جدول (۴-۲): ضریب m برای ارزیابی خمشی تیر بتنی

ضرایب m					شرایط		
سطح عملکرد							
نوع عضو				IO			
غیراصلی		اصلی					
CP	LS	CP	LS				
الف- تیرهایی که با خمش کنترل می‌شوند.							
					$3.77 \frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	میلگرد عرضی
۱۰	۶	۷	۶	۳	≤ 3	$\leq 0/0$	واجد شرایط
۵	۳	۴	۳	۲	≥ 6		
۵	۳	۴	۳	۲	≤ 3	$\geq 0/5$	
۴	۲	۳	۲	۲	≥ 6		
۵	۳	۴	۳	۲	≤ 3	$\leq 0/0$	فاقد شرایط
۴	۲	۳	۲	۱/۲۵	≥ 6		
۴	۳	۳	۳	۲	≤ 3	$\geq 0/5$	
۳	۲	۲	۲	۱/۲۵	≥ 6		
ب- تیرهایی که با برش کنترل می‌شوند.							
۴	۳	۱/۷۵	۱/۵	۱/۲۵	$S \leq d/2$		
۳	۲	۱/۷۵	۱/۵	۱/۲۵	$S > d/2$		
ج- تیرهایی که توسط طول گیرایی یا وصله کنترل می‌شوند.							
۴	۳	۱/۷۵	۱/۵	۱/۲۵	$S \leq d/2$		
۳	۲	۱/۷۵	۱/۵	۱/۲۵	$S > d/2$		
د- تیرهایی که طول گیرایی در اتصال تیر-ستون کنترل کننده است.							
۴	۳	۳	۲	۲			

در محاسبه‌ی ظرفیت خمشی برای تعیین DCR و ارزیابی تیر باید توجه کرد که در صورت عدم کفایت طول گیرایی یا وصله، باید در جدول (۴-۲) ابتدا $a = 1$ اختیار شود. اگر DCR حاصل مساوی یا بزرگ‌تر از ۲ شد، پاسخ معتبر نبوده و با فرض $a = 0.2$ مقاومت خمشی و DCR مربوط مجدد محاسبه می‌شود، که مقدار حاصل بیش‌تر از حالت قبلی خواهد شد. همچنین در صورتی که میلگردهای خمشی دارای طول مهار ناکافی باشند، در تعیین ظرفیت خمشی باید ابتدا $a = 1$ فرض شود. اگر تحت نیروهای موجود

در مقطع مورد بررسی، تنش میلگرد طولی مورد نظر از f_s بزرگ تر شد و DCR مربوط نیز بیش تر از ۲ باشد، مقدار ظرفیت خمشی و DCR معتبر نبوده و باید با فرض $a = 0.2$ محاسبات تکرار شود که در این صورت مقدار حاصل بزرگ تر خواهد شد. در استفاده از جدول (۲-۴) باید به نکات زیر توجه نمود:

- ۱- در صورت نیاز می توان از دورنمایی خطی بین مقادیر داده شده در جدول استفاده کرد.
- ۲- در صورتی که برای یک عضو بیش از یک مورد از موارد (الف)، (ب)، (ج) و (د) صادق باشد، از کمترین مقدار داده شده در این موارد در جدول باید استفاده کرد.
- ۳- واجد شرایط و فاقد شرایط بودن عضو از لحاظ میلگرد عرضی، یعنی اگر در محدوده ی مفصل خمشی خمیری در عضو فاصله ی تنگ ها (S) کم تر یا مساوی با $\frac{d}{3}$ باشد و علاوه بر این برای اعضای با نیاز شکل پذیری متوسط و زیاد، مقاومت تامین شده توسط تنگ ها (V_s) لااقل برابر با $\frac{3}{4}$ برش طراحی باشد، در این صورت عضو واجد شرایط است. در غیر این صورت عضو فاقد شرایط فرض می شود.
- علاوه بر موارد فوق، در مورد تیرهای مجاور یک پانل میانقاب، هرگاه مقاومت برشی مورد انتظار مصالح بنایی میانقاب 3.5 kg/cm^2 یا بیش تر باشد، باید کنترل اضافی زیر نیز انجام گیرد.
- مقاومت های خمشی و برشی مورد انتظار تیر مجاور یک پانل میانقاب باید حداقل برابر بزرگترین نیروهای حاصل از دو حالت زیر باشد:

الف- اعمال مولفه ی قائم نیروی مورد انتظار دستک فشاری میانقاب بر تیر مورد نظر در فاصله ی l_{beff} از لبه ی قائم پانل میانقاب؛

ب- نیروی برشی نظیر حالتی که تیر در دو انتهای طول کوتاه شده اش، به مقاومت خمشی خود رسیده باشد. طول کوتاه شده ی تیر مساوی طول واقعی آن منهای l_{beff} فرض می شود. l_{beff} با رابطه ی (۷-۴) تعریف می شود.

$$l_{beff} = \frac{a}{\sin \theta_b} \quad (۷-۴)$$

زاویه ی θ_b برای به کارگیری در رابطه ی (۷-۴) به روش حدس و خطا از رابطه ی زیر محاسبه می شود.

$$\text{tg} \theta_b = \frac{h_{inf}}{l_{inf} - \frac{a}{\sin \theta_b}} \quad (۸-۴)$$

که در آن:

a: عرض دستک فشاری معادل طبق رابطه (۱۷-۲)؛

h_{inf} و l_{inf} : به ترتیب، ارتفاع و طول میانقاب هستند.

در کنترل فوق صرف نظر از روش تحلیل، از رابطه ی نظیر (۵-۴) استفاده می شود که در آن $m = 1$ فرض می شود. نیروی مورد انتظار دستک فشاری میانقاب در این حالت، نیروی دستک حاصل از تحلیل سازه با مدل سازی میانقاب به شرح بند (۵-۳-۳-۲) است. حد بالایی این نیرو، نیرویی در نظر گرفته می شود که مولفه ی افقی آن مساوی مقاومت برشی مورد انتظار دیوار میانقاب حاصل از رابطه ی (۸-۷) دستورالعمل است.

۴-۲-۳-۲- ارزیابی ستون‌ها

همان‌طور که در فصل دوم گفته شد، در یک ستون بتنی، برش و نیروی محوری در همه حال کنترل‌شونده توسط نیرو هستند، در حالی که خمش در اغلب حالات کنترل‌شونده توسط تغییر شکل و در شرایط خاص، کنترل‌شونده توسط نیرو است. ضوابط ارزیابی ستون‌ها به شرح زیر است:

- ۱- نیروی محوری ستون (P_{UF}) باید به تنهایی با رابطه‌ی (۴-۶) ارزیابی شود که در آن $Q_{CL} = P_{CL}$ کرانه‌ی پایین ظرفیت محوری خالص ستون است. به همین ترتیب، نیروی برشی ستون (V_{UF}) نیز باید با رابطه‌ی (۴-۶) ارزیابی شود که در این حالت $Q_{CL} = V_{CL}$ کرانه‌ی پایین مقاومت برشی ستون خواهد بود.
- ۲- خمش دو محوره در حالتی که کنترل‌شونده توسط تغییر شکل است، باید با رابطه‌ی (۴-۹) که نظیر رابطه‌ی (۴-۵) است، ارزیابی شود:

$$\left(\frac{M_{UDx}}{m_x \kappa M_{CEx}}\right)^2 + \left(\frac{M_{UDy}}{m_y \kappa M_{CEy}}\right)^2 \leq 1 \quad (۴-۹)$$

که در آن:

- M_{UDx} و M_{UDy} : لنگر خمشی مقطع مورد بررسی ناشی از تحلیل، به ترتیب حول محورهای x و y ؛
 M_{CEx} و M_{CEy} : مقاومت خمشی مورد انتظار مقطع مزبور به ترتیب حول محورهای x و y به ازای نیروی محوری P_{UF} ؛
 m_x و m_y : ضرایبی که از جدول (۴-۳) به دست می‌آیند؛
 κ : ضریب آگاهی است.

در حالتی که خمش در ستون کنترل‌شونده توسط نیرو باشد، ارزیابی آن باید توسط رابطه‌ی زیر انجام شود:

$$\left(\frac{M_{UFx}}{\kappa M_{CLx}}\right)^2 + \left(\frac{M_{UFy}}{\kappa M_{CLy}}\right)^2 \leq 1 \quad (۴-۱۰)$$

که در آن تعریف علائم مشابه رابطه‌ی (۴-۹) است، با این تفاوت که از کرانه‌ی پایین مقاومت‌های خمشی استفاده می‌شود. برای محاسبه‌ی M_{UF} باید از روابط (۴-۱) و (۴-۴) استفاده شود. توجه به این نکته ضروری است که برای محاسبه‌ی M_{CL} و M_{CE} در دو رابطه‌ی (۴-۹) و (۴-۱۰)، باید از دو منحنی مختلف اندرکنش ستون استفاده شود.

۳- برای محاسبه‌ی مقاومت خمشی ستون حول هر یک از دو محور خمش، در صورت عدم کفایت طول گیرایی یا وصله، باید ابتدا در جدول مربوطه $a = 1$ اختیار شود. اگر DCR حول محور مورد بررسی بزرگ‌تر از ۲ شد، M_{CE} محاسبه شده معتبر نبوده و باید مجدداً با فرض $a = 0.2$ محاسبه شده و در رابطه‌ی (۴-۹) به کار برده شود. در مورد M_{CL} و رابطه‌ی (۴-۱۰) نیز به طریق مشابه عمل می‌شود. همچنین در صورتی که میلگردهای خمشی دارای طول مهار ناکافی باشند، باید برای محاسبه‌ی مقاومت خمشی ستون حول هر یک از دو محور خمش، ابتدا $a = 1$ فرض شود. اگر تحت نیروهای موجود در مقطع مورد مطالعه (لنگر و نیروی محوری) تنش میلگرد طولی مورد نظر از f_s بزرگ‌تر شده و DCR حول محور مورد بررسی نیز بیش‌تر از ۲ باشد، M_{CE} محاسبه شده معتبر نبوده و باید محاسبات با فرض $a = 0.2$ تکرار شده و M_{CE} حاصل در رابطه‌ی (۴-۹) به کار برده شود. در مورد M_{CL} و رابطه‌ی (۴-۱۰) نیز به طریق مشابه عمل می‌شود.

جدول (۳-۴): ضریب m برای ارزیابی خمشی ستون بتنی^۱

ضرایب m					شرایط		
سطح عملکرد							
نوع عضو				IO			
غیر اصلی		اصلی					
CP	LS	CP	LS				
الف- ستون‌هایی که با خمشی کنترل می‌شوند.							
					$3.77 \frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$	$\frac{P}{A_g f_c}$	آرماتور عرضی
۵	۴	۴	۳	۲	≤ 3	≤ 0.1	واجد شرایط
۴	۳/۲	۳/۲	۲/۴	۲	≥ 6		
۴	۳	۳	۲	۱/۲۵	≤ 3	≥ 0.4	
۳/۲	۲/۴	۲/۴	۱/۶	۱/۲۵	≥ 6		
۳	۲	۳	۲	۲	≤ 3	≤ 0.1	فاقد شرایط
۲/۴	۱/۶	۲/۴	۱/۶	۲	≥ 6		
۲	۱/۵	۲	۱/۵	۱/۲۵	≤ 3	≥ 0.4	
۱/۶	۱	۱/۷۵	۱/۵	۱/۲۵	≥ 6		
ب- ستون‌هایی که با برش کنترل می‌شوند.							
۳	۲	--	--	--	$\frac{P}{A_g f_c} \leq 0.1$ یا $S \leq d/2$		
۲	۱/۵	--	--	--	بقیه حالات		
ج- ستون‌هایی که توسط طول گیرایی یا وصله کنترل می‌شوند.							
۴	۳	۱/۷۵	۱/۵	۱/۲۵	$S \leq d/2$		
۳	۲	--	--	--	$S > d/2$		
د- ستون‌هایی که نیروی محوری آن‌ها از $0.7P_0$ متجاوز است.							
۲	۲	۲	۱	۱	در تمام طول، تنگ‌ها واجد شرایط هستند		
۱	۱	--	--	--	بقیه حالات		

۱- در صورتی که بیش از یکی از حالات فوق صادق باشد، کمترین m حاصل به کار برده می شود.

۴- در سازه های تیر- ستونی، در صورتی که میانگین DCR ستون ها در یک طبقه از میانگین DCR تیرهای سقف همان طبقه بیش تر بوده و نیز از مقادیر ۱ و نصف متوسط مقادیر m برای ستون های آن طبقه بیش تر باشد، آن طبقه باید به عنوان یک طبقه ی ضعیف (طبقه ای که دارای سیستم باربر جانبی با ستون های ضعیف است) در نظر گرفته شود. در این حالت باید یکی از موارد زیر انجام شود:

الف- در صورتی که اعضای غیراصلی طبقه مورد نظر در مدل سازی سازه در نظر گرفته نشده اند، این اعضا نیز باید مدل شوند و سازه مجدداً تحلیل شود. اگر میانگین DCR ستون های طبقه، از میانگین تیرهای سقف طبقه و همچنین عدد ۲ بیش تر باشد، تحلیل سازه به روش خطی معتبر نبوده و سازه باید مجدداً توسط یک روش غیرخطی تحلیل شود.

ب- سازه به یک روش غیرخطی تحلیل و ارزیابی شود.

ج- سازه به نحوی بهسازی شود که نقص طبقه ی ضعیف برطرف شود.

ذکر این نکته ضروری است که در سازه های دال- ستونی برای کنترل ضابطه ی فوق، از میانگین DCR دال های سقف طبقه استفاده می شود.

۵- در هر طبقه، در صورت وجود ستون هایی که در یکی از ترکیب های بار ارایه شده در روابط (۱-۴) یا (۲-۴) به کشش افتاده اند (دچار برکنش شده اند)، کفایت ستون های طبقه در برابر کشش باید توسط یکی از دو رابطه ی (۱۱-۴) یا (۱۲-۴) به دلخواه کنترل شود، هر چند که در اغلب مواقع اگر رابطه ی (۱۱-۴) برقرار باشد، رابطه ی (۱۲-۴) نیز برقرار خواهد بود:

$$M_{ST} > \frac{M_{OT}}{C_1 C_2 C_3 J} \quad (11-4)$$

$$0.9M_{ST} > \frac{M_{OT}}{C_1 C_2 C_3 R_{OT}} \quad (12-4)$$

که در آن:

M_{ST} : لنگر مقاوم ناشی از بارهای مرده و ظرفیت کشش خالص ستون های کششی در طبقه؛

M_{OT} : لنگر واژگونی در طبقه؛

C_1, C_2, C_3 و J : ضرایب تعریف شده در رابطه ی (۳-۴) هستند.

مقدار ضریب R_{OT} به سطح عملکرد ساختمان بستگی دارد و برای سطوح عملکرد قابلیت استفاده ی بی وقفه، ایمنی جانی و آستانه ی فروریزش، به ترتیب برابر ۴، ۸ و ۱۰ فرض می شود.

روش استفاده از روابط (۱۱-۴) و (۱۲-۴) به این ترتیب است که ابتدا در محاسبه ی M_{ST} فقط لنگر مقاوم بار مرده در طبقه به حساب آورده می شود. در صورت برقراری یک یا هر دوی آن ها، وقوع برکنش در طبقه مزبور منتفی دانسته می شود. در صورت عدم برقراری هر دو رابطه در طبقه مورد بررسی، تامین اضافه لنگر واژگونی موجود، به کشش در ستون ها سپرده می شود. در این حالت حداکثر کرنش کششی در آرماتورهای طولی ستون ها نباید از ۰/۰۵ تجاوز نماید. در صورت عدم کفایت ظرفیت کششی ستون ها، این ظرفیت باید با اعمال تمهیدات بهسازی مناسب افزایش داده شود.

۶- در مورد ستونی که یک دیوار برشی ناپیوسته را حمل می کند، به بند (۴-۳-۵) رجوع شود.

۷- در مورد ستون مجاور یک پانل میانقاب، کشش و فشار خالص باید با به کارگیری رابطه ی (۴-۵) که ضرایب m مربوط به آن در جدول (۴-۴) داده شده، کنترل شود. همچنین هرگاه مقاومت برشی مورد انتظار مصالح بنایی 1.4 kg/cm^2 یا بیش تر باشد، مقاومت خمشی حول محور مربوط و مقاومت برشی آن باید حداقل برابر بزرگ ترین نیروهای حاصل از دو حالت زیر باشد:

الف- اعمال مولفه ی افقی نیروی مورد انتظار دستک فشاری میانقاب بر ستون مورد نظر در فاصله ی l_{ceff} از بالا یا پایین

میانقاب؛

ب- نیروی برشی نظیر حالتی که ستون در دو انتهای طول کوتاه شده اش به مقاومت خمشی خود رسیده باشد. طول کوتاه شده ی ستون مساوی طول واقعی آن منهای l_{ceff} فرض می شود. در مورد ستونی که در جهت جانبی توسط یک میانقاب کوتاه تنها در بخشی از ارتفاع خود محصور شده، طول کوتاه شده ی ستون مساوی ارتفاع بازشوی دیوار (ارتفاع آزاد ستون) در نظر گرفته می شود. l_{ceff} از رابطه ی زیر به دست می آید:

$$l_{ceff} = \frac{a}{\cos \theta_c} \quad (۱۳-۴)$$

که در آن زاویه ی θ_c از طریق آزمون و خطا از رابطه (۱۴-۴) محاسبه می شود:

$$\operatorname{tg} \theta_c = \frac{h_{inf} - \frac{a}{\cos \theta_c}}{l_{inf}} \quad (۱۴-۴)$$

علایم روابط فوق، ذیل رابطه ی (۸-۴) تعریف شده اند. در واقع در کنترل فوق صرف نظر از روش تحلیل، از رابطه ای نظیر (۵-۴) استفاده می شود و در آن $m = 1$ فرض می شود. نیروی مورد انتظار دستک فشاری میانقاب در این حال نیروی دستک حاصل از تحلیل سازه با مدل سازی میانقاب به شرح بند (۵-۳-۳-۲) است. حد بالایی مولفه ی افقی نیروی مورد انتظار دستک فشاری مساوی مقاومت برشی مورد انتظار دیوار میانقاب حاصل از رابطه ی (۸-۷) دستورالعمل در نظر گرفته می شود.

جدول (۴-۴): ضریب m برای ارزیابی محوری ستون کنار میانقاب

ضرایب m				شرایط	
سطح عملکرد					
نوع عضو			IO		
غیر اصلی		اصلی			
CP	LS	CP			
الف - ستون هایی که به صورت میله ی فشاری مدل شده باشند.					
۵	۴	۴	۳	۱	ستون هایی که در تمام طول محصور باشند.
۱	۱	۱	۱	۱	بقیه ی موارد
ب- ستون هایی که به صورت میله ی کششی مدل شده باشند.					
۶	۵	۵	۴	۳	ستون هایی بدون وصله یا با وصله های به طور مناسب محصور شده
۴	۳	۲	۲	۱	سایر موارد

۴-۳-۳-۲- ارزیابی اتصال تیر- ستون

اگر اتصال تیر- ستون صلب فرض نشده و مدل سازی شده باشد، نیازها در آن محاسبه می شود. اتصال تیر- ستون فقط برای اعضای غیر اصلی کنترل شونده توسط تغییر شکل بوده و در سایر حالات کنترل شونده توسط نیرو است. بنابراین برای ارزیابی تلاش ها در اتصال اعضای اصلی در همه ی حالات از رابطه (۶-۴) استفاده می شود. در سایر حالات از رابطه ی (۵-۴) استفاده خواهد شد که ضرایب m مربوط به آن در جدول (۵-۴) ارایه شده است.

جدول (۴-۵): ضریب m برای ارزیابی خمشی اتصال تیر- ستون اعضای غیر اصلی

ضرایب m		شرایط		
سطح عملکرد				
عضو غیر اصلی				
CP	LS			
الف- اتصالات داخلی				
		$\frac{V}{V_n}$	$\frac{P}{A_g f_c}$	آرماتور عرضی
۴	۳	$\leq 1/2$	≤ 0.1	واجد شرایط
۳	۲	$\geq 1/5$		
۴	۳	$\leq 1/2$	≥ 0.4	
۳	۲	$\geq 1/5$		
۳	۲	$\leq 1/2$	≤ 0.1	فاقد شرایط
۳	۲	$\geq 1/5$		
۳	۲	$\leq 1/2$	≥ 0.4	
۳	۲	$\geq 1/5$		
ب- سایر اتصالات				
		$\frac{V}{V_n}$	$\frac{P}{A_g f_c}$	آرماتور عرضی
۴	۳	$\leq 1/2$	≤ 0.1	واجد شرایط
۳	۲	$\geq 1/5$		
۴	۳	$\leq 1/2$	≥ 0.4	
۳	۲	$\geq 1/5$		
۳	۲	$\leq 1/2$	≤ 0.1	فاقد شرایط
۳	۲	$\geq 1/5$		
۲	۱/۵	$\leq 1/2$	≥ 0.4	
۲	۱/۵	$\geq 1/5$		

۴-۳-۲-۴- ارزیابی دیافراگم و چشمه‌ی اتصال دال- ستون

دیافراگم‌ها اعضای سازه‌ای کف و یا سقف طبقات هستند که وظیفه‌ی انتقال نیروهای جانبی را در صفحه‌ی خود و انتقال بارهای ثقلی را عمود بر صفحه‌ی خود بر عهده دارند. انواع دیافراگم‌های مورد بحث در دستورالعمل عبارت هستند از دیافراگم‌های بتنی درجا، بتنی پیش‌ساخته با یا بدون رویه‌ی بتنی درجا، ورق فولادی با یا بدون رویه‌ی بتنی درجا، مهاربند فولادی افقی (دیافراگم خرپایی فولادی) و طاق ضربی.

تحت اثر ترکیب بارهای ثقلی و جانبی، دیافراگم‌ها در یک سمت پلان تحت کشش و خمش و در سمت دیگر آن تحت فشار و خمش قرار خواهند داشت. خمش مزبور حول دو محور افقی پلان می‌باشد. علاوه بر این، دیافراگم در امتداد هر دو محور افقی ناشی از نیروهای جانبی و در امتداد قائم ناشی از بارهای ثقلی، تحت برش هم قرار خواهد داشت.

اگر دیافراگم همراه با سازه به صورت سه بعدی و به شکل یک صفحه ای انعطاف پذیر مدل شده باشد، کلیه نیروهای داخلی فوق در نتیجه ی تحلیل محاسبه می شوند. در صورتی که دیافراگم به شکل یک تیر متکی بر تکیه گاه های انعطاف پذیر مدل شده باشد، با مدل سازی آن هر بار در امتداد یکی از دو محور افقی، برش های افقی و قائم و لنگرهای خمشی حول هر سه محور افقی و قائم محاسبه خواهند شد. با تقسیم لنگر خمشی حول محور قائم بر بعد پلان در امتداد زلزله، نیروهای کششی و فشاری دو سمت پلان عمود بر زلزله تعیین می شود. در حالتی که دیافراگم به صورت صلب مدل شود، تنها لنگر حول محورهای افقی و برش قائم قابل محاسبه خواهد بود.

رفتار کلیه ی انواع دیافراگم تحت برش قائم، کنترل شونده توسط نیرو محسوب می شود و باید طبق رابطه (۴-۶) مورد ارزیابی قرار گیرد. تحت سایر تلاش های نام برده، دیافراگم بتنی پیش ساخته بدون رویه ی بتنی درجا و دیافراگم طاق ضربی، کنترل شونده توسط نیرو و بقیه ی انواع دیافراگم، کنترل شونده توسط تغییر شکل هستند. اگر اتصالات دیافراگم به اجزای قاب ها یا دیوارها ضعیف ترین بخش دیافراگم باشند، به عبارت دیگر حداکثر DCR حاصل از تحلیل در دال، مربوط به این اجزا باشد، دیافراگم مزبور تحت اثر همه ی تلاش ها، کنترل شونده توسط نیرو محسوب می شود. در ادامه ضوابط خاص ارزیابی خطی هر یک از انواع دیافراگم ذکر می شود.

الف- ارزیابی دیافراگم بتنی درجا، دیافراگم بتنی پیش ساخته با بتن رویه ی درجا و چشمه ی اتصال دال- ستون

تحت برش افقی و خمش حول محور قائم که در اثر نیروهای اینرسی جانبی در دیافراگم ایجاد می شوند، باید مشابه دیوار برشی بند (۴-۲-۳-۵) مورد ارزیابی قرار گیرند.

در مدل سازی سه بعدی باید برآیند برش در هر امتداد از جمع برش افقی در المان ها و برآیند خمش با استفاده از توزیع تنش های کششی و فشاری عمود بر مقطع قائم دیافراگم مورد استفاده قرار گیرد.

ارزیابی این دیافراگم ها تحت خمش حول محور افقی که در اثر ترکیب نیروهای قائم و جانبی در آن ها ایجاد می شود، برای دال یک طرفه (مانند دیافراگم بتنی پیش ساخته با بتن رویه درجا) مشابه تیرها، بند (۴-۲-۳-۱)، و برای دال دوطرفه (مانند دیافراگم بتنی درجا) و چشمه اتصال دال- ستون با استفاده از رابطه ی (۴-۵) و ضرایب m ذکر شده در جدول (۴-۶) خواهد بود. مقاومت های خمشی و برشی اتصال دال به ستون در قاب های خمشی دال- ستونی نباید از حداقل مقادیر ذکر شده در زیر کم تر باشند:

۱- مقاومت محاسبه شده با در نظر گرفتن برون مرکزیت برش در یک مقطع بحرانی دال ناشی از عملکرد توأم برش و لنگر طبق ضوابط بخش های (۱۲-۱۷) و (۴-۱۵) آیین نامه ی بتن ایران؛

۲- مقاومت انتقال لنگر برابر با $\frac{\sum M_n}{\gamma_f}$ که در این رابطه $\sum M_n$ برابر است با مجموع مقاومت های مثبت و منفی مقطعی

از دال روی خطوطی که به فواصل یک و نیم برابر ضخامت دال یا ضخامت کتیبه ی سرستون خارج از بر ستون واقع هستند و γ_f برابر کسری از لنگر است که طبق آیین نامه بتن ایران توسط خمش منتقل می شود. (بند ۳-۴-۱۵ آ.ا).

برای لنگر حول محوری موازی لبه دال در اتصالات خارجی بدون تیرهای عرضی، اگر برش در مقطع بحرانی دال ناشی از بارهای ثقلی از $0.75V_c$ و برش در یک تکیه گاه گوشه از $0.5V_c$ بیش تر نباشد، مقاومت انتقال لنگر را می توان مساوی مقاومت

خمشی مقطعی از دال روی خطوطی به فاصله C_1 (با تعریف فصل دوازدهم آبا) خارج از وجه‌های مقابل ستون در نظر گرفت. V_C برابر با مقاومت برش سوراخ‌شدگی مستقیم طبق ضوابط آیین‌نامه‌ی بتن ایران است.

جدول (۴-۶): ضریب m برای ارزیابی خمشی دال دوطرفه و چشمه‌ی اتصال دال - ستون

شرایط		کلیه‌ی اعضا		اعضای اصلی		اعضای غیر اصلی	
		IO	LS	CP	LS	CP	LS
الف - دال‌های کنترل‌شونده با خمش و اتصالات دال - ستون	میلگردهای پیوستگی دارد.	$\frac{V_g}{V_0} \leq 0.2$	۲	۲	۳	۳	۴
		$\frac{V_g}{V_0} \geq 0.4$	۱	۱	۱	۲	۳
	میلگردهای پیوستگی ندارد.	$\frac{V_g}{V_0} \leq 0.2$	۲	۲	۳	۲	۳
		$\frac{V_g}{V_0} \geq 0.4$	۱	۱	۱	۱	۱
ب - دال‌های کنترل‌شونده توسط طول گیرایی یا وصله		-	-	-	-	-	۴
ج - دال‌های کنترل‌شونده توسط طول گیرایی در اتصال دال - ستون		-	۲	۲	۳	۳	۴

ب - ارزیابی دیافراگم ورق فولادی (با یا بدون بتن رویه‌ی درجا) و دیافراگم خربایی فولادی

هرگاه اتصالات دیافراگم از اعضای متصله قوی‌تر باشند، دیافراگم‌های فولادی مورد بحث در این بند تحت اثر همه‌ی تلاش‌ها بجز برش قائم کنترل‌شونده توسط تغییر شکل دانسته شده و باید با رابطه‌ی (۴-۵) مورد ارزیابی قرار گیرند. ارزیابی دیافراگم ورق فولادی تنها در مقابل برش انجام می‌گیرد. مقاومت برشی این دیافراگم با توجه به جزییات آن می‌تواند مقاومت جاری شدن برشی یا مقاومت کمناش برشی باشد. در دیافراگم خربایی فولادی، اعضا تحت کشش و فشار ناشی از نیروهای جانبی وارد بر دیافراگم قرار می‌گیرند. اگر اتصالات این دیافراگم قوی‌تر از اعضای متصل باشند، اعضای خرپا تحت اثر کشش و فشار محوری کنترل‌شونده توسط تغییرشکل در نظر گرفته شده و با استفاده از ضرایب m مهاربندهای همگرا مورد ارزیابی قرار می‌گیرند. برای جزییات بیش‌تر به بند (۴-۳-۲-۴) بخش فولادی راهنمای کاربردی دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود مراجعه شود.

ج - ارزیابی اجزای دیافراگم

طبق بند (۳-۸-۵)، در صورت لزوم ممکن است دیافراگم شامل اجزایی موسوم به تیر لبه، برش‌گیر و کلاف کششی باشد. توصیف هر یک از این اجزا و موارد کاربرد آن‌ها در بند مزبور ذکر شده است. در حالت کلی ایجاد تغییرشکل‌های خمیری در این اجزا قابل قبول نبوده و رفتار آن‌ها کنترل‌شونده توسط نیرو در نظر گرفته می‌شود. ارزیابی تیر لبه و کلاف کششی تحت نیروهای کششی ذکر شده به ترتیب در بندهای (۳-۸-۵-۱) و (۳-۸-۵-۳) انجام می‌گیرد. علاوه بر این، اگر در این اعضا خمش هم ایجاد شده باشد، ارزیابی آن‌ها با توجه به اندرکنش کشش و خمش و با استفاده از رابطه‌ی (۴-۹) صورت می‌گیرد. ارزیابی اتصالات و برش‌گیرهای دیافراگم نیز به صورت کنترل‌شونده توسط نیرو و با توجه به نیروها و ضوابط ذکر شده در بند (۳-۸-۵-۲) صورت می‌پذیرد.

با توجه به آن چه که گفته شد، اگر اتصالات دیافراگم به قاب یا دیوار ضعیف ترین بخش دیافراگم نباشند، رفتار اغلب انواع دیافراگم ها تحت برش افقی و خمش کنترل شونده توسط تغییر شکل دانسته می شود. در چنین حالاتی رفتار اجزای دیافراگم، به جز اتصالات آن را نیز می توان در کشش و خمش کنترل شونده توسط تغییر شکل فرض کرد و بر همین اساس آن ها را ارزیابی نمود. این اجزا برای نیروهای فشاری، باید همانند ستون ها تحت اندرکش فشار و خمش ارزیابی شوند. در حالتی که این اجزا فولادی باشند، برای ضوابط ارزیابی آن ها به بند (۴-۳-۲-۴) بخش فولادی راهنمای کاربردی دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود مراجعه شود.

۴-۳-۵- ارزیابی دیوار برشی بتنی، میانقاب و تیر و ستون دهانه ی مهاربندی شده

در اثر بارهای جانبی، دیوار برشی بتنی تحت برش، خمش و نیروی محوری فشاری یا کششی قرار دارد. هم چنین ممکن است بخشی از بار ثقیلی نیز بر دیوار برشی وارد شود که طبق بند (۵-۳-۳-۲) اگر بیش از مقدار معینی باشد، باید دیوار برشی از اعضای سیستم باربر جانبی حذف شود. رفتار دیوار برشی در مقابل خمش و کشش و در اغلب موارد برش، کنترل شونده توسط تغییر شکل و در مقابل نیروی فشاری، کنترل شونده توسط نیرو در نظر گرفته می شود. مقادیر m برای ارزیابی خمشی دیوار برشی در جدول (۴-۷) ارائه شده است.

میانقاب ها در اثر بار جانبی در صفحه ی خود تحت برش قرار می گیرند و رفتار آن ها کنترل شونده توسط تغییر شکل است. در ابتدای حرکت جانبی که هنوز تغییر شکل ها کوچک هستند، میانقاب با قاب پیرامونی به صورت یک پارچه عمل نموده و رفتار آن مشابه یک دیوار برشی در برش و خمش خواهد بود. در میانقاب های بنایی خیلی زود رفتار میانقاب و قاب از هم جدا شده و میانقاب فقط تحت برش افقی قرار خواهد داشت، در حالی که در میانقاب بتنی این جدایی رفتار دیرتر اتفاق می افتد. بر این اساس ارزیابی میانقاب بنایی در صفحه ی خود، فقط در برش و در برابر مولفه ی افقی نیروی فشاری دستک معادل آن که طبق بند (۵-۳-۳-۲) و با استفاده از روش های تحلیلی فصل سوم به دست می آید، انجام می شود. رابطه ی مورد استفاده، رابطه ی (۵-۴) است که در آن Q_{UD} مولفه ی افقی نیروی فشاری دستک (نیروی برشی میانقاب) طبق رابطه ی (۳-۴) و Q_{CE} مقاومت برشی میانقاب طبق رابطه ی (۷-۸) دستورالعمل است. ضرایب m مربوط به رابطه ی (۵-۴) در این حالت از جدول (۴-۹) تعیین می شود. در این جدول نسبت مقاومت قاب به میانقاب با پارامتر β معرفی شده است. چون سطح عملکرد سازه ای L_S معادل سطح عملکرد آستانه ی فروریزش برای میانقاب است، مقادیر m میانقاب برای سطح عملکرد سازه ای آستانه ی فروریزش معنایی نداشته و ارائه نشده است. در راستای عمود بر صفحه، میانقاب بنایی باید نیروی F_p طبق تعریف بند (۳-۸-۶) را به صورت کنترل شونده توسط نیرو تحمل نماید. مقاومت دیوار بنایی در راستای عمود بر صفحه طبق بند (۷-۳-۸-۲) دستورالعمل تعیین می شود.

جدول (۷-۴): ضریب m برای ارزیابی دیوار برشی بتنی کنترل‌شونده با خمش

ضرایب m					شرایط		
سطح عملکرد							
نوع عضو				IO			
غیراصلی		اصلی					
CP	LS	CP	LS				
الف- دیوارهای برشی یا قطعات دیوار							
					$3.77 \frac{\text{shear}}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$	$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f_c}$	محصورشده‌گی مرزی
۸	۶	۶	۴	۲	≤ 3	≤ 0.1	بله
۶	۴	۴	۳	۲	≥ 6		
۶	۴	۴	۳	۱/۵	≤ 3	≥ 0.25	
۴	۲/۵	۲/۵	۲	۱/۲۵	≥ 6		
۶	۴	۴	۲/۵	۲	≤ 3	≤ 0.1	خیر
۴	۲/۵	۲/۵	۲	۱/۵	≥ 6		
۳	۲	۲	۱/۵	۱/۲۵	≤ 3	≥ 0.25	
۲	۱/۷۵	۱/۷۵	۱/۵	۱/۲۵	≥ 6		
ب- ستون‌هایی که دیوارهای برشی ناپیوسته به آنها اتکا دارند.							
					آرماتور عرضی		
--	--	۲	۱/۵	۱	واجد شرایط		
--	--	۱	۱	۱	فاقد شرایط		
ج- تیرهای کوپله‌کننده دیوارهای برشی							
					$3.77 \frac{\text{shear}}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$	آرماتور طولی و عرضی	
۹	۶	۶	۴	۲	≤ 3	واجد شرایط	
۷	۴	۴	۳	۱/۵	≥ 6		
۸	۵	۵	۳/۵	۱/۵	≤ 3	فاقد شرایط	
۴	۲/۵	۲/۵	۱/۸	۱/۲	≥ 6		
۱۰	۷	۷	۵	۲	--	آرماتور قطری	

در استفاده از جدول (۷-۴) باید به نکات ذیل توجه نمود:

۱- در ارزیابی دیوارهای برشی پیش‌ساخته که به روش اتصالی ساخته می‌شوند (در این دیوارها مقاومت برشی اتصال بین قطعات مجاور از مقاومت برشی خود قطعات بیش‌تر نیست) باید مقادیر m در جدول فوق به نصف کاهش داده شوند، به شرطی که از یک کم‌تر نشود.

۲- اگر طبق بند (۴-۳-۲-۴) برای ارزیابی دیافراگم بتنی درجا، از جدول (۷-۴) استفاده شود، در تعریف پارامتر

باید توجه نمود که $P_{UF} = 0$ و نیروی برشی افقی موجود در دیافراگم در راستای زلزله حاصل از $\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f_c}$

روابط (۱-۴) و (۴-۴) است. در مورد دیافراگم بتنی پیش ساخته با بتن رویه ی درجا در هر حال مقادیر m برای سطوح عملکرد IO, LS و CP به ترتیب برابر ۱، ۱/۲۵ و ۱/۵ است. این اعداد باید برای ارزیابی دیافراگم مزبور در برش و خمش طبق رابطه ی (۵-۴) مورد استفاده قرار گیرند. مقاومت خمشی این دیافراگم نیز با توجه به توضیحات بند ۱ در بالا به دست می آید.

۳- در مورد ستونی که یک دیوار برشی ناپیوسته را حمل می کند، همان گونه که در بند (۲-۴-۳-۲) گفته شد، برای تعیین m از ردیف (ب) جدول استفاده می شود.

جدول (۸-۴): ضریب m برای ارزیابی دیوار برشی بتنی کنترل شونده با برش

ضرایب m					شرایط	
سطح عملکرد						
نوع عضو				IO		
غیر اصلی		اصلی				
CP	LS	CP	LS			
الف- دیوارهای برشی و قطعات دیوار						
۳	۲	۳	۲	۲	کلیه ی دیوارهای برشی و قطعات دیوار	
ب- تیرهای همبند دیوارهای برشی						
				$3.77 \frac{\text{shear}}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$	آرماتور طولی و عرضی	
۶	۴	۴	۳	۱/۵	≤ ۳	واجد شرایط
۳/۵	۲/۵	۲/۵	۲	۱/۲	≥ ۶	
۴	۳	۳	۲/۵	۱/۵	≤ ۳	فاقد شرایط
۲/۵	۱/۵	۱/۵	۱/۲	۱/۲۵	≥ ۶	

در مورد میانقاب های بتنی اگر بارگذاری جانبی در حدی باشد که تغییر شکل ها نسبت به تغییر شکل های آستانه ی فروریزش قاب و میانقاب نسبتاً کوچک باشند، می توان این دو را به صورت یک دیوار برشی بتنی یک پارچه در نظر گرفت. در این صورت ارزیابی میانقاب بتنی در صفحه ی خود مشابه با دیوار برشی بتنی طبق جدول (۷-۴) و به صورت خمشی صورت خواهد گرفت. برای تغییر مکان های بیش تر، ارزیابی میانقاب بتنی عیناً مشابه ستون های بتنی فشاری مجاور میانقاب و با استفاده از جدول (۴-۴) خواهد بود. در این حالت، ارزیابی ستون های مجاور میانقاب به صورت اعضای فقط کششی یا فقط فشاری، کنترل شونده توسط تغییر شکل و با استفاده از ردیف ۷ بند (۲-۴-۳-۲) و جدول (۴-۴) انجام می گیرد.

تیر و ستون بتنی در یک دهانه ی مهاربندی شده، به صورت اعضای فقط کششی یا فقط فشاری، کنترل شونده توسط تغییر شکل هستند و ارزیابی آن ها با استفاده از جدول (۴-۴) انجام می گیرد. در صورتی که احتمال کمزش عضو وجود داشته باشد، می توان ضرایب m را به نصف مقادیر جدول مزبور کاهش داد به شرطی که مقادیر حاصل از یک کوچک تر نشوند.

جدول (۹-۴): ضریب m برای ارزیابی برشی دیوار میانقاب بنایی

ضریب m		$\frac{L_{inf}}{h_{inf}}$	$\beta = \frac{V_{fre}}{V_{ine}}$
LS	IO		
۴/۰	۱/۰	۰/۵	$\beta < 0.7$
۳/۵	۱/۰	۱/۰	
۳/۰	۱/۰	۲/۰	
۶/۰	۱/۵	۰/۵	$0.7 \leq \beta < 1.3$
۵/۲	۱/۲	۱/۰	
۴/۵	۱/۰	۲/۰	
۸/۰	۱/۵	۰/۵	$\beta \geq 1.3$
۷/۰	۱/۲	۱/۰	
۶/۰	۱/۰	۲/۰	

۴-۲-۳-۶- ارزیابی اتصال و اجزای کوچک سازه‌های چند بخشی

طبق بند (۷-۸-۳) در صورتی که ساختمان‌های چند بخشی به هم بسته شوند، باید با هم مدل‌سازی و تحلیل شوند. ولی در هر صورت نیروهای حاصل نباید از مقادیر حاصل از روابط (۲۰-۳) و (۲۱-۳) کم‌تر در نظر گرفته شود. اتصالات بین سازه‌ها و اجزای کوچک متصل باید برای نیروهای مزبور به صورت کنترل‌شونده توسط نیرو و با استفاده از رابطه‌ی (۴-۶) ارزیابی شوند.

۴-۲-۳-۷- ارزیابی پی

ارزیابی پی‌های ساختمان در مطالعات بهسازی لرزه‌ای شامل سه مرحله است:

۱- کنترل برکنش؛

۲- کنترل ظرفیت باربری؛

۳- ارزیابی اجزای سازه‌ای پی.

این مراحل در بندهای بعدی تشریح می‌شود.

الف- کنترل برکنش

در صورتی که در اثر یکی از ترکیب‌های بار روابط (۱-۴) یا (۲-۴)، یک یا چند پی به کنش بیافتند، کفایت آن‌ها در برابر کنش باید توسط یکی از دو رابطه (۱۱-۴) یا (۱۲-۴) به دلخواه کنترل شود. علایم موجود در روابط مزبور، ذیل آن‌ها تعریف شده است، با این تفاوت که در مورد کنترل برکنش در پی‌ها، M_{ST} لنگر مقاوم ناشی از بارهای مرده و نیروی T_{CE} است. T_{CE} کوچک‌ترین مقدار بین ظرفیت کششی خالص ستون، اتصال کف-ستون و ظرفیت کششی پی است. برای سایر جزییات به بند (۲-۳-۲-۴) مراجعه شود. در صورت جوابگو نبودن پی در مقابل کنش، یا باید ظرفیت کششی آن‌ها افزایش داد و یا با حذف پی‌های کششی از مدل، اثر آن را بر روی سازه بررسی کرد.

ب- کنترل ظرفیت باربری

کنترل ظرفیت باربری پی تنها در صورتی لازم است که پی ها در مدل سازه حضور نداشته و به عبارتی تکیه گاه سازه صلب فرض شده و از فنرها استفاده نشده باشد. ظرفیت باربری پی کنترل شونده توسط تغییر شکل فرض شده و با استفاده از رابطه ی (۵-۴) ارزیابی می شود که در آن $m = 3$ اختیار می شود.

ظرفیت باربری پی (Q_{CE}) برای استفاده در رابطه مزبور از جداول (۴-۱۰) و (۴-۱۱) محاسبه می شود. استفاده از رابطه ی (۵-۴) می تواند ابتدا برای کنترل ظرفیت باربری جانبی پی در مقابل نیروی برشی پای ستون یا دیوار انجام گیرد.

در مورد پی های سطحی، در مرحله ی بعد ظرفیت لنگری پی در مقابل لنگر خمشی پای ستون یا دیوار، حول هر یک از دو محور افقی به طور جداگانه ارزیابی می شود. در این حالت Q_{CE} برابر لنگر M_C که در جدول (۴-۱۰) تحت عنوان ظرفیت باربری خمشی ذکر شده، خواهد بود. در صورت مفصلی بودن پای ستون، به جای ظرفیت لنگری، ظرفیت باربری فشاری (قائم) با استفاده از رابطه ی (۵-۴) و جدول (۴-۱۰) ارزیابی می شود.

جدول (۴-۱۰): محاسبه ی ظرفیت باربری پی برای حالات مختلف

ظرفیت باربری	نحوه ی محاسبه	توضیحات
ظرفیت باربری قائم	$Q_C = q_C BL$	B و L: ابعاد پلان پی مستطیلی q_C : ظرفیت باربری مورد انتظار خاک از بند (۵-۷-۱)
ظرفیت باربری جانبی ناشی از اصطکاک	$Q_{hF} = \mu P$	μ : ضریب اصطکاک خاک و پی P: بار قائم وارد بر پی ناشی از ترکیب های بار کنترل کننده
ظرفیت باربری جانبی ناشی از فشار مقاوم خاک	$Q_{hP} = \frac{\gamma D^2}{2} K_p$	γ : چگالی خاک D: عمق کف پی K_p : ضریب فشار مقاوم خاک
ظرفیت باربری جانبی	$Q_h = Q_{hP} + Q_{hF}$	جمع دو سطر فوق
ظرفیت باربری خمشی	$M_C = \frac{LP}{2} \times (1 - \frac{q}{q_C})$	B: بعد پی در جهت موازی با محور خمش L: بعد پی در جهت عمود بر محور خمش P: بار قائم حاصل از ترکیب های بار کنترل کننده $q = \frac{P}{BL}$ q_C : ظرفیت باربری مورد انتظار خاک از بند (۵-۷-۱)

جدول (۴-۱۱): محاسبه ی ظرفیت باربری هر فنر زیر پی در روش فنرهای وینکلر

ظرفیت باربری	نحوه ی محاسبه	توضیحات
ظرفیت باربری قائم	سطح بارگیر هر فنر $q_C \times$	q_C : ظرفیت باربری مورد انتظار خاک
ظرفیت باربری جانبی	سطح بارگیر هر فنر $\frac{Q_h}{A} \times$	Q_h : از جدول (۴-۱۲) محاسبه می شود. A: سطح پلان پی

در مورد پی های شمعی نیز به جای ظرفیت لنگری، ظرفیت باربری فشاری باید کنترل شود. نیروی محوری فشاری شمعی در این حالت با استفاده از رابطه ی زیر تعیین می شود:

$$P_{UDi} = A_i \left(\frac{P_{UD}}{\sum_{i=1}^n A_i} + \frac{|M_{UDx} Y_i|}{I_x} + \frac{|M_{UDy} X_i|}{I_y} \right) \quad (۱۵-۴)$$

که در آن:

P_{UDi} : نیروی محوری فشاری شمع؛

A_i : سطح مقطع شمع؛

x_i و y_i : فاصله‌ی مرکز شمع از محورهای چرخش گروه شمع گذرنده از مرکز سطح گروه شمع؛

I_x و I_y : لنگرهای اینرسی گروه شمع حول محورهای چرخش آن؛

n : تعداد شمع‌ها؛

P_{UD} : نیروی محوری فشاری مورد انتظار در پای ستون یا دیوار متکی بر گروه شمع؛

M_{UDx} و M_{UDy} : لنگرهای خمشی مورد انتظار حول محورهای چرخش در همان نقطه هستند.

جدول (۴-۱۲): ظرفیت باربری گروه شمع

ظرفیت باربری	نحوه‌ی محاسبه	توضیحات
ظرفیت باربری قائم در فشار و کشش	بر اساس بند (۴-۴-۱) و شکل‌های (۴-۴-۱) و (۴-۴-۲) دستورالعمل	ظرفیت باربری کششی گروه شمع نباید بیش‌تر از ظرفیت باربری کششی سر شمع و اتصالات آن به شمع‌ها در نظر گرفته شود.
ظرفیت لنگری	با فرض صلب بودن سر شمع محاسبه می‌شود.	مرز پایینی ظرفیت لنگری گروه شمع با فرض توزیع مثلی نیروی محوری در شمع‌ها و کرانه‌ی پایین مقاومت محوری آن‌ها به دست می‌آید. مرز بالایی ظرفیت لنگری گروه شمع با فرض توزیع مستطیلی نیروی محوری در شمع‌ها و کرانه‌ی بالای مقاومت محوری آن‌ها محاسبه می‌شود.
ظرفیت باربری جانبی	ظرفیت باربری جانبی گروه شمع شامل اثر مشترک شمع‌ها و سر شمع است.	مقاومت جانبی شمع‌ها با استفاده از روشی مشابه آن‌چه در محاسبه‌ی سختی‌ها ذکر شد، محاسبه می‌شود. مقاومت جانبی سر شمع بر اساس ایجاد حالت مقاوم در خاک محاسبه می‌شود.

ج- ارزیابی اجزای سازه‌ای پی

ارزیابی اجزای سازه‌ای پی‌های سطحی شامل کنترل پی بتنی منفرد، نواری یا گسترده در مقابل برش و خمش، حاصل از نیروهای وارده از سازه در تراز روی پی است. تلاش‌های وارد کنترل‌شونده توسط نیرو در نظر گرفته می‌شوند رابطه‌ی (۴-۶) نیز برای ارزیابی پی در این حالت به کار برده می‌شود که در آن Q_{UF} یک بار برابر برش حداکثر در مقاطع پی تحت اثر توزیع تنش قائم در زیر پی بوده و بار دیگر برابر لنگر حداکثر خواهد بود. حداکثر مقدار تنش قائم خاک در هر نقطه در زیر پی باید به q_c ، ظرفیت باربری مورد انتظار خاک پی، محدود شود.

در مورد پی‌های عمیق (شمعی)، کفایت مقطع شمع در مقابل نیروی کششی محاسبه شده یا نیروی فشاری حاصل از رابطه‌ی (۴-۱۱) توام با لنگرهای خمشی ناشی از برش، باید همانند یک ستون و طبق ردیف‌های ۱ تا ۳ بند (۴-۲-۳-۲) ارزیابی شود. لنگرهای خمشی در مقاطع شمع، با اعمال نیروی برشی وارد در راس شمع و مدل‌سازی شمع با استفاده از فنرهای افقی خاک بر

مبنای مدول عکس العمل خاک، قابل محاسبه است. طول مهارنشده ی شمع را می توان در زمین غیرروانگرا برابر صفر در نظر گرفت. اتصال شمع فولادی به سر شمع کنترل شونده توسط نیرو در نظر گرفته می شود.

۴-۲-۳-۸- ارزیابی اجزای غیر سازه ای

نیاز یا عدم نیاز اجزای غیرسازه ای به ارزیابی و رده بندی رفتاری آن ها طبق جداول (۹-۱) و (۹-۲) دستورالعمل انجام می گیرد. اجزای غیرسازه ای در صورت نیاز فقط برای سطوح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه و ایمنی جانی غیرسازه ای کنترل می شوند. نیروها و تغییرمکان هایی که برای ارزیابی یک عضو غیرسازه ای به کار می روند، طبق بند (۳-۸-۸) محاسبه می شود. ارزیابی عضو غیرسازه ای بر مبنای این نیروها به ارزیابی تحلیلی موسوم است. در بعضی موارد دستورالعمل مجاز می دارد که اعضا و اتصالات غیرسازه ای، با مشخصات خواسته شده توسط کارخانه مطابقت داده شود. این ارزیابی به صورت کیفی بوده و به ارزیابی تجویزی موسوم است.

جدول (۴-۱۳): حداکثر نسبت تغییرمکان نسبی قابل قبول برای اجزای غیرسازه ای حساس به تغییرشکل*

حداکثر نسبت تغییر مکان نسبی برای سطوح عملکرد غیرسازه ای		عضو غیرسازه ای
ایمنی جانی	قابلیت استفاده ی بی وقفه	
۰/۰۰۸	۰/۰۰۴	سفت کاری دیوارهای خارجی
تیغه های سبک: ۰/۰۱۵ تیغه های سنگین: ۰/۰۱	تیغه های سبک: ۰/۰۱ تیغه های سنگین: ۰/۰۰۵	سفت کاری دیوارهای داخلی
۰/۰۲	۰/۰۱	نازک کاری دیوارهای خارجی
۰/۰۲	۰/۰۱	نمای دوخته شده
۰/۰۲	۰/۰۱	پانل های پیش ساخته
سنگ: ۰/۰۲ آیین: ۰/۰۲ چوب: —	سنگ: ۰/۰۱ آیین: ۰/۰۱ چوب: ۰/۰۱	نازک کاری دیوارهای داخلی

* سفت کاری دیوارهای داخلی شامل تیغه های غیرباربر قائم است. تیغه های سنگین ساخته شده از مصالح بنایی و تیغه های سبک ساخته شده از فلز، چوب، گچ یا دیگر مصالح روکار می باشد.

مقاومت نهایی اعضا و اتصالات آن دسته از اجزای غیرسازه ای که لازم است برای بهسازی لرزه ای مورد مطالعه قرار گیرند، نباید از نیروهای محاسبه شده طبق بند (۳-۸-۸) کم تر باشد. مقاومت نهایی مورد نظر طبق آیین نامه های طراحی ساختمان های جدید باید محاسبه شود. علاوه بر آن، در مورد اجزای غیرسازه ای حساس به تغییرشکل، تغییرمکان های نسبی نیز باید طبق بند (۳-۸-۸) کنترل گردند. در جدول (۴-۱۳) حداکثر نسبت تغییرمکان های نسبی قابل قبول اجزای غیرسازه ای برای استفاده در رابطه ی (۳-۲۸) ارایه شده است. در موارد لزوم، نیروهای ناشی از تغییرمکان نسبی رابطه (۳-۲۹) نیز باید کنترل شود.

۴-۳- ارزیابی غیرخطی

چنانچه تحلیل سازه به روش غیرخطی انجام گرفته باشد، ارزیابی آن نیز به صورت غیرخطی خواهد بود. در این ارزیابی، برای تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل، باید میزان تغییرشکل‌های خمیری عضو و برای تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو، باید ظرفیت مقاطع در برابر نیروهای داخلی موجود کنترل شوند.

۴-۳-۱- ترکیب نتایج تحلیل

در هنگام انجام یک تحلیل غیرخطی، نیروهای زلزله و ثقلی به طور همزمان در مدل وجود داشته و بر سازه وارد می‌شوند، بنابراین جمع‌زدن نتایج تحلیل تحت بارهای زلزله و ثقلی مطرح نخواهد بود. از سوی دیگر تحلیل معمولاً با در نظر گرفتن بار زلزله هر بار فقط در یک راستا (نه در دو راستای متعامد بطور همزمان) انجام می‌شود.

نتایج تحلیل‌های غیرخطی شامل نیروهای داخلی و مقدار تغییرشکل مفاصل خمیری اعضا می‌باشد. در مورد تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییرشکل باید از تغییرشکل مفاصل خمیری برای ارزیابی اعضا استفاده کرد. اما ارزیابی اعضا برای تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو با استفاده از ترکیب نتایج نیروهای داخلی صورت خواهد پذیرفت. در حالت اخیر منظور از ترکیب نتایج، ترکیب نیروهای داخلی اعضا تحت زلزله در دو راستای متعامد است که در حال حاضر از طریق جمع‌زدن آن‌ها قابل قبول است. باید دقت کرد که در این ترکیب اثرات بارهای ثقلی فقط یک بار در نظر گرفته شود.

بدین ترتیب ترکیب بارهای لازم برای نتایج تحلیل‌های غیرخطی که حاصل جمع نیروهای داخلی اعضا را نشان می‌دهد و برای ارزیابی اعضا تحت تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو بکار می‌رود، طبق روابط (۴-۱۶) خواهد بود:

$$\begin{aligned}
 &1) (Q_{Gi}, Q_{E(+x)j}), Q_{E(+0.3y)k} \\
 &2) (Q_{Gi}, Q_{E(+x)j}), Q_{E(-0.3y)k} \\
 &3) (Q_{Gi}, Q_{E(-x)j}), Q_{E(+0.3y)k} \\
 &4) (Q_{Gi}, Q_{E(-x)j}), Q_{E(-0.3y)k} \\
 &5) (Q_{Gi}, Q_{E(+y)j}), Q_{E(+0.3x)k} \\
 &6) (Q_{Gi}, Q_{E(+y)j}), Q_{E(-0.3x)k} \\
 &7) (Q_{Gi}, Q_{E(-y)j}), Q_{E(+0.3x)k} \\
 &8) (Q_{Gi}, Q_{E(-y)j}), Q_{E(-0.3x)k}
 \end{aligned} \tag{۴-۱۶}$$

در روابط (۴-۱۶)، جمله‌ی اول هر رابطه، مثلاً $(Q_{Gi}, Q_{E(+x)j})$ در سطر اول، نشان‌دهنده‌ی مقدار نیروی داخلی عضو در اثر تحلیل غیرخطی سازه تحت زلزله در جهت مورد نظر، مثلاً $+x$ ، همزمان با بار ثقلی Q_{Gi} است. اندیس $j = 1, 2$ در این جمله حالت بارگذاری ثقلی را طبق روابط (۳-۳۰) بیان می‌کند. اندیس $j = 1, 2$ مربوط به نوع بارگذاری جانبی در تحلیل استاتیکی غیرخطی طبق بند (۳-۱۶) است. در تحلیل دینامیکی غیرخطی اندیس j از روابط (۴-۱۶) حذف می‌شود.

جمله‌ی دوم در روابط (۴-۱۶) مقدار نیروی داخلی عضو هنگامی که تحلیل در جهت مورد نظر برای ۳۰ درصد تغییرمکان هدف در تحلیل استاتیکی غیرخطی و برای ۳۰ درصد تغییرمکان حداکثر بام سازه در تحلیل دینامیکی غیرخطی صورت می‌گیرد را نشان می‌دهد. مقدار اخیر با کاهش دادن مقادیر شتاب‌نگاشت طوری که حداکثر تغییرمکان بام به ۳۰٪ حداکثر آن تحت شتاب‌نگاشت

کاهش نیافته برسد، به دست می آید. در تقریب اول می توان مقادیر شتاب نگاشت را در 0.3 ضرب نموده و شرط فوق را تا هم گرایی کنترل نمود. اندیس $k = 1, 2$ در جمله ی دوم مربوط به نوع بارگذاری جانبی در تحلیل استاتیکی غیرخطی طبق بند (۳-۶-۱) است. در تحلیل دینامیکی غیرخطی این اندیس از روابط (۴-۱۶) حذف می شود.

۴-۳-۱-۱- اثر برون مرکزی اتفاقی در تعیین نیروهای داخلی زلزله

در صورتی که منظور نمودن اثر برون مرکزی اتفاقی در تحلیل غیرخطی طبق بند (۳-۶-۳) لازم باشد، هر سطر از روابط (۴-۱۶) به چهار سطر تبدیل خواهد شد. به عنوان مثال سطر اول به شکل روابط (۴-۱۷) در خواهد آمد:

$$\begin{aligned} 1) & Q_{Gi} + Q_{E(+0.3y)j|(+e_{ax})} + Q_{E(+0.3y)k|(+e_{ax})} \\ 2) & Q_{Gi} + Q_{E(+0.3y)j|(+e_{ax})} + Q_{E(+0.3y)k|(-e_{ax})} \\ 3) & Q_{Gi} + Q_{E(+0.3y)j|(-e_{ax})} + Q_{E(+0.3y)k|(+e_{ax})} \\ 4) & Q_{Gi} + Q_{E(+0.3y)j|(-e_{ax})} + Q_{E(+0.3y)k|(-e_{ax})} \end{aligned} \quad (4-17)$$

در روابط (۴-۱۷) جملات Q_E مقدار نیروی داخلی را به ازای برون مرکزی مورد نظر مشخص می کند، مثلاً $Q_{Gi}, Q_{E(+x)j|(+e_{ay})}$ به معنی مقدار نیروی داخلی عضو در زلزله وارده در جهت $x +$ همزمان با بار ثقیلی است، وقتی که مراکز جرم همه ی طبقات در جهت $y +$ به اندازه e_a (مساوی 0.05 بعد پلان در راستای y) جابجا شده باشند. مفهوم اندیس های i و j در بالا توضیح داده شده است.

واضح است که در این حالت تعداد روابط ترکیب نتایج تحلیل ۴ برابر تعداد مذکور در روابط (۴-۱۶) خواهد بود. البته در بسیاری حالات با بررسی پلان طبقات، حالات بحرانی در پیچش مشخص شده و می توان تعداد روابط را در عمل بسیار کاهش داد. نیروهای حاصل از روابط (۴-۱۶) یا (۴-۱۷)، Q_{UF} نامیده می شود.

۴-۳-۱-۲- تعداد کل روابط ترکیب نتایج تحلیل های غیرخطی

هر یک از تحلیل های غیرخطی باید با در نظر گرفتن برون مرکزی اتفاقی در مدل سازه طبق توضیحات بند (۲-۲-۴) و با انجام بارگذاری جانبی یک بار در جهت مثبت و بار دیگر در جهت منفی راستای زلزله انجام گیرد. به این ترتیب تعداد تحلیل های غیرخطی لازم در هر یک از دو امتداد متعامد زلزله به طور خلاصه به شرح جدول (۴-۱۴) است.

منظور از اثرات برگشت در جدول (۴-۱۴)، لزوم استفاده از رابطه (۳-۳۰-ب) و انجام تحلیل غیرخطی با استفاده از Q_{G2} است. در صورتی که نگرانی از برگشت وجود نداشته باشد، تحلیل غیرخطی تحت زلزله تنها در حضور بار ثقیلی Q_{G1} حاصل از رابطه ی (۳-۳۰ الف) انجام می گیرد. همچنین عناوین «دوبعدی» و «سه بعدی» به مدل سازه اشاره می کنند. در مورد مدل های دوبعدی، برون مرکزی اتفاقی قابل مدل سازی نبوده و به جای آن تغییر مکان هدف در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی و مقادیر شتاب نگاشت در روش دینامیکی غیرخطی به علت پیچش اتفاقی طبق بند (۳-۸-۴) اصلاح خواهند شد. تعداد ترکیب بارها در حالت تحلیل های استاتیکی با در نظر گرفتن دو نوع توزیع بار بند (۳-۶-۱) صورت گرفته است.

جدول (۴-۱۴): تعداد کل روابط ترکیب نتایج تحلیل‌های غیرخطی

نوع تحلیل	اثرات هم‌زمان مولفه‌ها	اثرات پیچش اتفاقی	بدون اثرات برکنش		با اثرات برکنش	
			دوبعدی	سه‌بعدی	دوبعدی	سه‌بعدی
تحلیل استاتیکی غیرخطی	بدون اثرات تعامد	بدون پیچش اتفاقی	۴	۸	۸	۱۶
		با پیچش اتفاقی	۴	۳۲	۸	۶۴
	با اثرات تعامد	بدون پیچش اتفاقی	۱۶	۳۲	۳۲	۶۴
		با پیچش اتفاقی	۱۶	۱۲۸	۳۲	۲۵۶
تحلیل دینامیکی غیرخطی	بدون اثرات تعامد	بدون پیچش اتفاقی	۲	۴	۴	۸
		با پیچش اتفاقی	۲	۱۶	۴	۳۲
	با اثرات تعامد	بدون پیچش اتفاقی	۴	۸	۸	۱۶
		با پیچش اتفاقی	۴	۳۲	۸	۶۴

۴-۳-۲- کنترل معیارهای پذیرش

نحوه‌ی کنترل معیارهای پذیرش به این وابسته است که اعضا تحت تلاش‌های مورد نظر، کنترل‌شونده توسط تغییر شکل یا نیرو باشند. تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییر شکل، با تغییر مکان یا دوران خمیری و تلاش‌های کنترل‌شونده توسط نیرو با ظرفیت اعضا کنترل می‌شوند.

۴-۳-۱- کنترل معیارهای پذیرش برای تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییر شکل

همان‌گونه که در بند (۴-۳-۱) نیز ذکر شد، شکل‌پذیری عضو در برابر تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییر شکل قابل‌ملاحظه است. بنابراین عضو مجاز خواهد بود که در برابر این تلاش‌ها تا حد مشخصی تغییر شکل‌های خمیری داشته باشد. از آنجایی که این تغییر شکل‌ها در تحلیل غیرخطی قابل محاسبه هستند، بنابراین با مقادیر قابل قبول که از آزمایش روی قطعات اعضا به‌دست آمده‌اند، مقایسه می‌شوند. بر این اساس ارزیابی غیرخطی عضو برای تلاش‌های کنترل‌شونده توسط تغییر شکل طبق روابط (۴-۱۸) انجام می‌شود:

$$(\theta_p)_{\max} \leq \theta_{pa} \quad (۴-۱۸-الف)$$

$$\left(\frac{\Delta}{l}\right)_{\max} \leq \left(\frac{\Delta}{l}\right)_a \quad (۴-۱۸-ب)$$

که در آن:

$(\theta_p)_{\max}$: حداکثر زاویه‌ی دوران خمیری عضو؛

$\left(\frac{\Delta}{l}\right)_{\max}$: حداکثر کرنش محوری یا برشی عضو؛

θ_{pa} و $\left(\frac{\Delta}{l}\right)_a$: مقادیر قابل قبول زاویه‌ی دوران خمیری و کرنش محوری یا برشی را نشان می‌دهد.

در واقع $\theta_p = \theta_t - \theta_y$ که در آن θ_p ، θ_t و θ_y به ترتیب زوایای دوران خمیری، دوران کل و دوران تسلیم در محل مفصل خمیری هستند. مقادیر حداکثر θ_p و $\frac{\Delta}{L}$ قابل محاسبه بوده و مقادیر قابل قبول آن ها برای هر عضو در بخش مربوطه ارایه می شود.

۴-۳-۲- کنترل معیارهای پذیرش برای تلاش های کنترل شونده توسط نیرو

برای تلاش کنترل شونده توسط نیرو نیز مانند ارزیابی خطی در شرایط مشابه، تلاش مورد نظر نباید از کرانه ی پایین ظرفیت عضو بیش تر شود. تفاوت مهم آن است که چون در تحلیل غیرخطی، Q_{UF} یا نیروهای داخلی واقعی اعضا تحت اثر همزمان بارهای ثقیل و لرزه ای، مستقیماً از تحلیل سازه به دست می آیند، در هنگام محاسبه ی این نیروها از رابطه ی (۴-۴) استفاده نشده و مستقیماً به نتایج تحلیل رجوع خواهد شد. بر این اساس ارزیابی غیرخطی اعضا برای تلاش های کنترل شونده توسط نیرو از رابطه ای مشابه رابطه ی (۴-۶) انجام می شود که برای تاکید و تعریف علایم مجدداً به صورت رابطه زیر ارایه می شود:

$$\frac{(Q_{UF})_{\max}}{K Q_{CL}} \leq 1 \quad (۴-۱۹)$$

که در آن:

K : ضریب آگاهی؛

Q_{CL} : کرانه ی پایین ظرفیت مقطع؛

$(Q_{UF})_{\max}$: حداکثر نیروی داخلی عضو حاصل از تحلیل غیرخطی سازه است.

کرانه ی پایین ظرفیت مقطع در مقابل تلاش مربوط با استفاده از کرانه ی پایین مقاومت مصالح، تعیین می شود.

هنگامی که اندرکنش تلاش های مختلف باید در نظر گرفته شود، مانند اندرکنش فشار و خمش در ستون ها، سمت چپ رابطه ی (۴-۱۹) به صورت جمع چند جمله حاصل از مقایسه تلاش های مختلف با ظرفیت های نظیر خواهد بود. در این خصوص در بخش ارزیابی ستون ها توضیحات بیش تری داده خواهد شد.

۴-۳-۳- ارزیابی غیرخطی اجزا

در این بند روش ارزیابی هر یک از اجزای ساختمان با توجه به نوع تلاش و توضیحات بند (۴-۳-۲) ارایه می شود.

۴-۳-۳-۱- ارزیابی تیرها

در یک تیر بتنی، خمش کنترل شونده توسط تغییر شکل و برش کنترل شونده توسط نیرو است. بنابراین در ارزیابی غیرخطی تیر، باید زاویه ی دوران خمیری خمشی با روابط (۴-۱۸) و نیروی برشی با رابطه (۴-۱۹) کنترل شود. این کنترل ها باید در مقاطع بحرانی تیر انجام گیرد که معمولاً در دو انتهای تیر هستند. در صورتی که تحت بار ثقیل حداقل از ۸۰ درصد مقاومت خمشی تیر در وسط دهانه استفاده شده باشد، باید یک مقطع بحرانی خمشی نیز در وسط دهانه فرض گردد. این موضوع در مدل سازی غیرخطی به صورت تعریف یک مفصل خمیری در وسط دهانه لحاظ می شود.

در جدول (۴-۱۵) مقادیر قابل قبول زاویه ی دوران خمیری برای کنترل خمش در تیرها ارایه شده است.

جدول (۴-۱۵): زاویه‌ی دوران خمیری برای ارزیابی خمشی تیر بتنی

زاویه‌ی دوران خمیری، رادیان					شرایط		
سطح عملکرد							
نوع عضو				IO			
غیراصلی		اصلی					
CP	LS	CP	LS				
الف- تیرهایی که با خمشی کنترل می‌شوند.							
					$3.77 \frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	آرماتور عرضی
۰/۰۵	۰/۰۲	۰/۰۲۵	۰/۰۲	۰/۰۱۰	≤ 3	$\leq ۰/۰$	واجد شرایط
۰/۰۴	۰/۰۲	۰/۰۲	۰/۰۱	۰/۰۰۵	≥ ۶		
۰/۰۳	۰/۰۲	۰/۰۲	۰/۰۱	۰/۰۰۵	≤ 3	$\geq ۰/۵$	
۰/۰۲	۰/۰۱۵	۰/۰۱۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	≥ ۶		
۰/۰۳	۰/۰۲	۰/۰۲	۰/۰۱	۰/۰۰۵	≤ 3	$\leq ۰/۰$	فاقد شرایط
۰/۰۱۵	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۰۵	۰/۰۰۱۵	≥ ۶		
۰/۰۱۵	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۰۵	≤ 3	$\geq ۰/۵$	
۰/۰۱	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۱۵	≥ ۶		
ب- تیرهایی که با برش کنترل می‌شوند.							
۰/۰۲	۰/۰۱	۰/۰۰۳۰	۰/۰۰۲۰	۰/۰۰۱۵	$S \leq d/2$		
۰/۰۱	۰/۰۰۵	۰/۰۰۳۰	۰/۰۰۲۰	۰/۰۰۱۵	$S > d/2$		
ج- تیرهایی که توسط طول گیرایی یا وصله کنترل می‌شوند.							
۰/۰۲	۰/۰۱	۰/۰۰۳۰	۰/۰۰۲۰	۰/۰۰۱۵	$S \leq d/2$		
۰/۰۱	۰/۰۰۵	۰/۰۰۳۰	۰/۰۰۲۰	۰/۰۰۱۵	$S > d/2$		
د- تیرهایی که طول گیرایی در اتصال تیر- ستون کنترل‌کننده است.							
۰/۰۳	۰/۰۲	۰/۰۱۵	۰/۰۱	۰/۰۱			

در مورد تیر مجاور یک پانل میانقاب، هرگاه مقاومت برشی مورد انتظار مصالح بنایی 3.5 kg/cm^2 یا بیش تر باشد، باید مطابق بند (۴-۲-۳) در ارزیابی، خطی، تیرها، کنترل اضافی ذکر شده، در ارزیابی غیرخطی نیز عیناً انجام گیرد.

۴-۳-۲- ارزیابی ستون‌ها

در یک ستون بتنی، برش و نیروی محوری در همه‌ی حالات کنترل‌شونده توسط نیرو است، در حالی که خمش در اغلب حالات کنترل‌شونده توسط تغییرشکل و در شرایط خاص، کنترل‌شونده توسط نیرو است. ضوابط ارزیابی غیرخطی ستون‌ها به شرح زیر است:

۱- نیروی محوری ستون، P_{UF} ، و نیروی برشی آن، V_{UF} ، باید توسط رابطه‌ی (۴-۱۹) ارزیابی شود که در آن Q_{CL} کرانه‌ی پایین ظرفیت تلاش مربوط را نشان می‌دهد.

۲- در حالتی که خمش در ستون کنترل شونده توسط تغییر شکل است، زاویه ی دوران خمیری حول هر یک از دو محور باید به طور مستقل توسط رابطه (۴-۱۸-الف) کنترل شود. زاویه ی دوران خمیری قابل قبول، در جدول (۴-۱۶) ارایه شده است.

جدول (۴-۱۶): زاویه ی دوران خمیری برای ارزیابی خمشی ستون بتنی، به جز ستون متحمل دیوار برشی و ستون کنار میانقاب^۱

زاویه دوران خمیری، رادیان				شرایط			
سطح عملکرد							
نوع عضو			IO				
غیر اصلی		اصلی					
CP	LS	CP					LS
الف- ستون هایی که با خمش کنترل می شوند.							
					$3.77 \frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$	$\frac{P}{A_g f_c}$	آرماتور عرضی
۰/۰۳	۰/۰۲	۰/۰۲	۰/۰۱۵	۰/۰۰۵	≤ 3	≤ 0.1	واجد شرایط
۰/۰۲۴	۰/۰۱۶	۰/۰۱۶	۰/۰۱۲	۰/۰۰۵	≥ 6		
۰/۰۲۵	۰/۰۱۸	۰/۰۱۵	۰/۰۱۲	۰/۰۰۳	≤ 3	≥ 0.4	
۰/۰۲	۰/۰۱۳	۰/۰۱۲	۰/۰۱	۰/۰۰۳	≥ 6		
۰/۰۱۵	۰/۰۱	۰/۰۰۶	۰/۰۰۵	۰/۰۵۰۰	≤ 3	≤ 0.1	فاقد شرایط
۰/۰۱۲	۰/۰۰۸	۰/۰۰۵	۰/۰۰۴	۰/۰۰۵	≥ 6		
۰/۰۱	۰/۰۰۶	۰/۰۰۳	۰/۰۰۲	۰/۰۰۲	≤ 3	≥ 0.4	
۰/۰۰۸	۰/۰۰۵	۰/۰۰۲	۰/۰۰۲	۰/۰۰۲	≥ 6		
ب- ستون هایی که با برش کنترل می شوند.							
۰/۰۰۴۰	۰/۰۰۳۰	--	--	--	تمام حالات		
ج- ستون هایی که توسط طول گیرایی یا وصله کنترل می شوند.							
۰/۰۲	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	$S \leq d/2$		
۰/۰۱	۰/۰۰۵	۰/۰	۰/۰	۰/۰	$S > d/2$		
د- ستون هایی که نیروی محوری آن ها از $0.7P_0$ بیش تر است.							
۰/۰۲	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۰۵	۰/۰	در تمام طول، تنگ ها واجد شرایط هستند.		
کنترل شونده توسط نیرو				بقیه ی حالات			

۱- در صورتی که بیش از یکی از حالات موجود در جدول صادق باشد، کمترین مقدار حاصل از جدول به کار می رود.

۳- در حالتی که خمش در ستون کنترل شونده توسط نیرو است، ارزیابی آن در خمش باید توسط رابطه‌ی (۴-۱۰) انجام شود. برای محاسبه‌ی M_{CL} در رابطه‌ی مزبور باید ضابطه‌ی ردیف ۳ در بند (۴-۳-۲) رعایت شده و منحنی اندرکنش $P_{UF} - M_{CL}$ با به‌کارگیری کرانه‌ی پایین مقاومت‌های مصالح محاسبه شود. برای محاسبه‌ی M_{UF} ، باید از روابط (۴-۱۶) و (۴-۱۷) استفاده کرد.

۴- در مورد ستونی که یک دیوار برشی ناپیوسته را حمل می‌کند، به بند (۴-۳-۳-۴) رجوع شود.

۵- در مورد ستون مجاور یک پانل میانقاب، کرنش‌های کششی و فشاری خالص باید با استفاده از رابطه‌ی (۴-۱۸-ب) و طبق جدول (۴-۱۷) کنترل شود. همچنین هرگاه مقاومت برشی مورد انتظار مصالح بنایی 1.4 kg/cm^2 یا بیش‌تر باشد، باید ضابطه‌ی مذکور در ردیف ۷ بند (۴-۳-۲-۴) در مورد مقاومت‌های خمشی و برشی ستون رعایت شود.

۶- کنترل کشش در ستونی که مجاور دیوار میانقاب نیست، در نتیجه‌ی یک تحلیل غیرخطی لازم نیست، به شرطی که منحنی اندرکنش ستون در کشش در مدل‌سازی ستون منظور شده باشد.

جدول (۴-۱۷): کرنش محوری خمیری برای ارزیابی ستون کنار میانقاب

کرنش کل					شرایط
سطح عملکرد					
نوع عضو				تمام اعضا	
غیر اصلی		اصلی			
CP	LS	CP	LS	IO	
الف- ستون‌هایی که به‌صورت میله‌ی فشاری مدل شده باشند.					
۰/۰۴	۰/۰۳	۰/۰۲۰	۰/۰۱۵	۰/۰۰۳	ستون‌هایی که در تمام طول محصور باشند.
۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰۰۳	۰/۰۰۲	۰/۰۰۲	بقیه موارد
ب- ستون‌هایی که به‌صورت میله‌ی کششی مدل‌شده باشند.					
۰/۰۵	۰/۰۴	۰/۰۴	۰/۰۳	۰/۰۱	ستون‌هایی بدون وصله یا با وصله‌های به‌طور مناسب محصور‌شده
۰/۰۳	۰/۰۲	— ^۱			بقیه‌ی موارد

۱- برای این موارد مقداری در دستورالعمل ذکر نشده است. کاربرد مقادیر ۰/۰۰۴، ۰/۰۰۵ و ۰/۰۰۶ (به ترتیب برای سطوح عملکرد IO، LS و CP) پیشنهاد می‌شود.

۴-۳-۳-۳- ارزیابی اتصال تیر- ستون

اگر اتصال تیر- ستون صلب فرض نشده و مدل‌سازی شده باشد، نیازها در آن محاسبه می‌شود. اتصال تیر- ستون فقط برای اعضای غیراصلی کنترل شونده توسط تغییرشکل بوده و در سایر حالات کنترل شونده توسط نیرو است. بنابراین برای ارزیابی تلاش‌ها در اتصال اعضای اصلی در همه‌ی حالات از رابطه‌ی (۴-۱۹) استفاده می‌شود و در سایر حالات از رابطه‌ی (۴-۱۸-الف) استفاده خواهد شد که زوایای مربوط به آن در جدول (۴-۱۸) ارایه شده است. زاویه‌ی دوران خمیری موجود را می‌توان با تشابه مثلث‌ها و از رابطه $\theta_p = [(M_{UD} / \kappa M_{CE}) - 1] \theta_y$ محاسبه نمود که در آن θ_y زاویه تسلیم خمشی اتصال است.

جدول (۴-۱۸): زاویه ی دوران خمیری برای ارزیابی اتصال تیر- ستون در اعضای غیر اصلی

زاویه دوران خمیری (رادیان)		شرایط		
سطح عملکرد				
عضو غیر اصلی				
CP	LS			
الف- اتصالات داخلی				
		$\frac{V}{V_n}$	$\frac{P}{A_g f_c}$	آرماتور عرضی
۰/۰۳	۰/۰۲	$\leq 1/2$	$\leq 0/1$	واجد شرایط
۰/۰۲	۰/۰۱۵	$\geq 1/5$		
۰/۰۲۵	۰/۰۱۵	$\leq 1/2$	$\geq 0/4$	
۰/۰۲	۰/۰۱۵	$\geq 1/5$		
۰/۰۲	۰/۰۱۵	$\leq 1/2$	$\leq 0/1$	فاقد شرایط
۰/۰۱۵	۰/۰۱	$\geq 1/5$		
۰/۰۱۵	۰/۰۱	$\leq 1/2$	$\geq 0/4$	
۰/۰۱۵	۰/۰۱	$\geq 1/5$		
ب- سایر اتصالات				
		$\frac{V}{V_n}$	$\frac{P}{A_g f_c}$	آرماتور عرضی
۰/۰۲	۰/۰۱۵	$\leq 1/2$	$\leq 0/1$	واجد شرایط
۰/۰۱۵	۰/۰۱	$\geq 1/5$		
۰/۰۲	۰/۰۱۵	$\leq 1/2$	$\geq 0/4$	
۰/۰۱۵	۰/۰۱	$\geq 1/5$		
۰/۰۱	۰/۰۰۷۵	$\leq 1/2$	$\leq 0/1$	فاقد شرایط
۰/۰۱	۰/۰۰۷۵	$\geq 1/5$		
۰/۰۰۷۵	۰/۰۰۵	$\leq 1/2$	$\geq 0/4$	
۰/۰۰۷۵	۰/۰۰۵	$\geq 1/5$		

۴-۳-۳-۴- ارزیابی دیافراگم و اتصال دال- ستون

برای نحوه ی مدل سازی و تعیین نیروهای داخلی و تغییرشکل های مربوط در دیافراگم ها، مشابه بند (۴-۳-۲-۴) عمل می شود. با این تفاوت که برای ارزیابی تلاش های کنترل شونده توسط تغییرشکل از رابطه ی (۴-۱۸) و برای ارزیابی تلاش های کنترل شونده توسط نیرو از رابطه ی (۴-۱۹) استفاده می شود.

رفتار کلیه ی انواع دیافراگم تحت برش قائم کنترل شونده توسط نیرو محسوب می شود. تحت سایر تلاش های نام برده، دیافراگم بتنی پیش ساخته ی بدون رویه ی بتنی درجا و دیافراگم طاق ضربی کنترل شونده توسط نیرو و بقیه ی انواع دیافراگم، کنترل شونده توسط تغییرشکل هستند. یعنی ایجاد تغییرشکل های خمیری در آن ها مجاز است. اگر اتصالات دیافراگم به اجزای قاب ها یا دیوارها

ضعیف‌ترین بخش دیافراگم باشند و به عبارت دیگر تغییرشکل خمیری در دال از اتصالات آن شروع شود، دیافراگم مزبور تحت اثر همه‌ی تلاش‌ها کنترل‌شونده توسط نیرو محسوب شده و نباید دچار تغییرشکل خمیری شود. در ادامه ضوابط خاص ارزیابی غیرخطی هر یک از انواع دیافراگم ذکر می‌شود.

الف - ارزیابی دیافراگم بتنی درجا، دیافراگم بتنی پیش‌ساخته با بتن رویه‌ی درجا و چشمه‌ی اتصال دال - ستون

تحت برش افقی و خمش حول محور قائم که در اثر نیروهای اینرسی جانبی در دیافراگم ایجاد می‌شود، این دیافراگم‌ها باید مشابه دیوار برشی (بند ۴-۳-۵) مورد ارزیابی قرار گیرند. با این‌که رفتار دیافراگم تحت هر دو تلاش فوق کنترل‌شونده توسط تغییرشکل است، اما فقط تحت خمش کنترل می‌شود. چون اثر برش در مقدار θ_p خمشی در نظر گرفته شده است. در مدل‌سازی سه بعدی باید برآیند برش در هر امتداد از جمع برش افقی در المان‌ها و زاویه‌ی دوران خمیری با استفاده از تغییرمکان‌های افقی المان‌ها برای ارزیابی دال در خمش حول محور قائم مورد استفاده قرار گیرد. ارزیابی این دیافراگم‌ها تحت خمش حول محور افقی که در اثر ترکیب نیروهای قائم و جانبی در آن‌ها ایجاد می‌شود، برای دال یک‌طرفه (شامل دیافراگم بتنی پیش‌ساخته با بتن رویه‌ی درجا) مشابه تیرها (بند ۴-۳-۱) و برای دال دوطرفه (درجا) با استفاده از رابطه (۴-۱۸-الف) و زاویه‌ی ذکر شده در جدول (۴-۱۹) خواهد بود. مقاومت‌های خمشی و برشی اتصال دال به ستون در قاب‌های خمشی دال - ستونی مشابه بند (۴-۳-۲) محاسبه می‌شود.

جدول (۴-۱۹): زاویه‌ی دوران خمیری برای ارزیابی خمشی دال دوطرفه و اتصال دال - ستون

زاویه‌ی دوران خمیری (رادیان)					شرایط		
سطح عملکرد							
نوع عضو			تمام				
غیراصلی		اصلی		اعضا			
CP	LS	CP	LS	IO			
الف- دال‌های کنترل‌شونده با خمش و اتصالات دال- ستون							
					$\frac{V_g}{V_o}$	میلگردهای پیوستگی	
۰/۰۵	۰/۰۳	۰/۲	۰/۱۵	۰/۱	$\leq ۰/۲$	بله	
۰/۰۴	۰/۰۳	۰/۰	۰/۰	۰/۰	$\geq ۰/۴$		
۰/۰۲	۰/۰۱۵	۰/۲	۰/۱۵	۰/۱	$\leq ۰/۲$	خیر	
کنترل‌شونده توسط نیرو					$\geq ۰/۴$		
ب- دال‌های کنترل‌شونده توسط طول گیرایی یا وصله							
۰/۰۲	۰/۰۱	۰/۰	۰/۰	۰/۰			
ج- دال‌های کنترل‌شونده توسط طول گیرایی در اتصال دال- ستون							
۰/۰۳	۰/۰۲	۰/۰۱۵	۰/۰۱	۰/۰۱			

ب- ارزیابی دیافراگم ورق فولادی (با یا بدون بتنی رویه ی درجا) و دیافراگم خربایی فولادی

هرگاه اتصالات دیافراگم از اعضای متصله قوی تر باشند، دیافراگم های فولادی مورد بحث در این بند تحت اثر همه تلاش ها به جز برش قائم، کنترل شونده توسط تغییرشکل و در غیر این صورت کنترل شونده توسط نیرو فرض می شوند.

ارزیابی دیافراگم ورق فولادی تنها در مقابل برش انجام می گیرد. مقاومت برشی این دیافراگم با توجه به جزییات آن می تواند مقاومت جاری شدن برشی یا مقاومت کمانش برشی باشد. در دیافراگم خربایی فولادی، اعضای تحت کشش و فشار ناشی از نیروهای جانبی وارد بر دیافراگم قرار می گیرند. اگر اتصالات این دیافراگم قوی تر از اعضای متصل باشند، اعضای خرپا تحت اثر کشش و فشار محوری کنترل شونده توسط تغییرشکل در نظر گرفته شده و با استفاده از ضرایب m مهاربندهای همگرا مورد ارزیابی قرار می گیرند. برای جزییات بیش تر به بند (۴-۳-۲-۴) بخش فولادی راهنمای کاربردی دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود مراجعه شود.

ج- ارزیابی اجزای دیافراگم

در این مورد مشابه بند (۴-۳-۲-۴) در ارزیابی خطی عمل می شود.

۴-۳-۳-۵- ارزیابی دیوار برشی بتنی، میانقاب و تیر و ستون دهانه ی مهاربندی شده

در اثر بارهای جانبی، دیوار برشی بتنی تحت برش، خمش و نیروی محوری فشاری یا کششی قرار دارد. همچنین ممکن است بخشی از بار ثقلی نیز بر دیوار برشی وارد شود که طبق بند (۴-۳-۳-۲) اگر بیش از مقدار معینی باشد، باید دیوار برشی از اعضای سیستم باربر جانبی حذف شود. رفتار دیوار برشی در مقابل خمش و کشش و در اغلب موارد برش، کنترل شونده توسط تغییرشکل بوده و در مقابل نیروی فشاری، کنترل شونده توسط نیرو در نظر گرفته می شود. مقادیر زاویه ی دوران خمیری برای ارزیابی دیوار برشی در جدول (۴-۲۰) ارائه شده است.

در استفاده از جدول (۴-۲۰) باید به نکات زیر توجه نمود:

۱- در ارزیابی دیوارهای برشی پیش ساخته که به روش اتصالی ساخته می شوند (در این دیوارها مقاومت برشی اتصال بین قطعات مجاور از مقاومت برشی خود قطعات بیش تر نیست) باید مقادیر زوایای دوران خمیری در جدول فوق به نصف کاهش داده شوند.

۲- در مورد ستونی که یک دیوار برشی ناپیوسته را حمل می کند، همان گونه که در بند (۴-۳-۳-۲) گفته شد، برای تعیین زوایای دوران خمیری از ردیف (ب) جدول استفاده می شود.

۳- اگر طبق بند (۴-۳-۳-۴) برای ارزیابی دیافراگم بتنی درجا یا دیافراگم بتنی پیش ساخته با بتن رویه ی درجا از جدول (۴-۲۰)

(۲۰) استفاده شود، در تعریف پارامتر $\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f_c}$ باید توجه نمود که $P_{UF} = 0$ و V_{UF} نیروی برشی افقی موجود در

دیافراگم در راستای زلزله حاصل از روابط (۴-۵) و (۴-۶) است.

جدول (۴-۲۰): زاویه‌ی دوران خمیری برای ارزیابی دیوار برشی کنترل‌شونده با خمش

شرایط					زاویه‌ی دوران خمیری (رادیان)	
تمام اعضا					سطح عملکرد	
نوع عضو					غیراصلی	
اصلی					CP	LS
IO					CP	LS

الف- دیوارهای برشی یا قطعات دیوار

محصورشدگی مرزی	$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{t_w l_w f_c}$	$3.77 \frac{\text{shear}}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$				
بله	≤ 0.1	≤ 3	0.005	0.010	0.015	0.020
	≥ 0.25	≥ 6	0.004	0.008	0.010	0.015
	≥ 0.25	≤ 3	0.003	0.006	0.009	0.012
	≥ 0.25	≥ 6	0.015	0.03	0.005	0.010
خیر	≤ 0.1	≤ 3	0.002	0.004	0.008	0.015
	≥ 0.25	≥ 6	0.002	0.004	0.006	0.010
	≥ 0.25	≤ 3	0.001	0.002	0.003	0.005
	≥ 0.25	≥ 6	0.001	0.001	0.002	0.004

ب- ستون‌هایی که دیوارهای برشی ناپیوسته به آن‌ها اتکا دارند.

آرماتور عرضی					
واجد شرایط	0.003	0.007	0.010	--	--
فاقد شرایط	0.0	0.0	0.0	--	--

ج- تیرهای کوبله‌کننده دیوارهای برشی

آرماتور طولی و عرضی	$\frac{\text{shear}}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$					
واجد شرایط	≤ 3	0.010	0.02	0.025	0.025	0.050
	≥ 6	0.005	0.010	0.020	0.020	0.040
فاقد شرایط	≤ 3	0.006	0.012	0.020	0.020	0.035
	≥ 6	0.005	0.008	0.010	0.010	0.025
آرماتور قطری	--	0.006	0.018	0.030	0.030	0.050

جدول (۴-۲۱): تغییر مکان نسبی کل یا زاویه ی دوران خمیری برای ارزیابی دیوار برشی کنترل شونده با برش

شرایط					تغییر مکان نسبی کل مجاز به درصد یا زاویه دوران خمیری (رادیان)				
					سطح عملکرد				
					نوع عضو				تمام اعضا
					غیر اصلی		اصلی		
					CP	LS	CP	LS	IO
الف- دیوارهای برشی و قطعات دیوار									
۱/۵	۰/۷۵	۰/۷۵	۰/۶۰	۰/۴۰	کلیه‌ی دیوارهای برشی و قطعات دیوار				
ب- تیرهای کوبله‌کننده دیوارهای برشی									
					$3.77 \frac{\text{shear}}{t_w l_w \sqrt{f_c}}$	آرماتور طولی و عرضی			
۰/۰۳۰	۰/۰۲۰	۰/۰۲۰	۰/۰۱۵	۰/۰۰۶	≤ 3	واجد شرایط			
۰/۰۳۴	۰/۰۱۶	۰/۰۱۶	۰/۰۱۲	۰/۰۰۵	≥ 6				
۰/۰۲۰	۰/۰۱۰	۰/۰۱۰	۰/۰۰۸	۰/۰۰۶	≤ 3	فاقد شرایط			
۰/۰۱۲	۰/۰۰۷	۰/۰۰۷	۰/۰۰۶	۰/۰۰۴	≥ 6				

میانقاب ها در اثر بار جانبی در صفحه ی خود تحت برش قرار می گیرند و رفتار آن ها کنترل شونده توسط تغییر شکل است. در ابتدای حرکت جانبی که هنوز تغییر شکل ها کوچک هستند، میانقاب با قاب پیرامونی به صورت یک پارچه عمل نموده و رفتار آن مشابه یک دیوار برشی در برش و خمش خواهد بود. در میانقاب های بنایی خیلی زود رفتار میانقاب و قاب از هم جدا شده و میانقاب فقط تحت برش افقی قرار خواهد داشت، در حالی که در میانقاب بتنی این جدایی رفتار دیرتر اتفاق می افتد. بر این اساس ارزیابی میانقاب بنایی در صفحه خود، فقط در برش و بر اساس رابطه (۴-۱۸-ب) انجام می شود که کرنش های قابل قبول مربوط به آن از جدول (۴-۲۲) تعیین می شود. چون سطح عملکرد سازه ای LS معادل سطح عملکرد آستانه ی فروریزش برای میانقاب است، مقادیر کرنش های قابل قبول میانقاب برای سطح عملکرد سازه ای آستانه ی فروریزش معنایی نداشته و ارایه نشده است. در راستای عمود بر صفحه، میانقاب بنایی باید نیروی F_p طبق تعریف بند (۳-۸-۶) را به صورت کنترل شونده توسط نیرو تحمل نماید. مقاومت دیوار بنایی در راستای عمود بر صفحه طبق بند (۷-۸-۳-۲) دستورالعمل تعیین می شود.

در مورد میان قاب های بتنی اگر بارگذاری جانبی در حدی باشد که تغییر شکل ها نسبت به تغییر شکل های آستانه ی فروریزش قاب و میانقاب نسبتا کوچک باشند، می توان این دو را به صورت یک دیوار برشی بتنی یک پارچه در نظر گرفت. در این صورت ارزیابی میانقاب بتنی در صفحه ی خود مشابه با دیوار برشی بتنی طبق جدول (۴-۲۰) و به صورت خمشی صورت خواهد گرفت. برای تغییر مکان های بیش تر، ارزیابی میانقاب بتنی عینا مشابه ستون های بتنی فشاری مجاور میانقاب و با استفاده از جدول (۴-۱۷) خواهد بود. در این حالت، ارزیابی ستون های مجاور میانقاب به صورت اعضای فقط کششی یا فقط فشاری، کنترل شونده توسط تغییر شکل و با استفاده از ردیف ۷ بند (۴-۲-۳-۲) و جدول (۴-۱۷) انجام می گیرد.

تیر و ستون بتنی در یک دهانه‌ی مهاربندی شده، به صورت اعضای فقط کششی یا فقط فشاری، کنترل‌شونده توسط تغییرشکل هستند و ارزیابی آن‌ها با استفاده از جدول (۱۷-۴) انجام می‌گیرد.

جدول (۲۲-۴): مقادیر کرنش برشی برای ارزیابی دیوار میان‌قاب بنایی

کرنش برشی	$\frac{L_{inf}}{h_{inf}}$	$\beta = \frac{V_{fre}}{V_{ine}}$
LS		
۰/۰۰۴	۰/۵	$\beta < 0.7$
۰/۰۰۳	۱/۰	
۰/۰۰۲	۲/۰	
۰/۰۰۸	۰/۵	$0.7 \leq \beta < 1.3$
۰/۰۰۶	۱/۰	
۰/۰۰۴	۲/۰	
۰/۰۱۱	۰/۵	$\beta \geq 1.3$
۰/۰۰۹	۱/۰	
۰/۰۰۷	۲/۰	

۴-۳-۳-۶- ارزیابی اتصال و اجزای کوچک سازه‌های چند بخشی

طبق بند (۷-۸-۳) در صورتی که ساختمان‌های چند بخشی به هم بسته شوند، باید با هم مدل‌سازی و تحلیل شوند. ولی در هر صورت نیروهای حاصل نباید از مقادیر حاصل از روابط (۱۸-۳) و (۱۹-۳) کمتر در نظر گرفته شوند. اتصالات بین سازه‌ها و اجزای کوچک متصل باید برای نیروهای مزبور به صورت کنترل‌شونده توسط نیرو و با استفاده از رابطه (۱۹-۴) ارزیابی شوند.

۴-۳-۳-۷- ارزیابی پی

ارزیابی پی‌های ساختمان در مطالعات بهسازی لرزه‌ای شامل سه مرحله است:

- ۱- کنترل برکنش؛
- ۲- کنترل ظرفیت باربری؛
- ۳- ارزیابی اجزای سازه‌ای پی.

الف- کنترل برکنش

در ارزیابی غیرخطی باید رفتار پی‌ها در کشش در منحنی رفتاری آن‌ها، پیش‌بینی شده باشد. در این صورت اگر پی به کشش بیفتد، اثر آن روی رفتار سازه و پی خود به خود در نظر گرفته شده و نیازی به کنترل جداگانه نخواهد بود.

ب- کنترل ظرفیت باربری

کنترل ظرفیت باربری پی تنها در صورتی لازم است که پی‌ها در مدل سازه حضور نداشته و به عبارتی تکیه‌گاه سازه صلب فرض شده و از فنرها استفاده نشده باشد. ظرفیت باربری پی در ارزیابی غیرخطی کنترل‌شونده توسط نیرو فرض شده و با استفاده از رابطه‌ی (۱۹-۴) ارزیابی می‌شود. ظرفیت باربری پی (Q_{CL}) برای استفاده در رابطه‌ی مزبور طبق جداول (۱۰-۴) تا (۱۲-۴) محاسبه می‌شود.

استفاده از رابطه ی (۴-۱۹) می تواند ابتدا برای کنترل ظرفیت باربری جانبی پی در مقابل نیروی برشی پای ستون یا دیوار انجام گیرد.

در مورد پی های سطحی، در مرحله ی بعد ظرفیت لنگری پی در مقابل لنگر خمشی پای ستون یا دیوار، حول هر یک از دو محور افقی بطور جداگانه ارزیابی می شود. در این حالت Q_{CL} برابر لنگر M_C که در جدول (۴-۱۰) تحت عنوان ظرفیت باربری خمشی ذکر شده، خواهد بود. در صورت مفصلی بودن پای ستون، به جای ظرفیت لنگری، ظرفیت باربری فشاری (قائم) با استفاده از رابطه (۴-۱۹) و جدول (۴-۱۰) ارزیابی می شود.

در مورد پی های شمعی نیز به جای ظرفیت لنگری، ظرفیت باربری فشاری باید کنترل شود. نیروی محوری فشاری شمع در این حالت با استفاده از رابطه ی (۴-۲۰) تعیین می شود:

$$P_{UFi} = A_i \left(\frac{P_{UF}}{\sum_{i=1}^n A_i} + \frac{|M_{UFx} y_i|}{I_x} + \frac{|M_{UFy} x_i|}{I_y} \right) \quad (۴-۲۰)$$

که در آن:

P_{UFi} : نیروی محوری فشاری شمع؛

A_i : سطح مقطع شمع؛

x_i و y_i : فاصله ی مرکز شمع از محورهای چرخش گروه شمع گذرنده از مرکز سطح گروه شمع؛

I_x و I_y : لنگرهای اینرسی گروه شمع حول محورهای چرخش آن؛

n : تعداد شمع ها؛

P_{UF} : نیروی محوری فشاری در پای ستون یا دیوار متکی بر گروه شمع؛

M_{UFx} و M_{UFy} : لنگرهای خمشی حول محورهای چرخش در همان نقطه است.

ج- ارزیابی اجزای سازه ای پی

ارزیابی اجزای سازه ای پی های سطحی شامل کنترل پی بتنی منفرد، نواری یا گسترده در مقابل برش و خم حاصل از نیروهای وارده از سازه در تراز روی پی است. تلاش های وارده کنترل شونده توسط نیرو در نظر گرفته شده و از روابط (۴-۱۶) و (۴-۱۷) محاسبه می شوند. رابطه ی (۴-۱۹) نیز برای ارزیابی پی در این حالت بکار برده می شود که در آن Q_{UF} یک بار برابر برش حداکثر در مقاطع پی تحت اثر توزیع تنش قائم در زیر پی بوده و بار دیگر برابر لنگر حداکثر خواهد بود. حداکثر مقدار تنش قائم خاک در هر نقطه در زیر پی باید به q_c ، ظرفیت باربری مورد انتظار خاک پی، محدود شود.

در مورد پی های عمیق (شمعی)، کفایت مقطع شمع در مقابل نیروی کششی محاسبه شده طبق بند (۴-۲-۳-۲) یا نیروی فشاری حاصل از رابطه ی (۴-۲۰) توأم با لنگرهای خمشی ناشی از برش باید همانند یک ستون ارزیابی شود. لنگرهای خمشی در مقاطع شمع با اعمال نیروی برشی وارده در راس شمع و مدل سازی شمع با استفاده از فنرهای افقی خاک بر مبنای مدول عکس العمل خاک قابل محاسبه است. طول مهارنشده ی شمع را می توان در زمین غیرروانگرا برابر صفر در نظر گرفت. اتصال شمع فولادی به سرشمع کنترل شونده توسط نیرو در نظر گرفته می شود.

۴-۳-۳-۸- ارزیابی اجزای غیرسازه‌ای

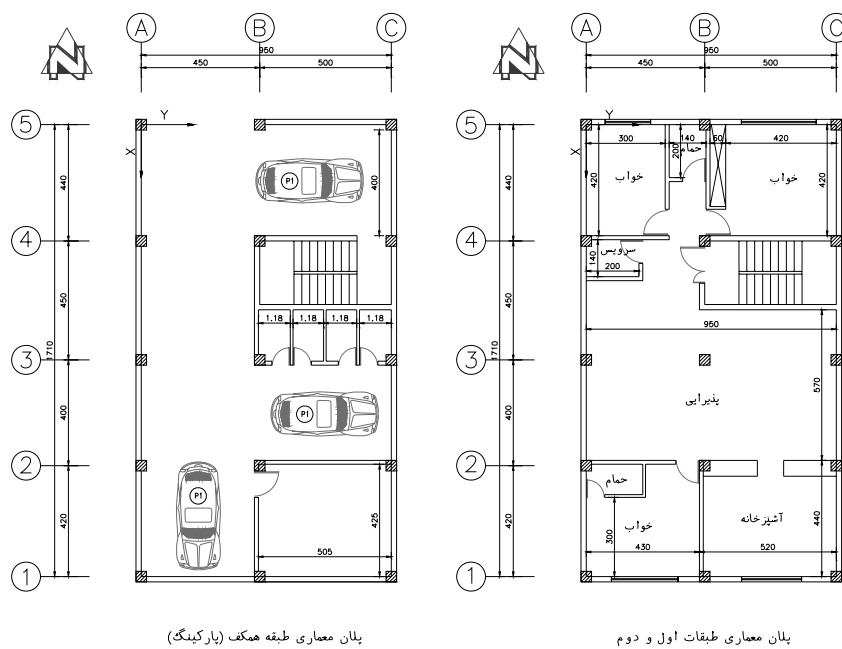
در صورتی که طبق جداول (۹-۱) و (۹-۲) دستورالعمل لازم باشد که عضو غیرسازه‌ای مورد ارزیابی قرار گیرد، نیروها و تغییرمکان‌های لازم طبق بند (۳-۸-۸) محاسبه می‌شوند. اگر عضو غیرسازه‌ای در مدل سازه وارد شده باشد، نیروها و تغییرمکان‌های مربوط، از تحلیل غیرخطی سازه به دست آمده و مستقیماً در ارزیابی عضو به کار می‌روند. مدل رفتاری عضو غیرسازه‌ای می‌تواند به صورت یکی از مدل‌های رفتاری شکل (۲-۱۳) انتخاب شود و بر اساس کنترل‌شوندگی تلاش‌های آن توسط نیرو یا تغییرشکل، ارزیابی شود. در صورتی که عضو غیرسازه‌ای حساس به تغییرشکل باشد، حداکثر نسبت تغییرمکان نسبی آن نباید از اعداد ذکر شده در جدول (۴-۱۳) بیش‌تر شود. برای سایر جزییات به بند (۴-۲-۳-۸) رجوع شود.

فصل ۵

مثال اول (ساختمان سه طبقه بتنی)

۱-۵- تعریف مثال

مثال انتخاب شده در این بخش یک ساختمان ۳ طبقه ی بتنی با کاربری مسکونی است. موقعیت این ساختمان در شهر شیراز و خاک منطقه طبق استاندارد ۲۸۰۰ از نوع II است. ابعاد کلی پلان $۱۷/۵ \times ۹/۹$ متر و مساحت زیربنا ۵۲۰ مترمربع است. تمام نقشه های معماری و سازه ای این ساختمان در پیوست (الف) این فصل ارایه شده است. در شکل (۱-۵) پلان معماری طبقات این ساختمان نشان داده شده است.



شکل (۱-۵): پلان های معماری طبقات ساختمان

۲-۵- بازرسی وضعیت موجود و بررسی اطلاعات و مدارک ساختمان

۱-۲-۵- بازرسی وضعیت موجود ساختمان

وضعیت موجود ساختمان از نظر ظاهری، کیفیت نگهداری در دوران بهره برداری، امکان عملیات بهسازی احتمالی، شرایط ابنیه مجاور و شرایط زمین ساختگاه (جنس خاک، سطح آب زیرزمینی، شیب زمین و وجود شیروانی و غیره) بررسی شده و براساس آن چک لیست های ارزیابی تکمیل و در ادامه ارایه شده است.

۲-۲-۵- بررسی اطلاعات و مدارک

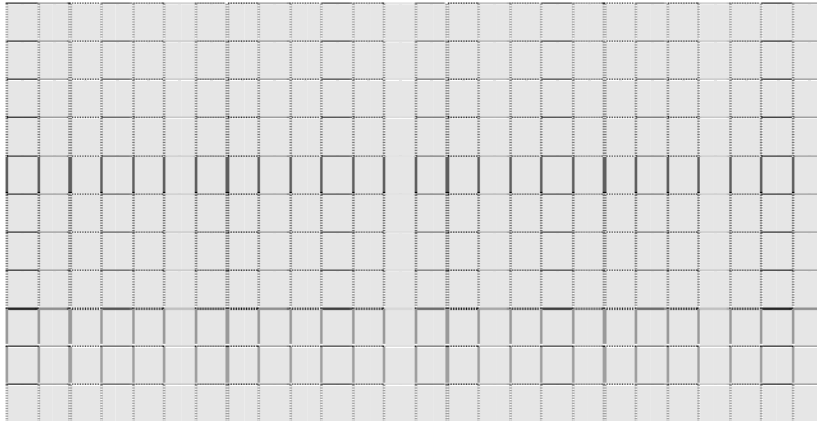
در این مرحله کلیه ی مدارک فنی و مستندات طراحی جمع آوری و طبقه بندی شده و وضعیت ساختمان به لحاظ موقعیت جغرافیایی، لرزه خیزی، کاربری، هندسه و پیکربندی مشخص شده و براساس آن چک لیست های ارزیابی تکمیل و در ادامه ارایه شده است.

چک لیست شماره‌ی یک- بازدید محلی

۱- آدرس ساختمان:

۲- طول و عرض جغرافیایی در ورودی اصلی ساختمان:

۳- کروکی موقعیت زمین و ساختمان:



۴- آیا تجهیزات هشدار دهنده‌ی دود و نشت گاز در ساختمان وجود دارد؟

بله ☐ خیر ☒، وضعیت تجهیزات هشدار دهنده‌ی دود و نشت گاز:

۵- آیا تجهیزات آتش نشانی در ساختمان وجود دارد؟

بله ☐ خیر ☒، وضعیت تجهیزات آتش نشانی:

۶- آیا رویه‌ی مقاوم در برابر آتش بر روی اعضای سازه‌ای وجود دارد؟

بله ☐ خیر ☒، جنس و وضعیت رویه‌ی مقاوم در برابر آتش:

۷- آیا تغییرات در پلان معماری اولیه وجود دارد؟

بله ☐ خیر ☒، شرح تغییرات پلان معماری:

۸- آیا بخش جدیدی به سازه‌ی موجود اضافه شده است؟

بله ☐ خیر ☒، شرح بخش‌های جدید اضافه شده:

۹- وضعیت توپوگرافی منطقه:

ساختمان واقع بر خط‌الراس با سراشیبه تند ☐ ساختمان واقع بر خط‌القعر و نواحی پست ☐ساختمان در مجاورت خاکریزی یا خاکبرداری ☐ ساختمان بر روی زمین با شیب تند ☐۱۰- آیا احتمال دارد ساختمان بر روی خاک دستی احداث گردیده باشد؟ بله ☐ خیر ☒۱۱- آیا سابقه‌ی روانگرایی در منطقه دیده شده است؟ بله ☐ خیر ☒۱۲- آیا احتمال روانگرایی در منطقه وجود دارد؟ بله ☐ خیر ☒۱۳- آیا سابقه‌ی زمین لغزش در منطقه دیده شده است؟ بله ☐ خیر ☒۱۴- آیا احتمال زمین لغزش در منطقه وجود دارد؟ بله ☐ خیر ☒

۱۵- آیا در نزدیکی ساختمان تونل، حفره‌های بزرگ و یا قنات وجود دارد؟

بله ☐ خیر ☒، فاصله از ساختمان:

۱۶- آیا از نزدیکی ساختمان خط مترو عبور می‌کند؟

بله ☐ خیر ☒، فاصله از ساختمان:۱۷- آیا ساختمان در محدوده یا مسیر قنات قرار گرفته است؟ بله ☐ خیر ☒

۱۸- آیا ساختمان در مسیل ساخته شده است؟ ☐ بله ☒ خیر

۱۹- ویژگی های اصلی و قابل توجه خاک: شن و ماسه متراکم

۲۰- وضعیت زمین اطراف ساختمان از نظر جنس خاک و سطح آب زیرزمینی با توجه به سوابق قابل مشاهده ی محلی مانند گودبرداری های اطراف چگونه است؟ تراز آب زیرزمینی در عمق بیش از ۲۰ متر قرار دارد.

۲۱- امکان انجام عملیات اجرایی بهسازی ساختمان در زمان های مختلف چگونه است؟ در طول شب امکان پذیر نیست

۲۲- آیا محوطه ی لازم برای انجام عملیات اجرایی بهسازی و فضای لازم برای استقرار ماشین آلات موجود است؟

☐ خیر ☒ بله

۲۳- آیا ساختمان های مجاور در انجام عملیات اجرایی بهسازی مانع ایجاد می کنند؟ ☐ بله ☒ خیر

۲۴- وضعیت ساختمان های مجاور:

مجاورت ندارد	مجاورت دارد (فاصله و اختلاف تراز طبقات بین دو ساختمان)	وجوه ساختمان
☐	☒ : درز انقطاع رعایت شده است. ارتفاع و تراز طبقات یکسان است.	وجه شرقی
☐	☒ : درز انقطاع رعایت شده است. ارتفاع و تراز طبقات یکسان است.	وجه غربی
☒	☐ :	وجه شمالی
☒	☐ :	وجه جنوبی

۲۵- شناسایی وضعیت اجزای مشترک با ساختمان مجاور:

نوع اشتراک	توضیح
☐ ستون مشترک	
☐ تیر مشترک	
☐ سقف مشترک	
☐ پله ی مشترک	
☐ دیوار مشترک	
☐ سایر	

۲۶- بررسی احتمال آسیب ناشی از ساختمان مجاور:

نوع خطر آسیب دیدگی	توضیح (محل و نوع)
☐ سقوط اجزای سست	
☐ انفجار	
☐ آتش سوزی	
☐ نشست مواد شیمیایی	
☐ سایر:	

۲۷- کیفیت نگهداری از ساختمان در طول بهره برداری:

☐ وجود خوردگی یا زنگ زدگی در اجزای سازه ای ☐ وجود فرسودگی در اجزای غیر سازه ای

۲۸- نوع پوشش اجزای سازه ای چگونه است؟ کیفیت ظاهری بتن اجرا شده مناسب است.

۲۹- آیا ساختمان دارای آسانسور است؟ تعداد و ظرفیت آن ذکر شود؟ خیر

۳۰- فهرست اجزای غیر سازه ای ساختمان ضمیمه شود.

چک لیست شماره‌ی دو - بررسی مدارک موجود

۱- موقعیت ساختمان:

استان	شهرستان	شهر	منطقه‌ی شهرداری	منطقه از نظر پهنه‌بندی خطر زلزله بر اساس استاندارد ۲۸۰۰
فارس	شیراز	شیراز	یک	II

۲- تاریخچه‌ی ساختمان:

سال طراحی سازه: ۱۳۷۱ سال شروع ساخت: ۱۳۷۱ سال بهره‌برداری: ۱۳۷۲

۳- عوامل ساخت:

کارفرما: مشاور:

پیمانکار: بهره‌بردار:

۴- مشخصات طبقات ساختمان:

طبقه	زیربنای طبقه	ارتفاع طبقه	تعداد ساکنین	کاربری طبقه	موارد خاص	توضیحات
۳	۱۷۳	۳/۸۵	۶	مسکونی		
۲	۱۷۳	۳/۲۰	۶	مسکونی		
۱	۱۷۳	۳/۲۰	-	پارکینگ		
جمع	۵۲۰	۱۰/۲۵	۱۲			

۵- سطح کل زمین: ۲۰۰ متر مربع

۶- کاربری ساختمان: مسکونی

کاربری فعلی: مسکونی کاربری قبلی: مسکونی

۷- اسناد و مدارک موجود

موجود است		موجود نیست	اسناد و مدارک موجود ^۱
کامل است	ناقص است (موارد نقص)		
نقشه‌های معماری			
☐	☒	☐	- پلان معماری طبقات
☐	☒	☐	- مقاطع ساختمان
☐	☒	☐	- نماها
☐	☒	☐	- نقشه‌ی محوطه‌ی ساختمان
☐	☒	☐	- پلان جانمایی سقف‌های کاذب
جزئیات معماری			
☐	☒	☐	- سقف‌های سازه‌ای و کاذب
☐	☒	☐	- دیوارهای پیرامونی
☐	☒	☐	- دیوارهای تیغه‌بندی
☐	☒	☐	- پله‌ها
☐	☒	☐	- نماها

موجود است		موجود نیست	اسناد و مدارک موجود ^۱	
کامل است	ناقص است (موارد نقص)			
نقشه‌های سازه‌ای				
☒	☐		- پلان تیرریزی	۳.۵
☒	☐		- پلان ستون‌گذاری	
☒	☐		- قاب‌ها	
☒	☐		- پلان جانمایی مهاربند یا دیوار برشی	
☒	☐		- پلان پی	
جزئیات سازه‌ای				
☒	☐		- مشخصات مقاطع تیرها	۳.۵
☒	☐		- مشخصات مقاطع ستون‌ها	
☒	☐		- مشخصات مقاطع مهاربندها یا دیوار برشی	
☒	☐		- جزئیات اتصالات تیر به ستون	
☒	☐		- جزئیات اتصالات مهاربندها	
☒	☐		- جزئیات وصله‌ی ستون‌ها	
☒	☐		- جزئیات صفحه‌ستون و میل مهارها	
☒	☐		- جزئیات اتصال ستون به صفحه ستون	
☒	☐		- جزئیات آرماتورگذاری فونداسیون	
☒	☐		- جزئیات سازه‌ای پله‌ها	
☒	☐		- جزئیات اجرایی سقف‌ها	
☒	☐		- جزئیات اتصال میانقاب‌ها	
☒	☐		- جزئیات اتصال نما به سازه	
جزئیات غیرسازه‌ای				
☐	☒		- نقشه‌های تاسیساتی	۳.۶
☐	☒		- دفترچه‌ی محاسبات	
☐	☒		- دستورکارها	
☐	☒		- صورتجلسه‌ها	
☐	☒		- فهرست نواقص تحویل موقت و صورتجلسه‌های رفع آن‌ها	
☐	☒		- گزارش‌های ژئوتکنیک	
☐	☒		- گزارش‌های تحلیل خطر ساختگاه	
گزارش آزمایش مصالح				
☐	☒		- فولادی	۳.۶
☐	☒		- بتن	
☐	☒		- میلگرد	

۱- در صورتی که هرگونه مرمت یا بازسازی در ساختمان صورت گرفته است، لازم است مدارک مرتبط برای تعیین نواقص، مطابق با چک لیست فوق کنترل شوند.

۸- سیستم سازه‌ای ساختمان:

سیستم سازه‌ای امتداد	قاب خمشی		قاب خمشی با میانقاب		قاب بتنی مهاربندی شده	قاب بتنی پیش ساخته
	تیر- ستون	دال- ستون	میانقاب با مصالح بتنی	میانقاب با مصالح بنایی		
امتداد اصلی اول	☒	☐	☐	☐	☐	☐
امتداد اصلی دوم (متعامد)	☒	☐	☐	☐	☐	☐

۹- اجزای سازه‌ای:

۹-۱- دیوارهای سازه‌ای:

- ☐ دیوار برشی بتنی معمولی
☐ دیوار برشی فولادی
☐ دیوار برشی بتنی همبند
☐ سایر

۹-۲- پی‌ها:

- ☒ منفرد
☐ نواری
☐ گسترده
☐ عمیق
☐ سایر

۹-۳- نوع دیافراگم:

- ☒ تیرچه بلوک
☐ دال بتنی
☐ دال و تیرچه بتنی
☐ طاق ضربی
☐ مرکب
☐ مهاربندی فولادی افقی
☐ کف فلزی با پوشش بتن سازه‌ای
☐ کف فلزی با پوشش بتن غیر سازه‌ای
☐ کف فلزی بدون پوشش
☐ سایر

۱۰- میانقاب‌ها

۱۰-۱- نوع مصالح میانقاب: دیوارهای آجری

۱۰-۲- میانقاب‌های موجود در ساختمان کدام یک از شرایط زیر را ارضا می‌کنند:

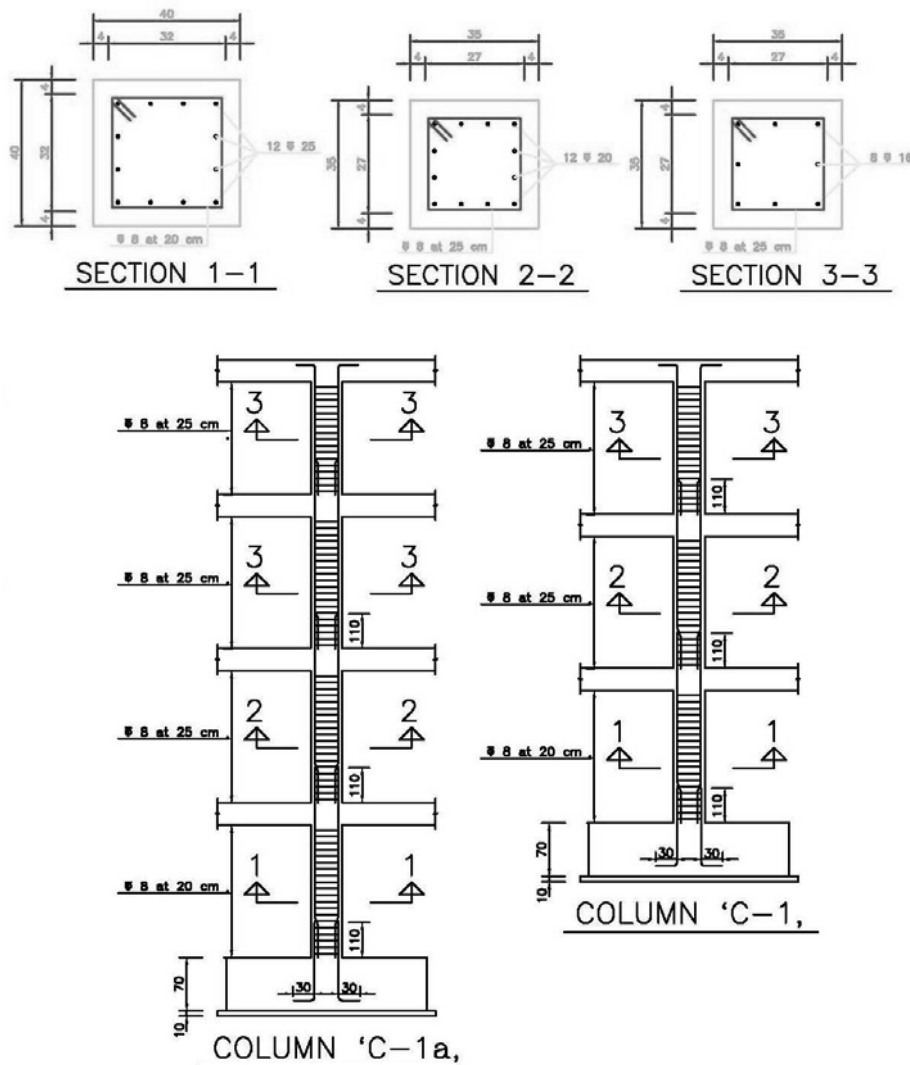
میانقاب جداشده ☒: میانقابی که در بالا و اطراف خود دارای درزهایی با قاب است به طوری که وقوع حداکثر تغییر شکل‌های مورد انتظار قاب را به‌طور آزادانه امکان‌پذیر می‌سازد.

میانقاب برشی ☐: میانقاب در هر چهار طرف به‌طور کامل با قاب محیطی خود در تماس است.

چک لیست شماری سه- سونداژ

۱- سونداژ جزئیات اتصال تیر به ستون

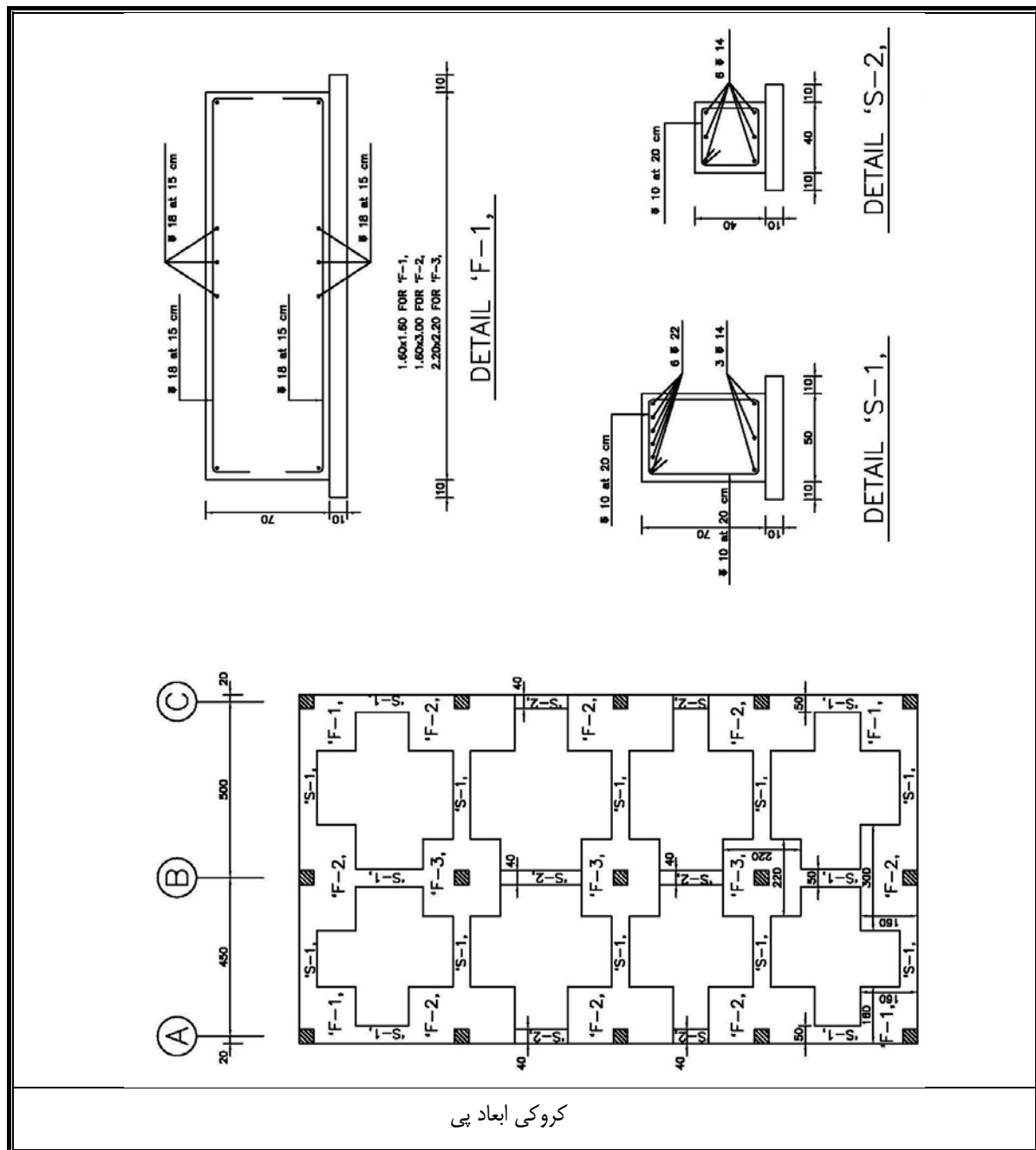
ردیف	جزئیات ستون ها	برداشت شد	برداشت نشد
۱-۱	ابعاد مقطع ستون ها	☒	☐
۲-۱	مشخصات میلگردهای طولی و عرضی	☒	☐
۳-۱	مشخصات وصله ها و طول مهاري	☒	☐
۴-۱	مشخصات میلگردهای عرضی در نواحی بحرانی ستون ها	☒	☐
۵-۱	مقطع ستون ها	☒	☐



کروکی جزئیات مقطع ستون ها

۲- سونداژ جزییات پی

ردیف	جزییات پی	برداشت شد	برداشت نشد
۱-۲	نوع پی	☒	☐
۲-۲	طول، عرض و ضخامت پی	☒	☐



چک لیست شماره ی چهار- ارزیابی کیفی

چک لیست ارزیابی کیفی		صفحه: ۱ از ۳
۱- ارزیابی کلی سازه		
۱- آیا مسیرهای انتقال بار ثقلی تا روی پی ادامه دارند؟	☒ بله	☐ نامشخص
۲- آیا مسیرهای انتقال بار جانبی تا روی پی ادامه دارند؟	☒ بله	☐ نامشخص
۳- درز انقطاع با ساختمان های مجاور:	☒ وجود دارد (کمتر از مقدار مجاز - ☒ بیش تر از مقدار مجاز)	☐ وجود ندارد
۴- اجزای سازه ای مشترک بین ساختمان های مجاور:	☐ وجود دارد	☒ وجود ندارد
۵- آیا احتمال بروز آسیب ناشی از ساختمان های مجاور وجود دارد؟	☐ بله (سقوط اجزای سست - ☐ آتش سوزی - ☐ سایر موارد)	☒ خیر
۶- به طور کلی، سازه در پلان:	☒ منظم ☐ نامنظم (عدم تقارن اعضای سیستم باربر جانبی - ☐ توزیع نامتناسب جرم در پلان - ☐ نامنظمی هندسی)	
۷- به طور کلی، سازه در ارتفاع:	☒ منظم ☐ نامنظم (طبقه نرم یا ضعیف - ☐ توزیع نامتناسب جرم - ☐ نامنظمی هندسی)	☐ نامشخص
۸- احتمال وقوع پیچش چقدر است؟	☐ زیاد ☐ متوسط ☒ کم	☐ نامشخص
۹- آیا اعضای باربر جانبی در ارتفاع تغییر صفحه دارند؟	☐ بله ☒ خیر	☐ نامشخص
۱۰- آیا تیغه های داخلی به طور منظم و متقارن در کف طبقات توزیع شده اند؟	☒ بله ☐ خیر	☐ نامشخص
۲- پی		
۱۱- نشست در سازه:	☒ وجود ندارد	☐ وجود دارد (یکنواخت - ☐ غیر یکنواخت)
۱۲- وضع ظاهری پی ها:	☐ مناسب ☐ نامناسب (.....)	☒ نامشخص
۱۳- آیا پی ها در یک تراز قرار دارند؟	☒ بله ☐ خیر	
۱۴- تراز آب زیرزمینی نسبت به سطح زمین چقدر است؟	☒ بیش از ۲۰ متر ☐ بین ۱۰ تا ۲۰ ☐ بین ۲ تا ۱۰ ☐ کمتر از ۲ متر	
۱۵- آیا شواهدی از خاک شستگی و سایش خاک اطراف پی وجود دارد؟	☐ بله ☒ خیر	☐ نامشخص
۱۶- آیا پی مشترک با سازه مجاور دارد؟	☐ بله ☒ خیر	☐ نامشخص
۳- کف ها و بام		
۱۷- آیا کف در مجاورت دهانه های مهاربندی شده دارای باز شو هستند؟	☐ بله (کمتر از مقدار مجاز - ☐ بیش از مقدار مجاز)	☒ خیر
۱۸- آیا باز شو هایی در کف با عرض بیش از ۱/۴ بعد ساختمان، وجود دارد؟	☐ بله ☒ خیر	
۱۹- انسجام و یکپارچگی کف ها و بام را چگونه ارزیابی می کنید؟	☒ مناسب ☐ نامناسب	
۲۰- اتصال قطعات بام به اجزای سازه را چگونه ارزیابی می کنید؟	☒ مناسب ☐ خطر سقوط وجود دارد	☐ مصداق ندارد
۲۱- آیا ترک های غیر عادی در سقف های بتنی دیده می شود؟	☐ بله ☒ خیر	☐ نامشخص
۲۲- در صورت استفاده از ورق های موج دار در سقف، ورق ها به طور مطلوب به اسکلت سقف مهار شده اند؟	☐ بله ☐ خیر	☒ مصداق ندارد
۲۳- در سقف های تیرچه بلوک با دهانه های بیش از ۴ متر، تیرچه ها دارای کلاف عرضی هستند؟	☒ بله ☐ خیر	☐ نامشخص ☐ مصداق ندارد
۲۴- سیستم سقف در محل تکیه گاه ها به عناصر زیر سری به طور مناسب متصل شده است؟	☐ بله ☐ خیر	☒ نامشخص
۴- سازه ی بتنی		
۲۵- کیفیت ظاهری بتن چگونه است؟	☒ مناسب ☐ ترک سطحی ☐ ترک عمیق	☐ کنده شدگی پوشش بتن
۲۶- کیفیت اجرای بتن را چگونه ارزیابی می کنید؟	☒ مناسب ☐ نامناسب	☐ نامشخص
۲۷- آیا در اعضای بتنی موردی که کرمو باشد، رویت می شود؟	☐ بله ☒ خیر	☐ نامشخص
۲۸- ابعاد ستون ها را چگونه ارزیابی می کنید؟		
☒ مناسب ☐ وجود بعد کوچک تر از ۲۵ cm	☐ عرض ستون کمتر از ۳/۰ بعد دیگر	☐ نسبت طول آزاد به عرض ستون بیش تر از ۲۵
۲۹- ابعاد تیر ها را چگونه ارزیابی می کنید؟	☒ مناسب ☐ وجود بعد کوچک تر از ۲۵ cm	☐ ارتفاع بیش از ۱/۴ طول دهانه
☐ عرض تیر کمتر از ۱/۴ ارتفاع مقطع تیر	☐ عرض تیر بیش از عرض ستون به اضافه ۳/۴ ارتفاع تیر	
۳۰- آیا ستون کوتاه در قاب وجود دارد؟	☐ بله ☒ خیر	☐ نامشخص
۳۱- آیا فلسفه ی تیر ضعیف- ستون قوی رعایت شده است؟	☒ بله ☐ خیر	☐ نامشخص

چک‌لیست ارزیابی کیفی		صفحه: ۲ از ۳
۳۲- ستون‌ها، تیرها و دیوارهای برشی دارای سابقه آسیب قبلی ناشی از آتش‌سوزی و یا ضربه هستند؟	☐ بله ☒ خیر	
۳۳- آیا تغییر ناگهانی در مقطع تیرها و ستون‌ها مشاهده می‌شود؟	☐ بله ☒ خیر	☐ نامشخص
۳۴- تیری که دارای خیز قابل توجهی باشد، وجود دارد؟	☐ بله ☒ خیر	☐ نامشخص
۳۵- آیا خروج از مرکزیت محور تیر نسبت به محور ستون از $\frac{1}{8}$ عرض ستون بیش‌تر است؟	☐ بله ☒ خیر	
۳۶- آیا ترک برشی در محل اتصال ستون‌ها به کف و سقف رویت می‌شود؟	☐ بله ☐ خیر	☒ نامشخص
۳۷- آیا دیوار حائل بتنی با اسکلت سازه اتصال دارد؟	☐ بله ☐ خیر	☒ مصداق ندارد
۴-۱- دیوار برشی	☐ وجود دارد ☒ وجود ندارد	
۳۸- آیا دیوارهای برشی دارای نسبت h_w/l_w (ارتفاع به طول) کوچک‌تر از ۴ هستند؟	☐ بله ☐ خیر	
۳۹- در دیوارهای با نسبت h_w/l_w بزرگ‌تر از ۲ از المان‌های مرزی استفاده شده است؟	☐ بله ☐ خیر	☐ مصداق ندارد
۴۰- آیا ترک‌های قطری با عرض بیش از ۱ mm مشاهده می‌شود؟	☐ بله ☐ خیر	
۴۱- ابعاد بازشو دیافراگم‌ها در مجاورت دیوارهای برشی کم‌تر از $\frac{1}{4}$ طول دیوار است؟	☐ بله ☐ خیر	☐ مصداق ندارد
۵- دیوارها		
۴۲- مصالح دیوارها از چه نوعی است؟	☒ آجر سفالی ☐ بلوک سفالی ☐ بلوک سیمانی ☐ آجر فشاری ☐ آجر مجوف	
۴۳- ملات مصرفی دیوارها چیست؟	☒ ماسه سیمان ☐ ماسه آهک ☐ خاک و گل	☐ نامشخص
۴۴- کیفیت ملات مصرفی را چگونه ارزیابی می‌کنید؟	☒ مناسب ☐ نامناسب (.....)	☐ نامشخص
۴۵- کیفیت اجرای دیوارها را چگونه ارزیابی می‌کنید؟	☒ مناسب ☐ نامناسب (.....)	☐ نامشخص
۴۶- آیا در محل درز انقطاع، تیغه‌ها و دیوارها قطع شده‌اند؟	☐ بله ☐ خیر ☐ نامشخص	☒ مصداق ندارد
۴۷- خطر واژگونی دیوارها و مسدود شدن ورودی یا خروجی‌ها را چگونه ارزیابی می‌کنید؟	☐ زیاد ☒ کم ☐ بدون خطر	☐ نامشخص
۴۸- آیا ترک در دیوارها رویت می‌شود؟	☐ بله (☐ ترک ضربدری ناشی از زلزله- ☐ ترک عمودی ناشی از نشست- ☐ سایر موارد ...) ☒ خیر	
۴۹- آیا جان‌پناه‌ها به‌طور مناسب مهار شده‌اند؟	☐ بله ☐ خیر ☒ نامشخص	☐ مصداق ندارد
۵-۱- میانقاب‌های مصالح بنایی	☒ وجود دارد ☐ وجود ندارد	
۵۰- آیا ترک‌های قطری مشاهده می‌شود؟	☐ بله (☐ ترک ضربدری ناشی از زلزله- ☐ ترک عمودی ناشی از نشست- ☐ سایر موارد ...) ☒ خیر	
۵۱- آیا میانقاب‌ها به‌طور پیوسته تا روی فونداسیون ادامه دارند؟	☒ بله ☐ خیر	☐ نامشخص
۵۲- آیا کیفیت اجرای ملات میانقاب‌ها مناسب به نظر می‌رسد؟	☒ بله ☐ خیر	☐ نامشخص
۵۳- آیا اجرای میانقاب‌ها سبب ایجاد ستون کوتاه شده است؟	☐ بله ☒ خیر	
۵-۲- دیوار غیرسازه‌ای	☒ وجود دارد ☐ وجود ندارد	
۵۴- آیا دیوارهای غیرسازه‌ای داخلی دارای مهار کافی در خارج از صفحه خود هستند؟	☐ بله ☒ خیر	☐ نامشخص
۵۵- دیوارهای غیرسازه‌ای مصالح بنایی که ارتفاعشان کم‌تر از ارتفاع طبقه است، با کلاف‌های افقی یا قائم به سازه متصل شده‌اند؟	☐ بله ☒ خیر	☐ نامشخص
۵۶- آیا طول آزاد تیغه‌ها یا دیوارهای غیرسازه‌ای واقع بین دو پشت‌بند یا کلاف قائم، کم‌تر از حداکثر مقدار مجاز است؟	☒ بله ☐ خیر	☐ نامشخص
۵۷- آیا ارتفاع تیغه‌ها یا دیوارهای غیرسازه‌ای، کم‌تر از حداکثر مقدار مجاز است؟	☒ بله (☐ بدون کلاف افقی - ☐ با استفاده از کلاف افقی مناسب) ☐ خیر	☐ نامشخص
۵۸- ابعاد پشت‌بند دیوارها مناسب است؟	☒ بله ☐ خیر ☐ نامشخص	
۵۹- آیا اتصال کافی بین دیوارهای غیرسازه‌ای با دیوارهای سازه‌ای یا کلاف‌ها و ستون‌ها وجود دارد؟	☐ بله ☐ خیر	☒ نامشخص
۶- اجزای غیر سازه‌ای		
۶-۱- قطعات الحاقی بیرونی	☐ وجود دارد ☒ وجود ندارد	
۶۰- آیا در خارج از ساختمان قطعات الحاقی وجود دارد؟	☐ بله (☐ مهار مناسب به سازه - ☐ مهار نامناسب به سازه) ☐ خیر	
۶۱- آیا در صورت سقوط قطعات الحاقی، افراد صدمه می‌بینند؟	☐ بله ☐ خیر	

صفحه: ۳ از ۳	چک لیست ارزیابی کیفی
۶۲- آیا قطعات الحاقی خاص با جنبه فقط معماری در نمای ساختمان وجود دارد؟	☐ بله ☐ (پایداری لرزه ای مناسب- ☐ ناپایدار لرزه ای) ☐ خیر
۶۳- نرده ها و سایر ملحقات موجود در نما به طور مناسب به سازه متصل شده اند؟	☐ بله ☐ خیر ☐ مصداق ندارد
۶۴- آیا پله ی فرار در ساختمان وجود دارد؟	☐ وجود دارد- لازم است ☐ وجود ندارد- لازم است ☐ وجود ندارد- لازم نیست
۶۵- آیا قطعات سنگین در لبه ی بام یا تراس ها و طره های بیرونی ساختمان وجود دارد؟	☐ بله ☐ (مهار مناسب- ☐ مهار نامناسب- ☐ بدون مهار) ☐ خیر
۲-۶- آویزها و قطعات درون ساختمان	☒ وجود دارد ☐ وجود ندارد
۶۶- آویزهای سنگین در ساختمان وجود دارد؟	☐ بله ☐ (مهار مناسب - ☐ مهار نامناسب) ☒ خیر
۶۷- قطعاتی که به دیوارها متصل هستند، به خوبی مهار شده اند؟	☐ بله ☒ خیر
۶۸- خطر واژگونی و یا لغزش تجهیزات و آسیب به سازه و افراد را چگونه ارزیابی می کنید؟	☐ زیاد ☒ کم ☐ بدون خطر
۶۹- آیا قفسه ها، کمد ها و سایر لوازم و تجهیزات به طور مناسب به کف و دیوار و سازه مهار شده اند؟	☐ بله ☐ (مهار مناسب- ☐ مهار نامناسب) ☒ خیر
۳-۶- تاسیسات مکانیکی	☒ وجود دارد ☐ وجود ندارد
۷۰- آیا فاصله ی مهار کانال ها مناسب است؟	☐ بله ☒ خیر
۷۱- آیا لوله ها در محل تکیه گاه ها دارای اتصالات مناسب هستند؟	☐ بله ☒ خیر
۷۲- نحوه ی مهار کانال های تاسیساتی مناسب است؟	☐ بله ☒ خیر
۷۳- لوله ها و کانال ها در محل عبور از دیوار و یا درز انقطاع، به طور صحیحی اجرا شده اند؟	☐ بله ☒ خیر ☐ مصداق ندارد
۴-۶- شیشه ها	☒ وجود دارد ☐ وجود ندارد
۷۴- آیا قاب شیشه ها در برابر زلزله از پایداری مناسبی برخوردار هستند؟	☐ بله ☒ خیر
۷۵- آیا نحوه ی قرارگیری شیشه ها در قاب به گونه ای است که تغییر شکل سازه باعث شکستن شیشه می شود؟	☐ بله ☒ خیر
۷۶- آیا خطر برخورد قطعات غیر سازه ای که در مجاورت سطوح شیشه خور قرار دارند، وجود دارد؟	☒ بله ☐ خیر ☐ نامشخص
۷۷- در سازه های با نمای شیشه ای وسیع، شبکه ی قاب شیشه ها دارای جزییات و مقاومت لرزه ای مناسب است؟	☐ بله ☐ خیر ☐ نامشخص ☒ مصداق ندارد
۵-۶- نما	☒ وجود دارد ☐ وجود ندارد
۷۸- آیا ترک و یا رگه های شکست در نما مشاهده می شود؟	☐ بله ☒ خیر ☐ نامشخص ☐ مصداق ندارد
۷۹- احتمال سقوط مصالح نما را چگونه ارزیابی می کنید؟	☐ زیاد ☒ کم ☐ بدون خطر ☐ نامشخص
۸۰- آیا در نماسازی با سنگ پلاک، سنگ ها بطور مناسب مهار شده اند؟	☐ بله ☒ خیر ☐ نامشخص ☐ مصداق ندارد
۶-۶- سقف کاذب	☐ وجود دارد ☒ وجود ندارد
۸۱- آیا سقف کاذب دارای مهار مناسب به سقف سازه ای است؟	☐ بله ☐ خیر
۸۲- آیا سقف کاذب با مصالح سبک اجرا شده است؟	☐ بله ☐ خیر
۸۳- آیا فاصله ی مناسب بین سقف کاذب با دیوارها و ستون ها رعایت شده است؟	☐ بله ☐ خیر
۸۴- اجزای سقف کاذب در تمام جهات به طور مناسب، به شبکه ی سقف کاذب متصل شده اند؟	☐ بله ☐ خیر
۸۵- سیستم روشنایی به طرز مناسبی به سقف متصل شده است؟	☐ بله ☒ خیر
۷-۶- ملاحظات ایمنی	
۸۶- نحوه ی دسترسی به ساختمان به منظور امداد رسانی مناسب است؟	☒ بله ☐ خیر
۸۷- احتمال بروز آتش سوزی در هنگام وقوع زلزله را چگونه ارزیابی می کنید؟	☐ زیاد ☒ کم ☐ نامشخص
۸۸- آیا اجزای اصلی سازه در مقابل آتش سوزی به طور مناسبی محافظت شده اند؟	☐ بله ☒ خیر ☐ نامشخص

۳-۵- تعیین هدف بهسازی و سطح اطلاعات

با توجه به بازدیدهای انجام شده از ساختمان و اطلاعات جمع‌آوری شده و نیز شناخت خواسته‌های کارفرما، هدف بهسازی مطلوب برای این ساختمان انتخاب شده است. بنابراین برای این سازه باید سطح عملکرد ایمنی جانی در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد آستانه‌ای فروریزش در سطح خطر-۲ تامین شود.

با توجه به درج مشخصات مصالح در نقشه‌های اجرایی موجود و هدف بهسازی مطلوب و نیز انجام آزمایش‌های متعارف و با استفاده از جدول (۴-۱)، سطح اطلاعات متعارف در نظر گرفته شده است. بنابراین مطابق جدول (۵-۱) ضریب آگاهی برابر ۱ منظور می‌شود.

۴-۵- تعیین سونداژها و آزمایش‌های مقاومت مصالح و ژئوتکنیک

۴-۵-۱- سونداژها

با توجه به این که جزییات اجرایی در نقشه‌ها موجود است، مطابق جدول (۶-۱)، بازرسی وضعیت موجود ساختمان مورد نظر انجام شده و اطلاعات موجود در نقشه‌ها با وضعیت موجود تطابق دارد. در بازرسی وضعیت موجود ساختمان، کلیه تیرها و ستون‌های قابل دسترسی با اطلاعات موجود در نقشه‌ها تطابق داده شده‌اند. ۳۰٪ تیرها و ۴۰٪ ستون‌ها قابل دسترسی بوده که در همه موارد تطابق داشته‌اند. همچنین با برداشت موضعی مصالح پوششی و مقدار محدودی از بتن رویه، حداقل یک اتصال از هر نمونه اتصال اصلی بررسی شده و تفاوتی با نقشه‌ها دیده نشده است. بنابراین می‌توان وضعیت اجرا شده را مطابق نقشه‌ها در نظر گرفت. اتصالات مورد بررسی، در پیوست (ب) این فصل بر روی پلان معماری طبقات ساختمان مشخص شده‌اند.

۴-۵-۲- آزمایش‌های مقاومت مصالح

با توجه به لزوم انجام آزمایش‌های متعارف برای این ساختمان، تعداد و نوع آزمایش‌ها مطابق شکل (۴-۱) و بند (۳-۲-۲-۶) دستورالعمل بهسازی در جدول (۵-۱) ارایه شده است. بر این اساس برای تعیین مقاومت طراحی بتن، دو مغزه از تیرها، دو مغزه از ستون‌ها و دو مغزه از پی‌ها گرفته شده و حداقل تعداد مغزه در کل ساختمان، برابر ۶ نمونه در نظر گرفته شده است. نمونه‌برداری از محل‌های دارای کم‌ترین تنش در تیرها (از یک پنجم دهانه از هر ستون) و در ستون‌ها (از وسط ستون) انجام شده است. برای تعیین مقاومت مشخصه میلگردهای فولادی نیز دو نمونه‌گیری از آرماتورهای به کار رفته در ساختمان جهت آزمایش انجام شده است. محل‌های گرفتن مغزه و نمونه میلگرد از اعضا، در پیوست (ج) این فصل بر روی پلان معماری طبقات ساختمان مشخص شده است. آزمایش نمونه‌ها برای تعیین مشخصات مکانیکی آن‌ها باید بر مبنای یک استاندارد معتبر منتشر شده (مانند استانداردهای انجمن آزمایش مصالح آمریکا (ASTM)) صورت گیرد. مشخصات مورد انتظار مصالح براساس متوسط‌گیری از نتایج آزمایش‌ها و کرانه‌ی پایین مشخصات بر مبنای مقدار متوسط منه‌ای یک انحراف معیار به دست می‌آیند.

جدول (۵-۱): تعداد و نوع آزمایش ها

عضو	تعداد	مغزه گیری	کشش آرماتور
تیر	۲	۲	۱
ستون	۲	۲	۱
پی	۲	۲	-
دیوار	-	-	-
جمع	۶	۶	۲

نتایج آزمایش های مقاومت مصالح انجام شده در جدول (۵-۲) ارایه شده اند. با توجه به این نتایج، مقادیر مقاومت های مورد انتظار و کرانه ی پایین بتن و میلگرد محاسبه شده است.

جدول (۵-۲): نتایج آزمایش های مقاومت مصالح

مصالح	المان	مقاومت (MPa)	میانگین (MPa)	انحراف معیار (MPa)	میانگین - انحراف معیار (MPa)
بتن	تیر	۳۴/۷	۲۹/۵	۵/۵	۲۴/۰
		۳۲/۵			
	ستون	۳۱/۱			
		۳۳/۵			
	پی	۲۱/۷			
		۲۳/۵			
میلگرد	تیر	۴۰۳/۵	۴۳۰/۲	۳۷/۷۶	۳۹۲/۴
	ستون	۴۵۶/۹			

$$f_{CE} = 29.5 \text{ MPa}$$

مقاومت مورد انتظار بتن سازه و پی

$$f_{CL} = 24 \text{ MPa}$$

مقاومت کرانه ی پایین بتن سازه و پی

$$f_s = 430.2 \text{ MPa}$$

مقاومت مورد انتظار میلگردها

$$f_{SLB} = 392.4 \text{ MPa}$$

مقاومت کرانه ی پایین میلگردها

$$E_{CE} = 5000\sqrt{f_{CE}} = 27157 \text{ MPa}$$

مدول الاستیسیته مورد انتظار بتن (براساس آبا)

$$E_{CL} = 5000\sqrt{F_{CL}} = 24495 \text{ MPa}$$

مدول الاستیسیته کرانه ی پایین بتن (براساس آبا)

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

مدول الاستیسیته ی میلگرد

۵-۴-۳- آزمایش‌های ژئوتکنیک

با توجه به سطح عملکرد، هدف بهسازی و سطح اطلاعات در نظر گرفته شده برای این ساختمان، اطلاعات مورد نیاز مثل نوع خاک، بافت، تراکم نسبی، مشخصه‌های مکانیکی خاک، عمق آب زیرزمینی، لایه‌بندی خاک، ظرفیت باربری و تنش مجاز خاک، ضریب ارتجاعی بستر، وضعیت نشست برای انواع پی‌ها و غیره باید در گزارش ژئوتکنیک مربوط بررسی و ارایه شود. همچنین ساختگاه باید از نظر ژئوتکنیک لرزه‌ای نیز مورد بررسی قرار گرفته و پتانسیل و نوع پدیده‌های گسلش، زمین‌لغزش، روانگرایی و نظایر آن‌ها ارزیابی شوند. در صورت لزوم برای انجام مطالعات تحلیل خطر و تهیه طیف طرح ویژه‌ی ساختگاه، انجام آزمایش‌های ژئوفیزیک و تعیین پروفیل تغییرات سرعت موج برشی تا عمق متناظر با سنگ بستر لرزه‌ای اجتناب ناپذیر است.

جهت کنترل ظرفیت خاک، ظرفیت برشی مجاز آن تحت بارهای ثقلی (بارهای مرده و زنده) و برای پی‌های سطحی تک و گسترده برابر $q_a = 2.25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ گزارش شده است. همچنین مقدار $k_s = 35.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$ تعیین شده است.

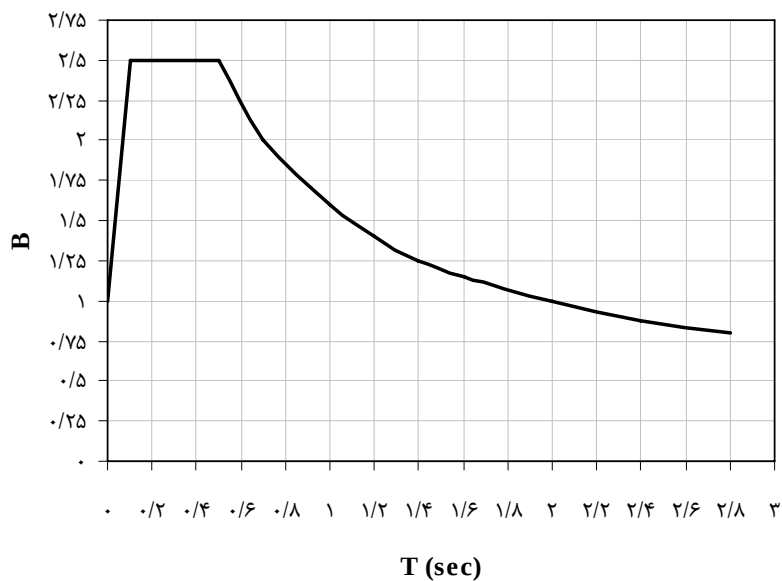
با توجه به این که در این ساختمان پی‌ها سطحی و منفرد هستند، طبق بند (۴-۴-۱) دستورالعمل ظرفیت باربری تجویزی مورد انتظار خاک عبارت است از:

$$q_c = 3q_a = 6.75 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

۵-۵- تحلیل خطر زلزله و طیف طراحی

برای به‌دست آوردن نسبت شتاب مبنای طرح، A ، می‌توان از نقشه‌های معتبر پهنه‌بندی لرزه‌ای که در آن میزان بیشینه‌ی شتاب زمین برای دوره‌های بازگشت مختلف ارایه شده است، استفاده نمود. با توجه به این که نقشه‌های پهنه‌بندی معتبر شتاب، برای سطح خطر-۲ که در آن دوره‌ی بازگشت ۲۴۷۵ سال (۲٪ احتمال وقوع در ۵۰ سال) درج شده باشد، موجود نیست، با انجام مطالعات لازم و تحلیل خطر ساختگاه میزان نسبت شتاب مبنای طرح برای هر دو سطح خطر یک و دو برآورد گردیده و مقدار آن در سطح خطر-۱ (زلزله با دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ سال) برابر ۰/۲۱ و در سطح خطر-۲ (زلزله با دوره‌ی بازگشت ۲۴۷۵ سال) برابر ۰/۳ به‌دست آمده است.

براساس بند (۱-۶) دستورالعمل بهسازی استفاده از طیف طرح استاندارد برای مقاصد بهسازی محدود و مبنا و مطلوب بلامانع است. لذا طیف ضریب بازتاب ساختمان، B ، مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران در نظر گرفته شده و در شکل (۵-۲) ارایه شده است. طیف طرح استاندارد از حاصل ضرب مقدارهای طیف ضریب بازتاب ساختمان (B) و شتاب مبنای طرح (A) حاصل می‌شود.



شکل (۵-۲): طیف ضریب بازتاب ساختمان

۶-۵- محاسبات بارهای مرده و زنده

بارهای مرده و زنده این ساختمان با توجه به جزییات موجود در نقشه‌ها، براساس استاندارد ۵۱۹ بدست آمده و در جدول (۵-۳) خلاصه شده است. سقف‌های این ساختمان از نوع تیرچه بلوک بوده و دیوارهای آن با آجر مجوف و ملات ماسه‌سیمان ساخته شده‌اند. همچنین کاربری این ساختمان مسکونی می‌باشد.

جدول (۵-۳): مقادیر بارهای به‌دست آمده برای ساختمان

$625 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$	بار مرده واحد سطح بام
$600 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$	بار مرده واحد سطح سایر طبقات
$215 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$	بار واحد سطح دیوارهای پیرامونی شرقی و غربی
$305 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$	بار واحد سطح دیوارهای پیرامونی شمالی و جنوبی
$170 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$	بار واحد طول جان‌پناه شرقی و غربی
$240 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$	بار واحد طول جان‌پناه شمالی و جنوبی
$150 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$	بار زنده واحد سطح بام
$200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$	بار زنده واحد سطح سایر طبقات

۷-۵- محاسبات بار زلزله به روش استاتیکی خطی

در روش تحلیل استاتیکی خطی طبق دستورالعمل بهسازی، برش پایه‌ی ساختمان در زلزله سطح خطر مورد نظر با استفاده از رابطه‌ی ذیل محاسبه می‌شود:

$$V = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W$$

ضرایب C_1 الی C_3 و C_m براساس شکل (۳-۶) به صورت زیر محاسبه شده است:

$$C_1 = 1 + \frac{T_s - T}{2T_s - 0.2}, \quad 1 \leq C_1 \leq 1.5$$

زمین محل ساختمان از نوع II است، بنابراین:

$$T_s = 0.5 \text{ sec}$$

زمان تناوب‌های اصلی نوسان این ساختمان در هر دو جهت طولی و عرضی مطابق ذیل است:

$$\Rightarrow \text{جهت طولی و عرضی قاب خمشی بتنی} \quad T_{\text{طولی}} = T_{\text{عرضی}} = 0.07(H)^{3/4} = 0.4 \text{ sec}$$

بنابراین:

$$C_1 = 1.125$$

به دلیل خطی بودن تحلیل، مقدار C_2 برابر واحد در نظر گرفته شده است.

ضریب C_3 در ابتدا برابر واحد فرض می‌شود و پس از انجام تحلیل، این مقدار اصلاح می‌شود.

ضریب C_m با توجه به جدول (۳-۱) برای ساختمان سه طبقه‌ی بتنی که دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی است، برابر ۰/۹ است.

مقدار S_a برابر است با:

$$S_a = A.B = 0.21 \times 2.5 = 0.525$$

در سطح خطر-۱:

$$S_a = A.B = 0.3 \times 2.5 = 0.75$$

در سطح خطر-۲:

وزن کل ساختمان (W)، شامل بار مرده به اضافه ۲۰٪ درصد از بار زنده (مطابق استاندارد ۲۸۰۰)، برابر ۵۱۶/۳۸۵ تن به دست آمده است.

بنابراین برش پایه‌ی این ساختمان برابر است با:

$$V_x = 1.125 \times 1 \times 1 \times 0.9 \times 0.525 \times 516.385 = 274.49 \text{ ton} \quad \text{در سطح خطر-۱:}$$

$$V_y = 1.125 \times 1 \times 1 \times 0.9 \times 0.525 \times 516.385 = 274.49 \text{ ton} \quad \text{در جهت عرضی}$$

$$V_x = 1.125 \times 1 \times 1 \times 0.9 \times 0.75 \times 516.385 = 392.13 \text{ ton} \quad \text{در سطح خطر-۲:}$$

$$V_y = 1.125 \times 1 \times 1 \times 0.9 \times 0.75 \times 516.385 = 392.13 \text{ ton} \quad \text{در جهت عرضی}$$

اصلاح ضریب C_3 :

پس از تحلیل ابتدایی و محاسبه ی تغییر مکان نسبی مرکز سختی هر طبقه (δ_i) در جهت طولی و عرضی و نیز محاسبه ی برش هر طبقه (V_i) در جهت طولی و عرضی، مقادیر ضریب پایداری هر طبقه در جهت مورد نظر مطابق جدول (۴-۵) به دست می آید.

جدول (۴-۵): مقادیر ضریب پایداری

طبقه	(ton) P_i	(cm) δ_{xi}	(cm) δ_{yi}	(ton) V_{xi}	(ton) V_{yi}	(cm) h_i	$\theta_{xi} = \frac{P_i \delta_{xi}}{V_{xi} h_i}$	$\theta_{yi} = \frac{P_i \delta_{yi}}{V_{yi} h_i}$
۳	۲۰۹/۸	۶/۲۸	۶/۹۶	۱۲۸/۳	۱۲۸/۳	۳۳۰	۰/۰۳۲	۰/۰۴۰
۲	۳۸۸/۸۱	۸/۰۳	۹/۵۹	۲۲۱/۳۸	۲۲۱/۳۸	۳۳۰	۰/۰۴۴	۰/۰۵۳
۱	۵۹۸/۶۲	۶/۱۵	۷/۷۹	۲۷۴/۴۹	۲۷۴/۴۹	۳۸۵	۰/۰۳۵	۰/۰۳۹

در جدول فوق:

 P_i : بخشی از وزن سازه شامل بار مرده و بار زنده ی دایم در طبقه ی i -ام؛ δ_i : تغییر مکان نسبی مرکز سختی طبقه ی i -ام در جهت مورد نظر؛ V_i : نیروی برشی طبقه ی i -ام در جهت مورد نظر؛ h_i : ارتفاع طبقه ی i -ام است.

$$\theta_{\max} = \max(\theta_{xi}, \theta_{yi}) = 0.053 < 0.1 \Rightarrow C_3 = 1$$

بنابراین فرض C_3 برابر یک صحیح بوده است.

توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان براساس رابطه (۳-۸)، در جدول (۵-۵) خلاصه شده است:

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum W_j h_j^k} V, \quad 1 \leq k = 0.5T + 0.75 \leq 2 \Rightarrow k = 1$$

در رابطه ی فوق:

 F_i : نیروی جانبی وارد بر طبقه ی i -ام؛ W_i : وزن طبقه ی i -ام در محاسبات زلزله؛ h_i : ارتفاع طبقه ی i -ام از تراز پایه؛ V : برش پایه؛ k : ضریبی است که تابع زمان تناوب سازه است.

جدول (۵-۵): توزیع نیروی جانبی در ارتفاع برای سطوح خطر ۱ و ۲

طبقه	W_i (ton)	h_i (m)	$W_i h_i^K$	$\frac{W_i h_i^K}{\sum W_j h_j^K}$	سطح خطر ۱	سطح خطر ۲
					$F_{xi} = F_{yi}$ (ton)	$F_{xi} = F_{yi}$ (ton)
۱	۱۸۰/۲۸	۳/۸۵	۶۹۴/۰۸	۰/۱۹۳	۵۳/۱۱	۷۵/۸۸
۲	۱۷۲/۵۳۵	۷/۰۵	۱۲۱۶/۳۶	۰/۳۴	۹۳/۰۸	۱۳۲/۹۷
۳	۱۶۳/۵۷	۱۰/۲۵	۱۶۷۶/۶	۰/۴۶۷	۱۲۸/۳	۱۸۳/۲۸
جمع	۵۱۶/۳۸۵		۳۵۸۷/۰۴	۱	۲۷۴/۴۹	۳۹۲/۱۳

۵-۸- مدل سازی خطی

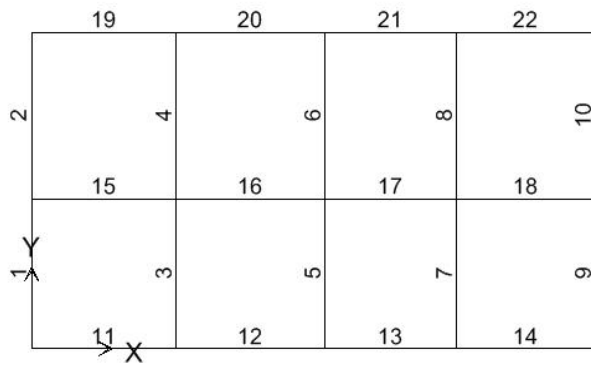
همان‌طور که در بند (۱-۲) ذکر شد پس از اتمام مرحله شناخت وضع موجود ساختمان مرحله ارزیابی کمی با مدل سازی سازه آغاز می‌شود.

مدل سازی این سازه به منظور انجام تحلیل‌ها با استفاده از نرم افزار SAP2000 صورت گرفته است. تمام اعضای اصلی سازه مدل شده‌اند. سیستم باربر ثقیلی و جانبی ساختمان در هر دو جهت، قاب خمشی است. جزییات مدل این سازه در SAP، در شکل‌های (۳-۵) تا (۹-۵) نشان داده شده است. براساس نقشه‌های موجود مشخصات مقاطع اعضا در جدول (۵-۶) ارایه شده است.

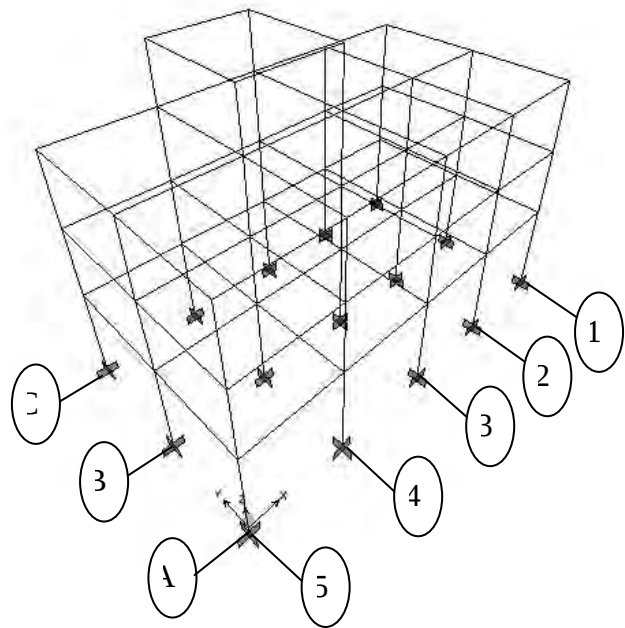
جدول (۵-۶): مشخصات مقاطع اعضا

مقطع	ابعاد مقطع (cm)		پوشش بتن (cm)	
	عرض	ارتفاع	پایین	بالا
B1	۴۰	۳۰	۴	۴
B2	۴۰	۴۰	۴	۴
C1	۴۰	۴۰	۴	۴
C2	۳۵	۳۵	۴	۴
C3	۳۵	۳۵	۴	۴

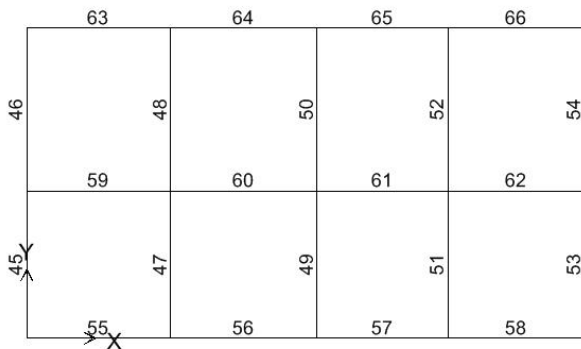
به دلیل این که در بازرسی‌ها هیچ‌گونه تغییر شکل دائمی یا خروج از مرکزیت و یا ضعف و آسیبی که سبب کاهش مقاطع اعضا شود، دیده نشده، از مقادیر جدول فوق در مدل سازی استفاده شده است. هم‌چنین سختی اعضا طبق جدول (۶-۲) دستورالعمل بهسازی تعیین شده و در مدل نرم افزاری منظور شده است. بر این اساس سختی خمشی موثر تیرها برابر $0.35 E_c I_g$ لحاظ شده و در مورد ستون‌ها با توجه به مقدار بار محوری فشاری ناشی از بار ثقیلی طراحی آن‌ها، بین $0.5 E_c I_g$ و $0.7 E_c I_g$ در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است که میانقاب‌های این سازه از قاب‌ها جدا شده‌اند و سختی آن‌ها در مدل لحاظ نشده است.



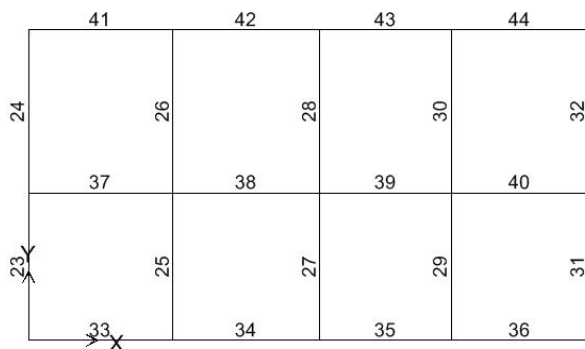
شکل (۵-۴): پلان تیرریزی طبقه همکف



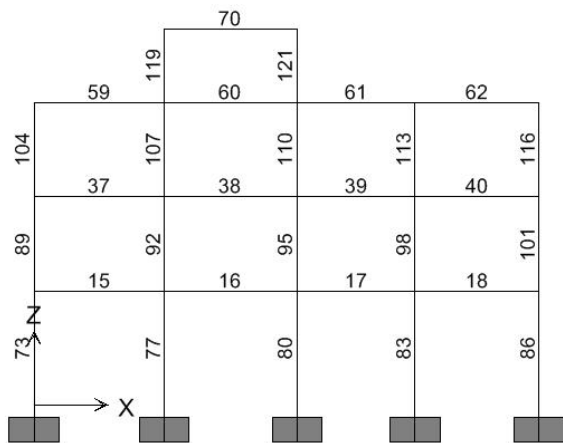
شکل (۵-۳): مدل سه بعدی ساختمان



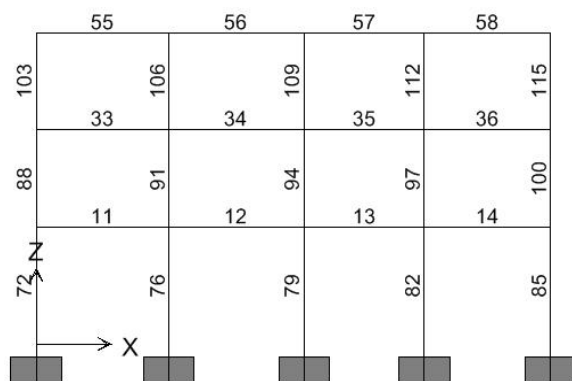
شکل (۵-۶): پلان تیرریزی طبقه دوم



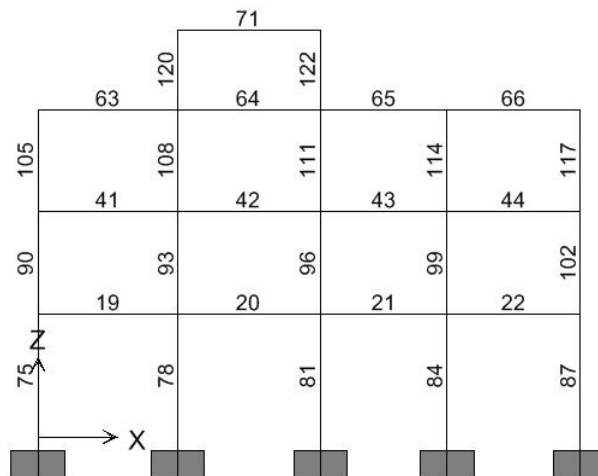
شکل (۵-۵): پلان تیرریزی طبقه اول



شکل (۵-۸): قاب محور B



شکل (۵-۷): قاب محور A



شکل (۹-۵): قاب محور C

۹-۵- انتخاب اولیه روش تحلیل

به منظور استفاده از روش تحلیل استاتیکی خطی باید مطابق بند (۳-۳-۱)، ضوابط ذیل کنترل شود.

$$T_s = 0.5 \text{ sec}$$

$$T_x = T_y = 0.4 \text{ sec}$$

$$0.4 < 3.5T_s = 1.75 \quad \checkmark \text{ ok} \quad \text{۱- کنترل زمان تناوب اصلی ساختمان:}$$

۲- کنترل تغییر ابعاد پلان: هیچ‌گونه تغییر ابعاد پلان در طبقات وجود ندارد.

۳- کنترل سیستم باربر جانبی متعامد: سازه در هر دو جهت X و Y دارای سیستم باربر جانبی است.

۴- کنترل نامنظمی در سختی پیچشی: یعنی نسبت حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی در هر طبقه و در هر راستا، کمتر از ۱/۵ برابر نسبت تغییرمکان نسبی متوسط آن طبقه در همان راستا به ارتفاع آن طبقه باشد.

جدول (۷-۵): کنترل نامنظمی در سختی پیچشی

طبقه	Drift _{max}		Drift		Drift _{max} /Drift		Drift _{max} /Drift < 1.5	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
۳	۰/۰۲۱۴	۰/۰۲۸	۰/۰۲۱۲	۰/۰۲۷۴	۱/۰۱	۱/۰۲	بله	بله
۲	۰/۰۲۳۸	۰/۰۲۷۶	۰/۰۲۳۵	۰/۰۲۶۹	۱/۰۱۴	۱/۰۲۷	بله	بله
۱	۰/۰۱۶۲	۰/۰۱۸۶	۰/۰۱۶۰	۰/۰۱۸۱	۱/۰۱۵	۱/۰۲۹	بله	بله

۵- کنترل نامنظمی جرم و سختی در ارتفاع: یعنی نسبت تغییرمکان متوسط جانبی نسبی در هر طبقه و در هر راستا، به استثنای

خرپشته، کمتر از ۵۰ درصد با طبقه بالا یا پایین آن در همان راستا اختلاف داشته باشد.

جدول (۵-۸): کنترل نامنظمی جرم و سختی در ارتفاع

طبقه	h (cm)	$\overline{\text{Drift}}$		$\lambda = \frac{\max[\overline{(\text{Drift})}_i, \overline{(\text{Drift})}_{i+1}]}{\min[\overline{(\text{Drift})}_i, \overline{(\text{Drift})}_{i+1}]}$		$\lambda < 1.5$	
		X	Y	X	Y	X	Y
۳	۳۲۰	۰/۰۲۱۲	۰/۰۲۷۴	۱/۱۱	۱/۰۲	بله	بله
۲	۳۲۰	۰/۰۲۳۵	۰/۰۲۶۹	۱/۴۷	۱/۴۹	بله	بله
۱	۳۸۵	۰/۰۱۶۰	۰/۰۱۸۱				

با توجه به موارد فوق، می توان از روش تحلیل استاتیکی خطی استفاده نمود. سایر کنترل ها برای بررسی اعتبار نتایج این روش، بعد از محاسبه مقادیر DCR انجام خواهد شد.

۵-۱۰-۱- بررسی پارامترهای اثر گذار

۵-۱۰-۱-۱- اثر همزمانی مولفه های متعامد زلزله

با توجه به وجود ستون های مشترک بین دو یا چند قاب باربر جانبی در دو جهت متعامد، در ترکیب بارها، ۳۰ درصد نیروهای ناشی از زلزله در جهت متعامد نیز منظور شده است.

۵-۱۰-۲- اثر مولفه ی قائم زلزله

به دلیل عدم وجود عضو طره در این سازه یا سایر اعضایی که مولفه ی قائم زلزله در آن ها تاثیر جدی داشته باشد، از اثر مولفه ی قائم زلزله صرف نظر شده است.

۵-۱۰-۳- اثر $P-\Delta$

تصحیح ضریب C_3 در بند (۷-۵) انجام شده است.

۵-۱۰-۴- ملاحظات پیچش

با توجه به شکل (۲-۶)، به منظور بررسی لزوم در نظر گرفتن پیچش اتفاقی، نیاز به محاسبه ی η (نسبت حداکثر تغییر مکان افقی طبقه به تغییر مکان افقی مرکز جرم آن طبقه) در تمام طبقات ساختمان است. مقادیر η با در نظر گرفتن خروج از مرکزیتی برابر با ۵٪ بعد ساختمان در جهت عمود بر راستای نیروی زلزله محاسبه شده و نتایج آن در جداول (۵-۹) تا (۵-۱۲) ارایه شده است.

جدول (۹-۵): جابجایی مرکز جرم در جهت مثبت محور X

طبقه	$(\text{cm}) \delta_{\max}$	$(\text{cm}) \delta_{\text{cm}}$	$\eta_{\max}$	$\eta_{\max} < 1.1$
	Y	Y		
۱	۷/۴۹	۷	۱/۰۷۰	بله
۲	۱۷/۷۷	۱۶/۵۹	۱/۰۷۱	بله
۳	۲۶/۲۰	۲۴/۴۸	۱/۰۷۰	بله

جدول (۱۰-۵): جابجایی مرکز جرم در جهت منفی محور X

طبقه	$(\text{cm}) \delta_{\max}$	$(\text{cm}) \delta_{\text{cm}}$	$\eta_{\max}$	$\eta_{\max} < 1.1$
	Y	Y		
۱	۸	۷/۰۹	۱/۱۲۸	خیر
۲	۱۸/۹۳	۱۶/۴۸	۱/۱۲۴	خیر
۳	۲۷/۷۱	۲۴/۷۲	۱/۱۲۱	خیر

جدول (۱۱-۵): جابجایی مرکز جرم در جهت مثبت محور Y

طبقه	$(\text{cm}) \delta_{\max}$	$(\text{cm}) \delta_{\text{cm}}$	$\eta_{\max}$	$\eta_{\max} < 1.1$
	X	X		
۱	۶/۵	۶/۲	۱/۰۴۸	بله
۲	۱۴/۹۷	۱۴/۲۸	۱/۰۴۸	بله
۳	۲۱/۵۸	۲۰/۶	۱/۰۴۸	بله

جدول (۱۲-۵): جابجایی مرکز جرم در جهت منفی محور Y

طبقه	$(\text{cm}) \delta_{\max}$	$(\text{cm}) \delta_{\text{cm}}$	$\eta_{\max}$	$\eta_{\max} < 1.1$
	X	X		
۱	۶/۳۲	۶/۱۶	۱/۰۲۶	بله
۲	۱۴/۵۶	۱۴/۲	۱/۰۲۵	بله
۳	۲۱/۰۳	۲۰/۵	۱/۰۲۶	بله

در این جداول $\delta_{\max}$ حداکثر تغییر مکان افقی طبقه تحت کل لنگر پیچشی و δ_{cm} تغییر مکان افقی مرکز جرم آن طبقه تحت کل لنگر پیچشی است.

با توجه به نتایج جداول فوق در نظر گرفتن پیشش اتفاقی فقط برای حالتی که مرکز جرم به اندازه ۵٪ بعد ساختمان در جهت منفی محور X جابجا شده است، الزامی است.

۵-۱۰-۵- بررسی صلیبیت دیافراگم

الف) مطابق بند (۳-۲-۴-۱) دستورالعمل بهسازی صلیبیت دیافراگم طبقات در جهت های x و y کنترل شده و نتایج آن در جداول (۵-۱۳) و (۵-۱۴) ارایه شده است.

جدول (۵-۱۳): کنترل صلیبیت دیافراگم طبقات در جهت محور X

طبقه	Δ_{s_i} (cm)	Δ_{dia} (cm)	$\frac{\Delta_{dia}}{\Delta_{s_i} - \Delta_{s_{i-1}}}$	$\frac{\Delta_{dia}}{\Delta_{s_i} - \Delta_{s_{i-1}}} < 0.5$
۳	۲۰/۴۶	۰/۲۶	۰/۰۴	بله
۲	۱۴/۱۸	۰/۱۹۵	۰/۰۲	بله
۱	۶/۱۵	۰/۰۹	۰/۰۱	بله

جدول (۵-۱۴): کنترل صلیبیت دیافراگم طبقات در جهت محور Y

طبقه	Δ_{s_i} (cm)	Δ_{dia} (cm)	$\frac{\Delta_{dia}}{\Delta_{s_i} - \Delta_{s_{i-1}}}$	$\frac{\Delta_{dia}}{\Delta_{s_i} - \Delta_{s_{i-1}}} < 0.5$
۳	۲۴/۳۳	۰/۶۱	۰/۰۸	بله
۲	۱۶/۵۵	۰/۴۶	۰/۰۵	بله
۱	۶/۹۶	۰/۲۰	۰/۰۳	بله

در جداول فوق:

Δ_{dia} : حداکثر تغییرشکل دیافراگم؛

Δ_{s_i} : متوسط تغییرمکان جانبی طبقه ی i-ام؛

$\Delta_{s_{i-1}}$: متوسط تغییرمکان جانبی طبقه ی i-1-ام.

با توجه به جداول فوق، دیافراگم طبقات در هر دو راستای x و y صلب هستند.

ب) نیروی جانبی برای تحلیل دیافراگم براساس رابطه ی (۳-۱۰) و جدول (۵-۵) محاسبه شده و در جدول (۵-۱۵) ارایه شده است.

$$F_{pi} = \frac{\sum_{j=i}^n F_j}{\sum_{j=i}^n W_j} W_i$$

در رابطه ی فوق:

F_{pi} : نیروی جانبی دیافراگم طبقه ی i-ام؛

F_j : نیروی جانبی وارد بر طبقه ی j-ام؛

W_j : وزن طبقه ی j-ام در محاسبات زلزله؛

W_i : وزن دیافراگم مطابق تعریف استاندارد ۲۸۰۰ است.

جدول (۵-۱۵): نیروی جانبی اعمال شده بر دیافراگم

طبقه	F_i		W_i	F_i تجمعی		W_i تجمعی	F_{pi}	
	X	Y		X	Y		X	Y
۳	۱۲۸/۳	۱۲۸/۳	۱۶۳/۵۷	۱۲۸/۳	۱۲۸/۳	۱۶۳/۵۷	۱۲۸/۳	۱۲۸/۳
۲	۹۳/۰.۸	۹۳/۰.۸	۱۷۲/۵۳.۵	۲۲۱/۳۸	۲۲۱/۳۸	۳۳۶/۱	۱۱۳/۶۴	۱۱۳/۶۴
۱	۵۳/۱۱	۵۳/۱۱	۱۸۰/۲۸	۲۷۴/۴۹	۲۷۴/۴۹	۵۱۶/۳۸	۹۵/۸۳	۹۵/۸۳

- واحدها بر حسب تن است.

۵-۱۰-۶- ترکیب بارها

دو نوع ترکیب بار ثقلی مجزا مطابق روابط (۳-۳۰) در ترکیب با بارهای زلزله به شرح زیر در نظر گرفته شده است.

$$Q_G = 1.1 \times (Q_D + Q_L)$$

$$Q_G = 0.9 \times Q_D$$

که در آن، Q_D بار مرده و Q_L بار زنده‌ی موثر است.

به منظور بدست آوردن نیروها و تغییرشکل‌های مقاطع اعضا حسب نیاز از ترکیب بارهای حالت کنترل‌شونده توسط تغییرشکل و

حالت کنترل‌شونده توسط نیرو استفاده شده است. این ترکیب بارها در ذیل آورده شده‌اند.

ترکیب بارهای حالت کنترل‌شونده توسط تغییرشکل:

- | | |
|-------------|--|
| 1. COMBG | $1.1 \times (Q_D + Q_L)$ |
| 2. COMBD1 | $1.1 \times (Q_D + Q_L) + EX + 0.3 \times EY(e_N)$ |
| 3. COMBD2 | $1.1 \times (Q_D + Q_L) + EX - 0.3 \times EY(e_N)$ |
| 4. COMBD3 | $1.1 \times (Q_D + Q_L) - EX + 0.3 \times EY(e_N)$ |
| 5. COMBD4 | $1.1 \times (Q_D + Q_L) - EX - 0.3 \times EY(e_N)$ |
| 6. COMBD5 | $1.1 \times (Q_D + Q_L) + EY(e_N) + 0.3 \times EX$ |
| 7. COMBD6 | $1.1 \times (Q_D + Q_L) + EY(e_N) - 0.3 \times EX$ |
| 8. COMBD7 | $1.1 \times (Q_D + Q_L) - EY(e_N) + 0.3 \times EX$ |
| 9. COMBD8 | $1.1 \times (Q_D + Q_L) - EY(e_N) - 0.3 \times EX$ |
| 10. COMBD9 | $0.9 \times Q_D + EX + 0.3 \times EY(e_N)$ |
| 11. COMBD10 | $0.9 \times Q_D + EX - 0.3 \times EY(e_N)$ |
| 12. COMBD11 | $0.9 \times Q_D - EX + 0.3 \times EY(e_N)$ |
| 13. COMBD12 | $0.9 \times Q_D - EX - 0.3 \times EY(e_N)$ |
| 14. COMBD13 | $0.9 \times Q_D + EY(e_N) + 0.3 \times EX$ |
| 15. COMBD14 | $0.9 \times Q_D + EY(e_N) - 0.3 \times EX$ |
| 16. COMBD15 | $0.9 \times Q_D - EY(e_N) + 0.3 \times EX$ |
| 17. COMBD16 | $0.9 \times Q_D - EY(e_N) - 0.3 \times EX$ |

ترکیب بارهای حالت کنترل شونده توسط نیرو:

1. COMBG	$1.1 \times (Q_D + Q_L)$
2. COMBF1	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EX / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 \times EY(e_N) / (C_1 C_2 C_3 J)$
3. COMBF2	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EX / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 \times EY(e_N) / (C_1 C_2 C_3 J)$
4. COMBF3	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EX / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 \times EY(e_N) / (C_1 C_2 C_3 J)$
5. COMBF4	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EX / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 \times EY(e_N) / (C_1 C_2 C_3 J)$
6. COMBF5	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EY(e_N) / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 \times EX / (C_1 C_2 C_3 J)$
7. COMBF6	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EY(e_N) / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 \times EX / (C_1 C_2 C_3 J)$
8. COMBF7	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EY(e_N) / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 \times EX / (C_1 C_2 C_3 J)$
9. COMBF8	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EY(e_N) / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 \times EX / (C_1 C_2 C_3 J)$
10. COMBF9	$0.9 \times Q_D + EX / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 \times EY(e_N) / (C_1 C_2 C_3 J)$
11. COMBF10	$0.9 \times Q_D + EX / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 \times EY(e_N) / (C_1 C_2 C_3 J)$
12. COMBF11	$0.9 \times Q_D - EX / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 \times EY(e_N) / (C_1 C_2 C_3 J)$
13. COMBF12	$0.9 \times Q_D - EX / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 \times EY(e_N) / (C_1 C_2 C_3 J)$
14. COMBF13	$0.9 \times Q_D + EY(e_N) / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 \times EX / (C_1 C_2 C_3 J)$
15. COMBF14	$0.9 \times Q_D + EY(e_N) / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 \times EX / (C_1 C_2 C_3 J)$
16. COMBF15	$0.9 \times Q_D - EY(e_N) / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 \times EX / (C_1 C_2 C_3 J)$
17. COMBF16	$0.9 \times Q_D - EY(e_N) / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 \times EX / (C_1 C_2 C_3 J)$

در روابط فوق:

Q_D : بار مرده؛

Q_L : بار زنده؛

EX : بار زلزله در جهت X؛

EY : بار زلزله در جهت Y است.

۵-۱۱- تحلیل خطی و محاسبه مقادیر نیازها

براساس فرضیاتی که تا این مرحله در نظر گرفته شده است مدل سازه در نرم افزار SAP2000 تهیه شده و تحلیل خطی انجام شده است. براساس نتایج این تحلیل، مقادیر نیاز اعضای سازه تعیین شده اند. این نیازها در تیرها عبارتند از نیروی برشی و لنگر خمشی و در ستون ها عبارتند از نیروی برشی در جهت محوره های محلی ۲ و ۳، لنگر خمشی حول محوره های محلی ۲ و ۳ و نیروی محوری. این مقادیر به عنوان نمونه برای تعدادی از تیرها و ستون ها در ابتدا و انتهای عضو در جداول (۵-۱۶) و (۵-۱۷) ارائه شده اند.

لازم به توضیح است که تلاش های داخلی تیرها در بر ستون و تلاش های داخلی ستون ها در بر تیر تعیین شده است.

جدول (۵-۱۶): مقادیر نیازها در تیرها در سطح خطر-۱

شماره‌ی عضو	فاصله‌ی نسبی مقطع	ترکیب بار	M3-3	V2-2
1	0	COMBD13	4.42E+08	1.89E+05
1	1	COMBF5	-	1.15E+05
39	0	COMBD10	1.57E+08	5.09E+04
39	0	COMBF3	-	-1.26E+05
66	1	COMBD12	1.04E+08	-2.57E+04
66	0	COMBF4	-	-7.83E+04

- واحدها بر حسب نیوتن و میلی‌متر است.

در جدول فوق به دلیل این‌که تلاش‌های خمشی در المان‌های تیر، کنترل‌شونده توسط تغییرشکل هستند، لذا مقادیر آن‌ها برای ترکیب بارهای حالت کنترل‌شونده توسط نیرو محاسبه نشده است.

جدول (۵-۱۷): مقادیر نیازها در ستون‌ها در سطح خطر-۱

شماره‌ی عضو	فاصله‌ی نسبی مقطع	ترکیب بار	M ₃₋₃	M ₂₋₂	V ₂₋₂	V ₃₋₃	P
72	0	COMBD14	-1.68E+08	5.25E+08	-6.51E+04	1.88E+05	8.16E+04
72	0	COMBF3	-	-	-7.56E+04	2.10E+04	-3.57E+05
72	0	COMBF8	-	-	-2.06E+04	-8.84E+04	-4.75E+05
72	0	COMBD8	-9.20E+07	-5.38E+08	-3.68E+04	-1.96E+05	-7.33E+05
98	0	COMBD15	8.46E+07	-3.31E+08	5.12E+04	-1.95E+05	-2.45E+05
98	0	COMBF3	-	-	-8.02E+04	2.63E+04	-4.15E+05
98	0	COMBF7	-	-	2.10E+04	-8.69E+04	-3.97E+05
98	0	COMBD6	-9.14E+07	3.11E+08	-5.55E+04	1.83E+05	-4.40E+05
117	1	COMBD1	-1.51E+08	-4.52E+07	7.29E+04	2.00E+04	-1.37E+05
117	1	COMBF1	-	-	4.22E+04	1.23E+04	-9.76E+04
117	1	COMBF6	-	-	1.09E+04	3.13E+04	-8.14E+04
117	0	COMBD1	6.52E+07	1.94E+04	7.29E+04	2.00E+04	-1.46E+05

- واحدها بر حسب نیوتن و میلی‌متر است.

در جدول مقادیر نیازها در ستون ها به دلیل اینکه تلاش های خمشی در المان های ستون، کنترل شونده توسط تغییر شکل هستند، لذا مقادیر آن ها برای ترکیب بارهای حالت کنترل شونده توسط نیرو محاسبه نشده است.

۵-۱۲- محاسبه ی ظرفیت تیرها

در این مرحله ظرفیت های خمشی و برشی اعضای تیر براساس آیین نامه آبا محاسبه شده است. ظرفیت خمشی تیرها به میزان آرماتورهای طولی در بالا و پایین مقطع وابسته است. بنابراین ظرفیت خمشی مثبت و منفی در تیر می تواند در مقاطع مختلف متفاوت باشد و باید در مقاطع مورد نظر محاسبه شود. در این مثال مقادیر طول های مهاری و وصله ها براساس ضوابط آیین نامه ی آبا کنترل شده و در محاسبه ظرفیت ها لحاظ شده اند. برای تعیین ظرفیت برشی، روش های تقریبی و دقیق وجود دارد. در روش تقریبی یک مقدار مستقل برای ظرفیت برشی تعیین می شود، ولی در روش دقیق، ظرفیت برشی به مقادیر نیاز برشی و خمشی در مقطع مورد بررسی وابسته است. در این مثال از روش دقیق آیین نامه ی آبا برای تعیین ظرفیت برشی استفاده شده است. بنابراین ظرفیت های برشی در هر مقطع از تیر و برای هر ترکیب بار متفاوت خواهد بود. با توجه به توضیحات فوق، برای نمونه مقادیر ظرفیت ها برای چند تیر در مقطع ابتدایی (فاصله نسبی مقطع برابر صفر) و انتهایی (فاصله نسبی مقطع برابر یک) محاسبه و نتایج در جدول (۵-۱۸) ارائه شده اند.

جدول (۵-۱۸): مقادیر ظرفیت برشی و خمشی تیرها در سطح خطر-۱

ظرفیت برشی	ظرفیت خمشی مثبت مورد انتظار	ظرفیت خمشی منفی مورد انتظار	ترکیب بار	فاصله ی نسبی مقطع	شماره ی عضو
-	1.13E+08	1.84E+08	COMBD*	0	1
1.77E+05	-	-	COMBF13	1	1
-	8.00E+07	1.52E+08	COMBD*	0	39
1.26E+05	-	-	COMBF10	0	39
-	6.20E+07	1.29E+08	COMBD*	1	66
1.29E+05	-	-	COMBF12	0	66

- واحدها بر حسب نیوتن و میلی متر است.

COMBD*: کلیه ی ترکیب بارهای حالت کنترل شونده توسط تغییر شکل.

در جدول فوق به دلیل این که ظرفیت برشی در المان های تیر وابسته به مقادیر تلاش های برشی و خمشی در ترکیب بار مورد نظر است، لذا در کلیه ترکیب بارهای حالت کنترل شونده توسط تغییر شکل نمی توان یک مقدار واحد به ظرفیت برشی نسبت داد. هم چنین محاسبه ی کرانه پایین ظرفیت های خمشی تیرها مورد نیاز نیست.

۱۳-۵- محاسبه‌ی ظرفیت ستون‌ها

در این مرحله نیز مشابه تیرها، ظرفیت‌های خمشی، برشی و محوری اعضای ستون براساس آیین‌نامه‌ی آبا محاسبه شده است. لازم به توضیح است که در محاسبه‌ی مقادیر DCR، ظرفیت خمشی بدون در نظر گرفتن اندرکنش نیروی محوری (جدول ۵-۱۹) محاسبه شده و در محاسبه‌ی معیارهای پذیرش، ظرفیت خمشی با در نظر گرفتن اندرکنش نیروی محوری (جدول ۵-۲۰) محاسبه شده است. نتایج برای چند ستون در مقطع ابتدایی (فاصله‌ی نسبی مقطع برابر صفر) و انتهای (فاصله‌ی نسبی مقطع برابر یک) محاسبه و در جداول (۵-۱۹) و (۵-۲۰) ارائه شده است.

جدول (۵-۱۹): مقادیر ظرفیت خمشی، برشی و محوری ستون‌ها در سطح خطر-۱

ظرفیت محوری مورد انتظار	ظرفیت برشی در جهت ۳	ظرفیت برشی در جهت ۲	ظرفیت خمشی مورد انتظار	ترکیب بار	فاصله‌ی نسبی مقطع	شماره‌ی عضو
6.40E+06	-	-	3.89E+08	COMBD*	0	72
-	1.61E+05	1.57E+05	-	COMBF3	0	72
-	1.58E+05	1.72E+05	-	COMBF8	0	72
4.60E+06	-	-	2.16E+08	COMBD*	0	98
-	1.14E+05	1.16E+05	-	COMBF3	0	98
-	1.16E+05	1.17E+05	-	COMBF7	0	98
3.72E+06	-	-	1.00E+08	COMBD*	1	117
-	1.12E+05	1.14E+05	-	COMBF1	1	117
-	1.16E+05	1.82E+05	-	COMBF6	1	117
3.72E+06	-	-	1.00E+08	COMBD*	0	117

- واحدها بر حسب نیوتن و میلی‌متر است.

COMBD*: کلیه ترکیب بارهای حالت کنترل‌شونده توسط تغییر شکل.

در جدول فوق به دلیل اینکه ظرفیت برشی در المان‌های ستون وابسته به مقادیر تلاش‌های برشی و خمشی در ترکیب بار مورد نظر است، لذا در کلیه ترکیب بارهای حالت کنترل‌شونده توسط تغییر شکل نمی‌توان یک مقدار واحد به ظرفیت برشی نسبت داد. هم‌چنین محاسبه‌ی کرانه‌ی پایین ظرفیت‌های خمشی و محوری ستون‌ها مورد نیاز نیست.

جدول (۵-۲۰): مقادیر ظرفیت خمشی ستون‌ها (اندرکنشی) در سطح خطر-۱

ظرفیت خمشی	ترکیب بار	فاصله‌ی نسبی مقطع	شماره‌ی عضو
3.81E+08	COMBD14	0	72
2.12E+08	COMBD15	0	98
1.18E+08	COMBD1	1	117

۵-۱۴- محاسبه‌ی DCR اعضا

در این مرحله با توجه به نتایج بندهای (۵-۱۱) تا (۵-۱۳) مقادیر DCR براساس رابطه‌ی (۳-۱) محاسبه شده و نتایج در جداول (۵-۲۱) و (۵-۲۲) ارایه شده است. لازم به توضیح است که در محاسبه‌ی DCR اعضا، باید از مقادیر نیاز حاصل از ترکیب بارهای حالت کنترل‌شونده توسط تغییرشکل و ظرفیت‌های مورد انتظار استفاده نمود. DCR لنگر خمشی ستون‌ها نیز باید بدون منظور نمودن اثرات اندرکنش با نیروی محوری محاسبه شوند. پس از آن که DCR همه‌ی تلاش‌های هر عضو تعیین شد، حداکثر آن‌ها که DCR تلاش بحرانی عضو نامیده می‌شود، مشخص شده و به کنترل شرایط نیرویی پرداخته می‌شود. لازم به ذکر است که مقادیر این جداول با احتساب پیچش اتفاقی بدست آمده‌اند. جزییات محاسبه‌ی DCR تیر شماره‌ی ۱ و ستون شماره‌ی ۱۱۷ به عنوان نمونه در پیوست (د) این فصل ارایه شده است.

جدول (۵-۲۱): مقادیر DCR تیرها در سطح خطر-۱

شماره‌ی عضو	فاصله‌ی نسبی مقطع	ترکیب بار	DCR لنگر خمشی	فاصله‌ی نسبی مقطع	ترکیب بار	DCR نیروی برشی جهت ۲-۲	DCR حداکثر
1	0	COMBD13	3.90	0	COMBD8	1.17	3.91
2	1	COMBD16	3.62	1	COMBD5	1.00	3.62
3	0	COMBD13	3.70	0	COMBD8	1.03	3.70
4	1	COMBD16	3.38	1	COMBD5	0.93	3.38
5	0	COMBD14	3.44	0	COMBD7	0.97	3.44
6	1	COMBD15	3.19	1	COMBD6	0.81	3.19
7	0	COMBD14	3.40	0	COMBD7	0.95	3.40
8	1	COMBD15	3.17	1	COMBD6	0.80	3.17
9	0	COMBD14	3.33	0	COMBD7	1.01	3.33
10	1	COMBD15	3.07	1	COMBD6	0.87	3.07
11	0	COMBD10	2.34	1	COMBD2	1.15	2.34
12	1	COMBD11	1.50	0	COMBD3	0.98	1.50
13	0	COMBD10	1.67	0	COMBD3	1.09	1.67
14	1	COMBD11	2.40	0	COMBD3	1.18	2.40
15	0	COMBD10	2.25	1	COMBD2	1.29	2.25
16	1	COMBD11	1.39	0	COMBD3	1.19	1.39
17	0	COMBD10	1.60	0	COMBD3	1.21	1.60
18	1	COMBD11	2.33	0	COMBD3	1.32	2.33
19	0	COMBD9	3.60	1	COMBD1	1.19	3.60
20	1	COMBD12	2.29	1	COMBD1	0.95	2.29
21	0	COMBD9	2.52	1	COMBD1	1.14	2.52
22	1	COMBD12	3.72	0	COMBD4	1.24	3.72
23	0	COMBD13	3.35	0	COMBD8	1.01	3.35
24	1	COMBD16	3.05	1	COMBD5	0.87	3.05
25	0	COMBD13	3.23	0	COMBD8	0.86	3.23
26	1	COMBD16	2.91	1	COMBD5	0.82	2.91
27	0	COMBD14	3.02	0	COMBD7	0.81	3.02

ادامه‌ی جدول (۵-۲۱): مقادیر DCR تیرها در سطح خطر-۱

شماره‌ی عضو	فاصله‌ی نسبی مقطع	ترکیب بار	DCR لنگر خمشی	فاصله‌ی نسبی مقطع	ترکیب بار	DCR نیروی برشی جهت ۲-۲	DCR حداکثر
28	1	COMBD15	2.80	1	COMBD6	0.68	2.80
29	0	COMBD14	3.00	0	COMBD7	0.80	3.00
30	1	COMBD15	2.75	1	COMBD6	0.67	2.75
31	0	COMBD14	2.89	0	COMBD7	0.89	2.89
32	1	COMBD15	2.61	1	COMBD6	0.77	2.61
33	0	COMBD10	2.11	1	COMBD2	1.07	2.11
34	1	COMBD11	1.82	0	COMBD3	1.01	1.82
35	0	COMBD10	2.10	0	COMBD3	1.10	2.10
36	1	COMBD11	2.22	0	COMBD3	1.10	2.22
37	0	COMBD3	2.25	1	COMBD2	1.28	2.25
38	1	COMBD11	1.61	0	COMBD3	1.32	1.61
39	0	COMBD10	1.97	0	COMBD3	1.28	1.97
40	1	COMBD2	2.25	0	COMBD3	1.29	2.25
41	0	COMBD9	2.78	0	COMBD4	1.12	2.78
42	0	COMBD9	2.01	1	COMBD1	0.96	2.01
43	0	COMBD9	2.16	1	COMBD1	1.14	2.16
44	1	COMBD12	2.93	1	COMBD1	1.14	2.93
45	0	COMBD8	2.59	1	COMBD5	0.59	2.59
46	1	COMBD5	2.40	0	COMBD8	0.50	2.40
47	0	COMBD8	2.41	0	COMBD8	0.52	2.41
48	1	COMBD5	2.10	1	COMBD5	0.47	2.10
49	0	COMBD7	2.27	0	COMBD7	0.49	2.27
50	1	COMBD6	1.89	1	COMBD6	0.38	1.89
51	0	COMBD7	2.26	0	COMBD7	0.49	2.26
52	1	COMBD6	2.09	1	COMBD6	0.41	2.09
53	0	COMBD7	2.29	1	COMBD6	0.53	2.29
54	1	COMBD6	2.17	0	COMBD7	0.46	2.17
55	0	COMBD3	2.17	1	COMBD2	0.73	2.17
56	0	COMBD3	1.53	0	COMBD3	0.66	1.53
57	0	COMBD3	1.55	1	COMBD2	1.15	1.55
58	1	COMBD2	2.19	0	COMBD3	0.74	2.19
59	0	COMBD3	1.53	1	COMBD2	0.99	1.53
60	0	COMBD3	1.16	0	COMBD3	1.00	1.16
61	1	COMBD2	1.09	1	COMBD2	0.91	1.09
62	1	COMBD2	1.53	0	COMBD3	1.00	1.53
63	0	COMBD9	1.55	1	COMBD1	0.74	1.55
64	0	COMBD9	0.83	1	COMBD1	0.60	0.83
65	0	COMBD9	0.99	1	COMBD1	0.70	0.99
66	1	COMBD12	1.68	0	COMBD4	0.77	1.68

همان‌طور که در جدول فوق مشاهده می‌شود، DCR حدود ۷۰ درصد تیرها بیش از عدد ۲ شده است. هم‌چنین DCR تیرها در سطح خطر دو محاسبه شده و حدود ۹۰ درصد آن‌ها بیش از عدد ۲ شده است. به دلیل عدم تکرار نتایج DCR تیرها در سطح خطر- ۲ در این جا ارایه نشده‌اند.

جدول (۵-۲۲): مقادیر DCR ستون‌ها در سطح خطر-۱

شماره‌ی عضو	فاصله‌ی نسبی مقطع	ترکیب بار	DCR لنگر خمشی	فاصله‌ی نسبی مقطع	ترکیب بار	DCR نیروی برشی جهت ۲-۲	فاصله‌ی نسبی مقطع	ترکیب بار	DCR نیروی برشی جهت ۳-۳	ترکیب بار	DCR نیروی محوری	DCR حداکثر
72	0	COMBD13	1.38	1	COMBD9	1.17	1	COMBD13	1.75	COMBD8	0.11	1.75
73	0	COMBD15	1.61	0	COMBD3	0.89	0	COMBD16	1.47	COMBD3	0.12	1.61
75	0	COMBD15	1.36	1	COMBD10	1.10	1	COMBD15	1.37	COMBD3	0.11	1.37
76	0	COMBD14	1.28	0	COMBD11	1.14	1	COMBD14	1.10	COMBD7	0.13	1.28
77	0	COMBD16	1.49	0	COMBD11	1.09	0	COMBD16	1.32	COMBD5	0.14	1.49
78	0	COMBD12	1.29	0	COMBD1	1.17	0	COMBD5	0.94	COMBD5	0.14	1.29
79	0	COMBD13	1.24	0	COMBD2	1.14	1	COMBD13	1.02	COMBD8	0.12	1.24
80	0	COMBD15	1.38	0	COMBD2	1.10	0	COMBD15	1.23	COMBD3	0.12	1.38
81	0	COMBD10	1.27	0	COMBD9	1.15	0	COMBD6	0.87	COMBD6	0.13	1.27
82	0	COMBD14	1.27	0	COMBD3	1.18	1	COMBD13	0.98	COMBD8	0.12	1.27
83	0	COMBD15	1.36	0	COMBD3	1.14	0	COMBD15	1.23	COMBD6	0.11	1.36
84	0	COMBD12	1.31	0	COMBD4	1.22	0	COMBD6	0.87	COMBD6	0.11	1.31
85	0	COMBD14	1.16	1	COMBD11	1.29	1	COMBD14	1.41	COMBD7	0.11	1.41
86	0	COMBD16	1.35	0	COMBD2	0.90	0	COMBD15	1.23	COMBD1	0.12	1.35
87	0	COMBD16	1.14	1	COMBD12	1.24	1	COMBD16	1.14	COMBD1	0.11	1.24
88	0	COMBD10	1.15	0	COMBD3	0.93	1	COMBD13	1.38	COMBD8	0.08	1.38
89	0	COMBD16	1.79	0	COMBD3	0.93	0	COMBD8	1.81	COMBD3	0.09	1.81
90	0	COMBD16	1.09	0	COMBD4	0.97	1	COMBD15	1.12	COMBD6	0.08	1.12
91	0	COMBD14	1.30	0	COMBD11	1.34	0	COMBD8	1.03	COMBD7	0.10	1.34
92	0	COMBD16	1.67	0	COMBD3	1.27	0	COMBD8	1.62	COMBD5	0.13	1.67
93	0	COMBD9	1.37	0	COMBD1	1.37	0	COMBD5	0.92	COMBD5	0.11	1.37
94	0	COMBD14	1.31	0	COMBD2	1.36	0	COMBD7	0.96	COMBD8	0.09	1.36
95	0	COMBD15	1.55	0	COMBD2	1.31	0	COMBD15	1.51	COMBD3	0.11	1.55
96	0	COMBD12	1.32	0	COMBD9	1.35	0	COMBD6	0.85	COMBD6	0.10	1.35
97	0	COMBD14	1.37	0	COMBD3	1.42	0	COMBD7	0.96	COMBD7	0.09	1.42
98	0	COMBD15	1.53	0	COMBD3	1.37	0	COMBD15	1.51	COMBD6	0.10	1.53
99	0	COMBD12	1.41	0	COMBD4	1.46	0	COMBD6	0.88	COMBD6	0.09	1.46
100	0	COMBD12	0.98	1	COMBD11	0.95	1	COMBD14	1.14	COMBD7	0.08	1.14
101	0	COMBD15	1.52	0	COMBD2	0.93	0	COMBD15	1.53	COMBD1	0.09	1.53
102	0	COMBD11	0.93	0	COMBD1	0.97	1	COMBD16	0.94	COMBD1	0.08	0.97
103	1	COMBD6	1.66	1	COMBD3	0.54	1	COMBD8	0.61	COMBD13	0.05	1.66
104	1	COMBD16	2.70	1	COMBD3	0.59	1	COMBD8	1.12	COMBD3	0.05	2.70
105	1	COMBD8	1.63	1	COMBD4	0.56	1	COMBD5	0.58	COMBD6	0.04	1.63
106	1	COMBD11	1.96	1	COMBD2	0.81	1	COMBD8	0.54	COMBD7	0.05	1.96
107	1	COMBD15	2.61	1	COMBD3	0.82	1	COMBD8	1.05	COMBD4	0.08	2.61
108	1	COMBD10	2.26	1	COMBD1	0.92	1	COMBD5	0.63	COMBD6	0.07	2.26
109	1	COMBD9	2.01	1	COMBD2	0.85	1	COMBD7	0.51	COMBD8	0.05	2.01
110	0	COMBD13	2.42	1	COMBD2	0.87	1	COMBD14	0.98	COMBD7	0.07	2.42
111	1	COMBD12	2.16	1	COMBD4	0.89	1	COMBD6	0.58	COMBD5	0.06	2.16

ادامه‌ی جدول (۵-۲۲): مقادیر DCR ستون‌ها در سطح خطر-۱

شماره عضو	فاصله نسبی مقطع	ترکیب بار	DCR لنگر خمشی	فاصله نسبی مقطع	ترکیب بار	DCR نیروی برشی جهت ۲-۲	فاصله نسبی مقطع	ترکیب بار	DCR نیروی برشی جهت ۳-۳	ترکیب بار	DCR نیروی محوری	DCR حداکثر
112	1	COMBD11	2.08	1	COMBD3	0.88	1	COMBD7	0.51	COMBD8	0.05	2.08
113	0	COMBD16	2.35	1	COMBD3	0.85	1	COMBD7	0.96	COMBD6	0.06	2.35
114	1	COMBD12	2.11	1	COMBD4	0.89	1	COMBD6	0.48	COMBD6	0.05	2.11
115	1	COMBD5	1.46	1	COMBD2	0.55	1	COMBD7	0.53	COMBD14	0.05	1.46
116	0	COMBD15	2.34	1	COMBD2	0.60	1	COMBD7	0.97	COMBD1	0.05	2.34
117	1	COMBD2	1.50	1	COMBD1	0.57	1	COMBD6	0.49	COMBD1	0.04	1.50

همان‌طور که در جدول فوق مشاهده می‌شود، DCR حدود ۲۰ درصد ستون‌ها بیش از عدد ۲ شده است. همچنین DCR ستون‌ها در سطح خطر دو محاسبه شده و حدود ۷۵ درصد آن‌ها بیش از عدد ۲ شده است. به دلیل عدم تکرار نتایج DCR ستون‌ها در سطح خطر ۲ ارایه نشده‌اند.

۵-۱۵- انتخاب روش تحلیل نهایی

با توجه به این‌که مقادیر DCR در تعدادی از المان‌های سازه‌ای بزرگ‌تر از عدد ۲ شده است و براساس آنچه که در بخش (۳-۳-۱) آمده، لازم است که سه شرط نیرویی دیگر نیز برای تعیین روش تحلیل کنترل گردد:

۱- کنترل وجود انقطاع در سیستم باربر جانبی در ارتفاع و در پلان: انقطاع در سیستم باربر جانبی در ارتفاع و در پلان وجود ندارد.

۲- کنترل وجود طبقه ضعیف: مقدار DCR متوسط برای طبقات مختلف براساس رابطه زیر (رابطه ۳-۲) محاسبه شده و در جدول (۵-۲۳) ارایه شده است.

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

که در آن:

V_i : حداکثر نیروی برشی ناشی از نیروی زلزله در عضو i از طبقه‌ی مورد نظر؛

DCR_i : بزرگ‌ترین نسبت نیرو به ظرفیت در عضو i ؛

n : تعداد کل اعضای باربر طبقه مورد نظر است.

جدول (۵-۲۳): مقدار DCR متوسط طبقات

طبقه	$\overline{DCR}_{Beams}$	$\overline{DCR}_{Columns}$	$\overline{DCR}_{Story}$	$\frac{(\overline{DCR}_{Story})_i}{(\overline{DCR}_{Story})_{i+1}}$	$\frac{(\overline{DCR}_{Story})_i}{(\overline{DCR}_{Story})_{i+1}} < 1.25$
۳	۱/۸۵	۱/۸۱	۱/۸۳		
۲	۲/۵۲	۱/۶۲	۲/۰۵	۱/۱۲	بله
۱	۲/۷۸	۱/۳۰	۲/۱۰	۱/۰۲۴	بله

۳- کنترل نامنظمی شدید در مقاومت پیچشی: سازه دارای نامنظمی شدید در مقاومت پیچشی نیست؛ زیرا مقایسه‌ی مقادیر DCR به‌دست آمده در طرفین مرکز سختی با عنایت به تشابه مقاطع اعضا به لحاظ مشخصه‌های هندسی و مقاومتی، نشان می‌دهد که نسبت آن‌ها کم‌تر از عدد ۱/۵ است.

با توجه به موارد فوق، استفاده از نتایج تحلیل استاتیکی خطی مورد قبول است. لذا در این مثال کنترل معیارهای پذیرش براساس نتایج تحلیل استاتیکی خطی صورت می‌پذیرد که در ادامه جزییات آن ارائه می‌شود.

۵-۱۶- کنترل معیارهای پذیرش تیرها

با توجه به مقادیر نیاز و ظرفیت تلاش‌های برشی و خمشی تیرها در مراحل قبل و با توجه به این که لنگر خمشی کنترل‌شونده توسط تغییرشکل و نیروی برشی کنترل‌شونده توسط نیرو است، معیارهای پذیرش لنگر خمشی با رابطه‌ی (۴-۵) در جدول (۴-۲) و معیارهای پذیرش نیروی برشی با رابطه‌ی (۴-۶) محاسبه می‌شوند. نتایج معیارهای پذیرش تیرها در جدول (۵-۲۴) خلاصه شده‌اند. جزییات محاسبه‌ی معیارهای پذیرش تیر شماره‌ی ۱ به عنوان نمونه در پیوست (د) این فصل ارائه شده است.

جدول (۵-۲۴): معیارهای پذیرش تیرها در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی

شماره‌ی عضو	فاصله‌ی نسبی مقطع	ترکیب بار	معیار پذیرش لنگر خمشی	فاصله‌ی نسبی مقطع	ترکیب بار	معیار پذیرش نیروی برشی جهت ۲-۲	معیار پذیرش حداکثر
1	0	COMBD13	1.30	1	COMBF5	0.65	1.30
2	1	COMBD16	1.21	0	COMBF8	0.58	1.21
3	0	COMBD13	1.23	1	COMBF5	0.54	1.23
4	1	COMBD16	1.13	0	COMBF8	0.53	1.13
5	0	COMBD14	1.15	0	COMBF7	0.50	1.15
6	1	COMBD15	1.06	0	COMBF7	0.43	1.06
7	0	COMBD14	1.13	1	COMBF6	0.50	1.13
8	1	COMBD15	1.06	0	COMBF7	0.43	1.06
9	0	COMBD14	1.11	1	COMBF6	0.57	1.11
10	1	COMBD15	1.02	0	COMBF7	0.51	1.02
11	0	COMBD10	0.78	1	COMBF2	0.77	0.78

ادامه‌ی جدول (۵-۲۴): معیارهای پذیرش تیرها در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی

شماره‌ی عضو	فاصله‌ی نسبی مقطع	ترکیب بار	معیار پذیرش لنگر خمشی	فاصله‌ی نسبی مقطع	ترکیب بار	معیار پذیرش نیروی برشی جهت ۲-۲	معیار پذیرش حداکثر
12	1	COMBD11	1.00	0	COMBF3	0.68	1.00
13	0	COMBD10	1.12	0	COMBF3	0.71	1.12
14	1	COMBD11	0.80	0	COMBF3	0.78	0.80
15	0	COMBD10	1.50	1	COMBF2	0.93	1.50
16	1	COMBD11	0.93	0	COMBF3	0.92	0.93
17	0	COMBD10	1.07	0	COMBF3	0.86	1.07
18	1	COMBD11	1.55	0	COMBF3	0.93	1.55
19	0	COMBD9	1.20	1	COMBF1	0.80	1.20
20	1	COMBD12	0.76	1	COMBF1	0.64	0.76
21	0	COMBD9	0.84	1	COMBF1	0.75	0.84
22	1	COMBD12	1.24	0	COMBF4	0.81	1.24
23	0	COMBD13	1.12	1	COMBF5	0.59	1.12
24	1	COMBD16	1.02	0	COMBF8	0.53	1.02
25	0	COMBD13	1.08	0	COMBF8	0.45	1.08
26	1	COMBD16	0.97	1	COMBF5	0.49	0.97
27	0	COMBD14	1.01	0	COMBF7	0.43	1.01
28	1	COMBD15	0.93	1	COMBF6	0.37	0.93
29	0	COMBD14	1.00	0	COMBF7	0.42	1.00
30	1	COMBD15	0.92	1	COMBF6	0.36	0.92
31	0	COMBD14	0.96	1	COMBF6	0.53	0.96
32	1	COMBD15	0.87	0	COMBF7	0.48	0.87
33	0	COMBD10	0.70	1	COMBF2	0.79	0.79
34	1	COMBD11	0.61	0	COMBF3	0.76	0.76
35	0	COMBD10	0.70	0	COMBF3	0.77	0.77
36	1	COMBD11	0.74	0	COMBF3	0.79	0.79
37	0	COMBD3	1.50	1	COMBF2	1.02	1.50
38	1	COMBD11	1.07	0	COMBF3	1.11	1.11
39	0	COMBD10	1.31	0	COMBF3	0.98	1.31
40	1	COMBD2	1.50	0	COMBF3	1.01	1.50
41	0	COMBD9	0.93	0	COMBF4	0.82	0.93
42	0	COMBD9	0.67	1	COMBF1	0.70	0.70
43	0	COMBD9	1.44	1	COMBF1	0.81	1.44
44	1	COMBD12	0.98	0	COMBF4	0.83	0.98
45	0	COMBD8	0.86	1	COMBF5	0.34	0.86
46	1	COMBD5	0.80	0	COMBF8	0.31	0.80
47	0	COMBD8	0.80	0	COMBF8	0.28	0.80
48	1	COMBD5	0.70	1	COMBF5	0.31	0.70
49	0	COMBD7	0.76	0	COMBF7	0.27	0.76
50	1	COMBD6	0.63	0	COMBF7	0.22	0.63
51	0	COMBD7	0.75	1	COMBF6	0.27	0.75

ادامه‌ی جدول (۵-۲۴): معیارهای پذیرش تیرها در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی

معیار پذیرش حداکثر	معیار پذیرش نیروی برشی جهت ۲-۲	ترکیب بار	فاصله نسبی مقطع	معیار پذیرش لنگر خمشی	ترکیب بار	فاصله‌ی نسبی مقطع	شماره‌ی عضو
0.70	0.24	COMBF7	0	0.70	COMBD6	1	52
0.76	0.31	COMBF6	1	0.76	COMBD7	0	53
0.72	0.29	COMBF7	0	0.72	COMBD6	1	54
0.72	0.58	COMBF2	1	0.72	COMBD3	0	55
0.54	0.54	COMBF3	0	0.51	COMBD3	0	56
1.03	0.88	COMBF2	1	1.03	COMBD3	0	57
0.73	0.57	COMBF3	0	0.73	COMBD2	1	58
1.02	0.88	COMBF2	1	1.02	COMBD3	0	59
0.94	0.94	COMBF3	0	0.77	COMBD3	0	60
0.79	0.79	COMBF2	1	0.73	COMBD2	1	61
0.86	0.86	COMBF3	0	0.51	COMBD2	1	62
0.59	0.59	COMBF1	1	0.52	COMBD9	0	63
0.49	0.49	COMBF1	1	0.28	COMBD9	0	64
0.56	0.56	COMBF1	1	0.33	COMBD9	0	65
0.60	0.60	COMBF4	0	0.56	COMBD12	1	66

همان‌طور که در جدول فوق مشاهده می‌شود، معیار پذیرش حدود ۶۰ درصد تیرها کمتر از عدد ۱ شده است. هم‌چنین معیار پذیرش تیرها در سطح خطر دو و سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش محاسبه شده و حدود ۴۱ درصد آن‌ها کمتر از عدد ۱ شده است. به دلیل عدم تکرار نتایج معیار پذیرش تیرها در سطح خطر ۲ در این‌جا ارایه نشده‌اند.

۵-۱۷- کنترل معیارهای پذیرش ستون‌ها

براساس مقادیر نیازها و ظرفیت‌ها که در مراحل قبل محاسبه شده‌اند و هم‌چنین روابط (۴-۶) و (۴-۹) و (۴-۱۰) و جدول (۴-۶)، معیارهای پذیرش ستون‌ها در جدول (۵-۲۵) آمده است. محاسبه‌ی معیارهای پذیرش ستون شماره ۱۱۷ به عنوان نمونه در پیوست (د) این فصل ارایه شده است.

جدول (۵-۲۵): معیارهای پذیرش ستون‌ها در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی

معیار پذیرش حداکثر	معیار پذیرش نیروی برشی جهت ۳-۳	ترکیب بار	فاصله‌ی نسبی مقطع	معیار پذیرش نیروی برشی جهت ۲-۲	ترکیب بار	فاصله‌ی نسبی مقطع	معیار پذیرش لنگر خمشی	ترکیب بار	فاصله‌ی نسبی مقطع	شماره‌ی عضو
1.96	0.56	COMBF8	0	0.48	COMBF3	0	1.96	COMBD14	0	72
2.35	0.73	COMBF8	0	0.48	COMBF3	0	2.35	COMBD15	0	73
1.90	0.54	COMBF5	0	0.49	COMBF4	0	1.90	COMBD16	0	75
1.71	0.50	COMBF8	0	0.57	COMBF2	0	1.71	COMBD14	0	76
1.86	0.66	COMBF8	0	0.54	COMBF3	0	1.86	COMBD16	0	77
1.59	0.48	COMBF5	0	0.59	COMBF1	0	1.59	COMBD16	0	78

ادامه‌ی جدول (۵-۲۵): معیارهای پذیرش ستون‌ها در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی

معیار پذیرش حداکثر	معیار پذیرش نیروی برشی جهت ۳-۳	ترکیب بار	فاصله‌ی نسبی مقطع	معیار پذیرش	ترکیب بار	فاصله‌ی نسبی مقطع	معیار پذیرش نیروی برشی جهت ۲-۲	ترکیب بار	فاصله‌ی نسبی مقطع	شماره‌ی عضو
1.49	0.46	COMBF7	0	0.57	COMBF2	0	1.49	COMBD14	0	79
1.66	0.61	COMBF15	0	0.56	COMBF2	0	1.66	COMBD15	0	80
1.49	0.44	COMBF6	0	0.57	COMBF9	0	1.49	COMBD12	0	81
1.55	0.46	COMBF7	0	0.59	COMBF3	0	1.55	COMBD11	0	82
1.67	0.61	COMBF15	0	0.58	COMBF3	0	1.67	COMBD15	0	83
1.58	0.44	COMBF6	0	0.61	COMBF4	0	1.58	COMBD12	0	84
1.39	0.47	COMBF7	0	0.48	COMBF2	0	1.39	COMBD14	0	85
1.69	0.61	COMBF7	0	0.48	COMBF2	0	1.69	COMBD16	0	86
1.32	0.45	COMBF6	0	0.49	COMBF1	0	1.32	COMBD16	0	87
4.41	0.61	COMBF8	0	0.52	COMBF3	0	4.41	COMBD13	0	88
3.49	0.90	COMBF8	0	0.54	COMBF3	0	3.49	COMBD16	0	89
1.33	0.57	COMBF5	0	0.54	COMBF4	0	1.33	COMBD13	0	90
1.91	0.52	COMBF8	0	0.66	COMBF3	0	1.91	COMBD11	0	91
2.97	0.82	COMBF8	0	0.64	COMBF3	0	2.97	COMBD16	0	92
2.01	0.48	COMBF5	0	0.71	COMBF1	0	2.01	COMBD9	0	93
1.90	0.49	COMBF7	0	0.69	COMBF2	0	1.90	COMBD10	0	94
2.62	0.75	COMBF7	0	0.68	COMBF2	0	2.62	COMBD15	0	95
1.93	0.44	COMBF6	0	0.67	COMBF9	0	1.93	COMBD9	0	96
2.10	0.48	COMBF7	0	0.71	COMBF3	0	2.10	COMBD11	0	97
2.60	0.75	COMBF7	0	0.69	COMBF3	0	2.60	COMBD15	0	98
2.18	0.45	COMBF6	0	0.73	COMBF4	0	2.18	COMBD12	0	99
3.25	0.51	COMBF7	0	0.52	COMBF2	0	3.25	COMBD14	0	100
2.54	0.76	COMBF7	0	0.54	COMBF2	0	2.54	COMBD15	0	101
1.00	0.49	COMBF6	0	0.54	COMBF1	0	1.00	COMBD12	0	102
0.60	0.32	COMBF8	1	0.36	COMBF3	1	0.60	COMBD6	1	103
1.45	0.56	COMBF8	1	0.42	COMBF3	1	1.45	COMBD16	1	104
0.56	0.32	COMBF5	1	0.37	COMBF4	1	0.56	COMBD16	1	105
0.77	0.28	COMBF8	1	0.40	COMBF2	1	0.77	COMBD11	1	106
0.92	0.53	COMBF8	1	0.41	COMBF3	1	0.92	COMBD15	1	107
0.84	0.33	COMBF5	1	0.49	COMBF1	1	0.84	COMBD9	1	108
0.80	0.26	COMBF7	1	0.44	COMBF2	1	0.80	COMBD10	1	109
0.91	0.48	COMBF14	1	0.46	COMBF2	1	0.91	COMBD13	1	110
0.87	0.30	COMBF6	1	0.44	COMBF4	1	0.87	COMBD12	1	111
0.87	0.26	COMBF7	1	0.44	COMBF3	1	0.87	COMBD11	1	112
0.94	0.48	COMBF7	1	0.44	COMBF3	1	0.94	COMBD16	1	113
0.86	0.25	COMBF6	1	0.45	COMBF4	1	0.86	COMBD12	1	114
0.46	0.28	COMBF7	1	0.35	COMBF2	1	0.46	COMBD7	1	115
1.11	0.49	COMBF7	1	0.41	COMBF2	1	1.11	COMBD15	1	116
0.45	0.27	COMBF6	1	0.37	COMBF1	1	0.45	COMBD1	1	117

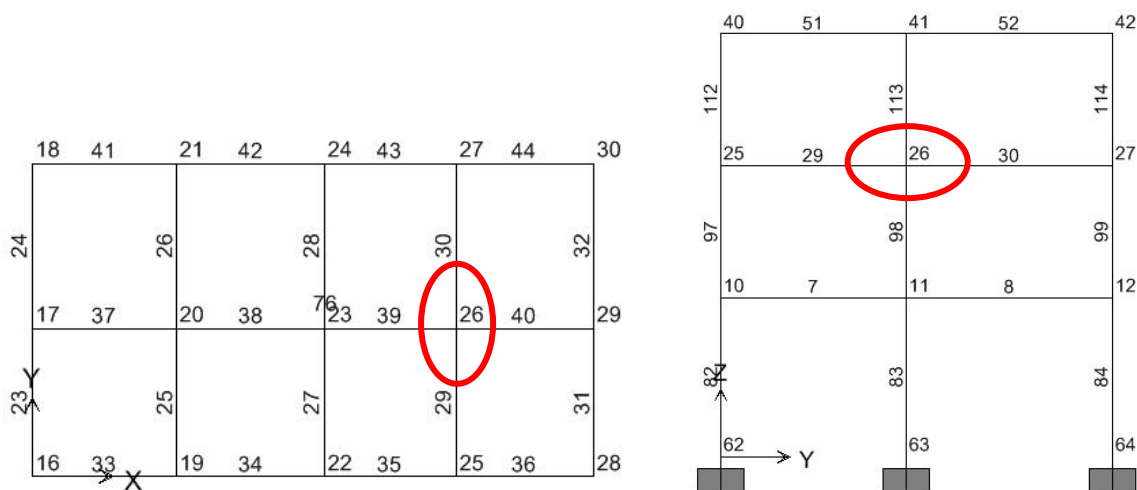
همان‌طور که در جدول فوق مشاهده می‌شود، معیار پذیرش حدود ۳۱ درصد ستون‌ها کمتر از عدد ۱ شده است. همچنین معیار

پذیرش ستون‌ها در سطح خطر دو و سطح عملکرد آستانه فروریزش محاسبه شده و حدود ۳۰ درصد آن‌ها بیش از عدد ۱ شده است.

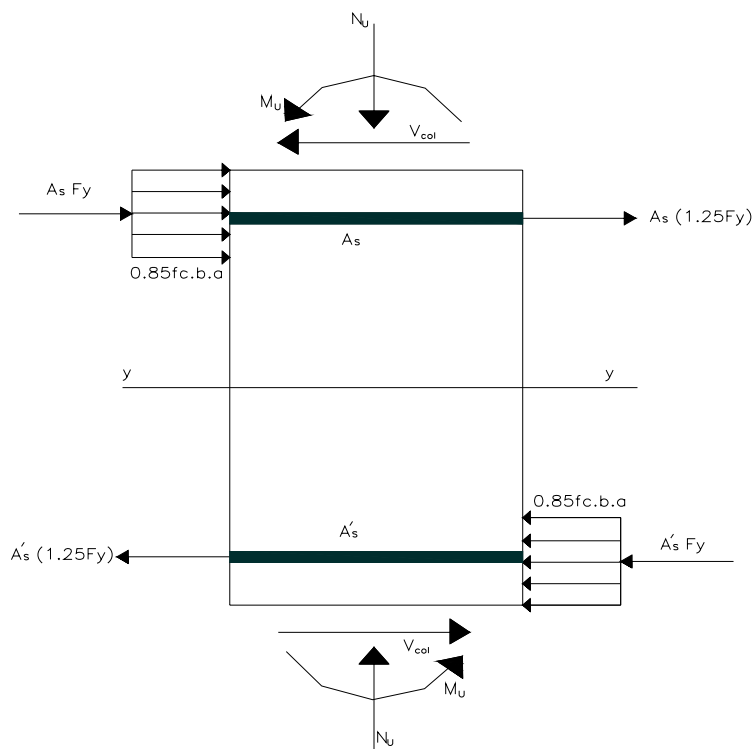
به دلیل عدم تکرار نتایج معیار پذیرش ستون‌ها در سطح خطر ۲ در اینجا ارایه نشده‌اند.

۱۸-۵- کنترل معیارهای پذیرش اتصالات

به منظور کنترل معیارهای پذیرش اتصالات، یک اتصال به عنوان نمونه مورد بررسی قرار گرفته و نتایج آن در ادامه ارایه شده است. سایر اتصالات نیز باید به همین ترتیب کنترل شوند. بدین منظور گره شماره ۲۶ که موقعیت آن در شکل (۱۰-۵) نشان داده شده است، مورد ارزیابی قرار می گیرد. نمودار آزاد این اتصال برای محاسبه ی نیروی برشی در مقطع y-y، در شکل (۱۱-۵) کشیده شده است.



شکل (۱۰-۵): موقعیت گره شماره ۲۶



شکل (۱۱-۵): نیروهای وارد بر اتصال در مقطع y-y

۵-۱۸-۱- محاسبه‌ی نیروی برشی اتصال

• گره شماره ۲۶

$$A_s = 1272 \text{ mm}^2 \quad V_j = A_s \cdot f_y + 0.85 f_c \cdot a \cdot b + 1.25 A_s \cdot f_y - V_{Col}$$

$$a = 37.4 \text{ mm} \quad \text{و}$$

بنابراین:

$$V_j = 1428537 - V_{Col}$$

در رابطه‌ی فوق:

 V_j : نیروی برشی در محل اتصال؛ A_s : سطح مقطع آرماتور کششی؛ a : ارتفاع بلوک فشاری؛ b : عرض مقطع؛ V_{col} : نیروی برشی در مقطع انتهایی ستون (در ترکیب بارهای کنترل‌شونده توسط نیرو).

براساس روابط فوق نیروی برشی اتصال در هر ترکیب بار محاسبه شده و در جدول (۵-۲۶) آورده شده است.

جدول (۵-۲۶): مقادیر نیروی برشی گره‌ی ۲۶ در مقطع y-y در سطح خطر-۱

ترکیب بار	$V_{Col} \text{ (N)}$	$V_j \text{ (N)}$	ترکیب بار	$V_{Col} \text{ (N)}$	$V_j \text{ (N)}$
COMBG	-404	1428942	COMBF9	15645	1412892
COMBF1	15586	1412951	COMBF10	-17056	1445593
COMBF2	-17114	1445652	COMBF11	16364	1412173
COMBF3	16306	1412232	COMBF12	-16336	1444874
COMBF4	-16395	1444932	COMBF13	54130	1374408
COMBF5	54071	1374466	COMBF14	54345	1374192
COMBF6	54286	1374251	COMBF15	-55037	1483574
COMBF7	-55095	1483633	COMBF16	-54821	1483359
COMBF8	-54880	1483417			

۵-۱۸-۲- محاسبه‌ی ظرفیت اتصال

• گره شماره ۲۶

$$V_n = 12 A_j \cdot v_c = 12 A_j \times (0.155 \sqrt{f_c}) \quad \text{و} \quad A_j = 350 \times 350 = 122500 \text{ mm}^2$$

$$V_n = 1116232 \text{ N}$$

بنابراین:

در رابطه‌ی فوق:

 V_n : مقاومت برشی در محل اتصال (محصور شده در چهار سمت)؛ A_j : حداقل سطح مقطع اتصال در صفحه‌ای به موازات محور میلگردهایی که تولید نیروی برشی می‌نمایند.

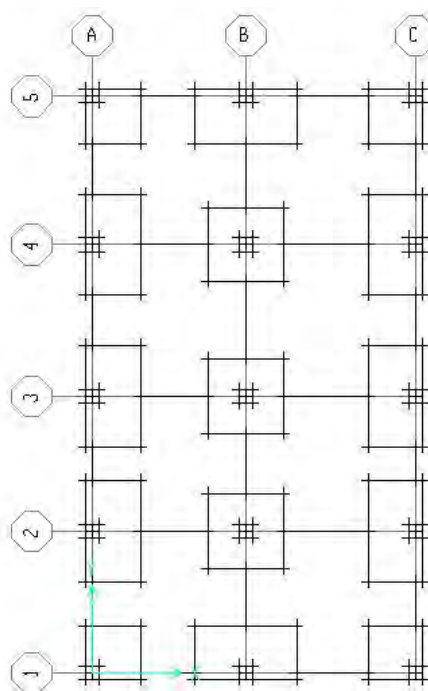
براساس روابط فوق ظرفیت اتصال و معیار پذیرش آن در هر ترکیب بار محاسبه شده و در جدول (۵-۲۷) آورده شده است.

جدول (۵-۲۷): کنترل معیار پذیرش گره ۲۶ در مقطع y-y

ترکیب بار	V_j (N)	V_n (N)	معیار پذیرش	ترکیب بار	V_j (N)	V_n (N)	معیار پذیرش
COMBG	1428942	1116232	1.28	COMBF9	1412892	1116232	1.27
COMBF1	1412951	1116232	1.27	COMBF10	1445593	1116232	1.30
COMBF2	1445652	1116232	1.30	COMBF11	1412173	1116232	1.27
COMBF3	1412232	1116232	1.27	COMBF12	1444874	1116232	1.29
COMBF4	1444932	1116232	1.29	COMBF13	1374408	1116232	1.23
COMBF5	1374466	1116232	1.23	COMBF14	1374192	1116232	1.23
COMBF6	1374251	1116232	1.23	COMBF15	1483574	1116232	1.33
COMBF7	1483633	1116232	1.33	COMBF16	1483359	1116232	1.33
COMBF8	1483417	1116232	1.33				

۵-۱۹- کنترل معیارهای پذیرش خاک و پی

در این مرحله جسم پی و خاک زیر آن در نرم افزار SAFE مدل سازی شده است. معیارهای پذیرش خاک و جسم پی برای سطح خطر- ۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی و سطح خطر- ۲ و سطح عملکرد آستانه ی فروریزش کنترل شده اند که نتایج آن در ادامه آمده است. شکل (۵-۱۲) پلان پی را نشان می دهد.



شکل (۵-۱۲): پلان پی

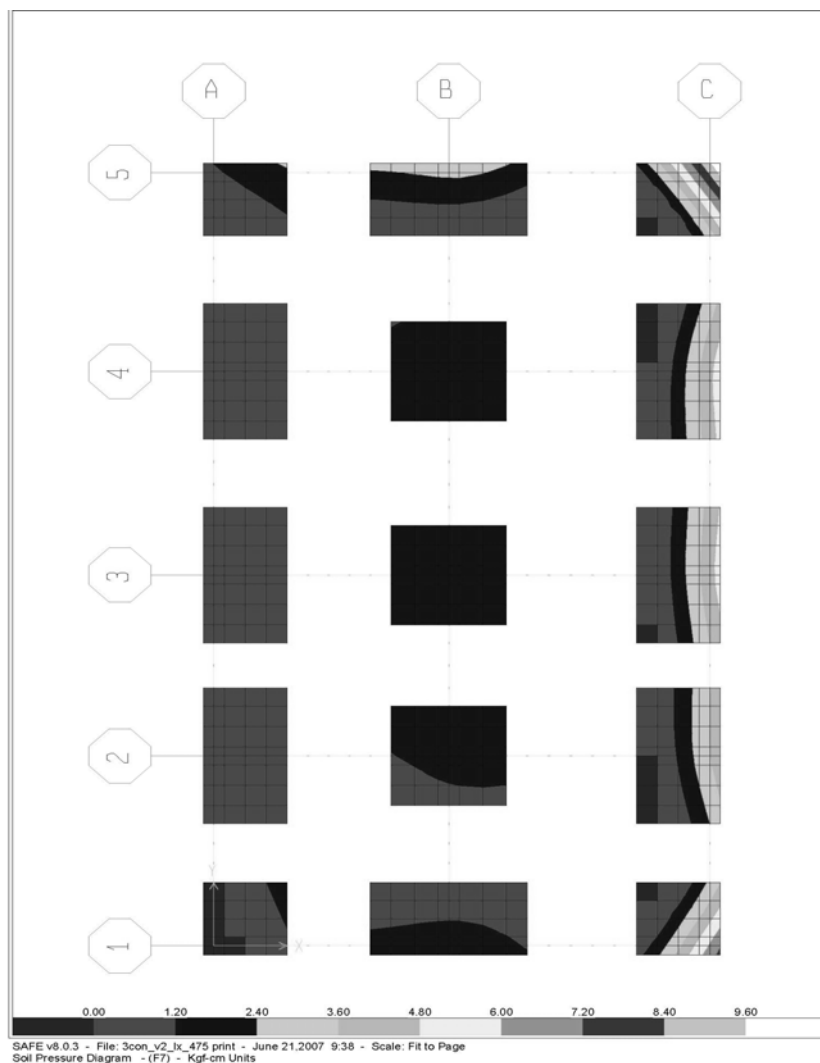
۵-۱۹-۱- کنترل معیار پذیرش خاک

جهت سهولت، حداکثر تنش بوجود آمده در خاک بین تمام ترکیب بارهای کنترل‌شونده توسط نیرو برای سطح خطر ۱ و ۲، مشخص شده و با کرانه بالای ظرفیت نهایی خاک مقایسه شده است. توزیع تنش خاک برای ترکیب بارهای حداکثر در شکل‌های (۱۳-۵) و (۱۴-۵) نشان داده شده‌اند.

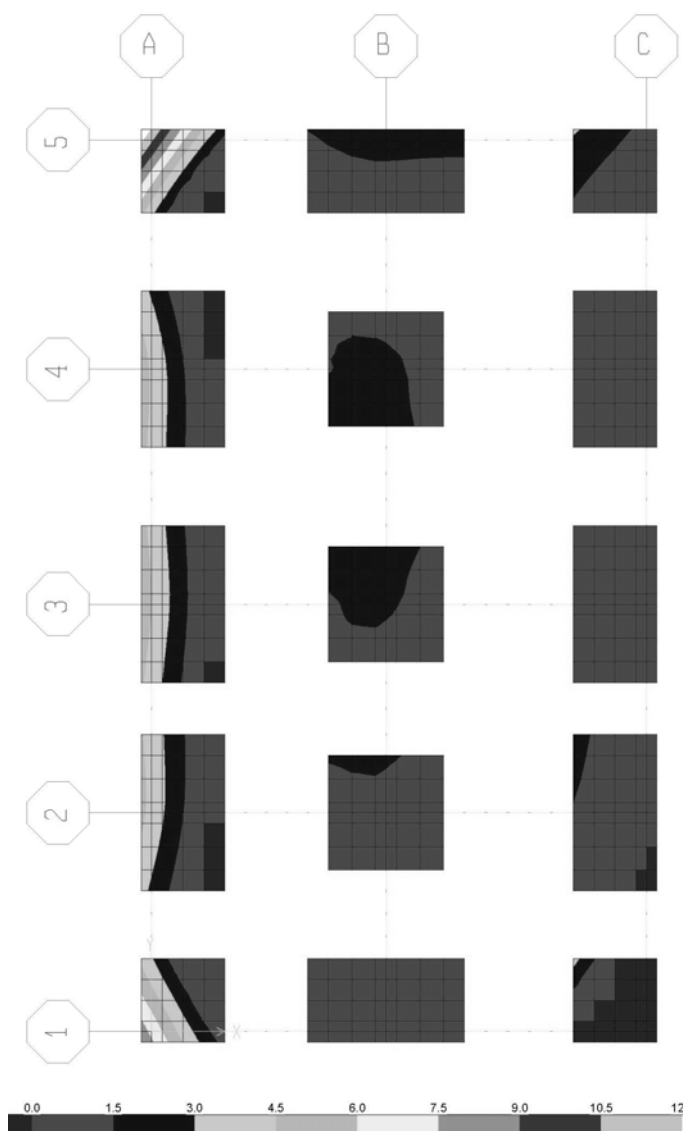
$$q_c = 3 \times (q_{all}) = 3 \times 2.25 = 6.75 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$(Q_u)_{max} = 10.69 \leq 2 \times 6.75 = 13.5 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{o.k.} \quad \text{سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی:}$$

$$(Q_u)_{max} = 13.35 \leq 2 \times 6.75 = 13.5 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{o.k.} \quad \text{سطح خطر-۲ و سطح عملکرد آستانه‌ای فروریزش:}$$



شکل (۱۳-۵): توزیع تنش خاک برای ترکیب بار حداکثر در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی



شکل (۵-۱۴): توزیع تنش خاک برای ترکیب بار حداکثر در سطح خطر ۲ و سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش

۵-۱۹-۲- کنترل معیار پذیرش پی

برای جسم پی ظرفیت‌های برشی و خمشی در مقاطع عمود بر محورهای X و Y تعیین شده‌اند که خلاصه‌ی محاسبات در جداول ذیل ارائه شده است.

لازم به توضیح است که مقادیر نیازهای برشی به دلیل سهولت و در جهت اطمینان در بر ستون تعیین شده‌اند. همچنین در محاسبه‌ی ظرفیت خمشی پی‌ها، به جز تیرهای رابط، از آرماتورهای فشاری صرف نظر شده است. در این مثال با توجه به این که نیازهای خمشی از ظرفیت‌ها کمتر هستند، بنابراین نیازی به محاسبه‌ی دقیق ظرفیت خمشی (با منظور کردن آرماتورهای فشاری) نیست. همچنین همان‌طور که از نتایج ارائه شده در جداول ذیل مشخص است، در تمام موارد برش یک‌طرفه کنترل کننده بوده و معیارهای پذیرش برای آن محاسبه و ارائه شده است.

جدول (۵-۲۸): معیار پذیرش برش در مقاطع عمود بر محور X در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی (V_{zx})

نام پی	تیب	b (mm)	d (mm)	ظرفیت برش یک‌طرفه (تن)	ظرفیت برش دو طرفه (تن)	V_C (ton)	V_{UF} (ton)	A.C.C.
A-1	F-1	1600	630	98.76	508.63	98.76	36.46	0.37
A-2	F-2	3000	630	185.18	508.63	185.18	25.61	0.14
A-3	F-2	3000	630	185.18	508.63	185.18	29.36	0.16
A-4	F-2	3000	630	185.18	508.63	185.18	28.79	0.16
A-5	F-1	1600	630	98.76	508.63	98.76	35.49	0.36
B-1	F-2	1600	630	98.76	508.63	98.76	35.25	0.36
B-2	F-3	2200	630	135.80	508.63	135.80	36.30	0.27
B-3	F-3	2200	630	135.80	508.63	135.80	43.18	0.32
B-4	F-3	2200	630	135.80	508.63	135.80	45.33	0.33
B-5	F-2	1600	630	98.76	508.63	98.76	35.32	0.36
C-1	F-1	1600	630	98.76	508.63	98.76	37.15	0.38
C-2	F-2	3000	630	185.18	508.63	185.18	27.31	0.15
C-3	F-2	3000	630	185.18	508.63	185.18	34.15	0.18
C-4	F-2	3000	630	185.18	508.63	185.18	45.75	0.25
C-5	F-1	1600	630	98.76	508.63	98.76	36.57	0.37

جدول (۵-۲۹): معیار پذیرش برش در مقاطع عمود بر محور Y در سطح خطر ۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی (V_{zy})

نام پی	تیب	b (mm)	d (mm)	ظرفیت برش یک‌طرفه (تن)	ظرفیت برش دو طرفه (تن)	V_C (ton)	V_{UF} (ton)	A.C.C.
A-1	F-1	1600	630	98.76	508.63	98.76	38.00	0.38
A-2	F-2	3000	630	185.18	508.63	185.18	34.94	0.19
A-3	F-2	3000	630	185.18	508.63	185.18	37.20	0.20
A-4	F-2	3000	630	185.18	508.63	185.18	39.10	0.21
A-5	F-1	1600	630	98.76	508.63	98.76	38.63	0.39
B-1	F-2	1600	630	98.76	508.63	98.76	44.66	0.45
B-2	F-3	2200	630	135.80	508.63	135.80	38.46	0.28
B-3	F-3	2200	630	135.80	508.63	135.80	38.47	0.28
B-4	F-3	2200	630	135.80	508.63	135.80	44.68	0.33
B-5	F-2	1600	630	98.76	508.63	98.76	25.52	0.26
C-1	F-1	1600	630	98.76	508.63	98.76	36.37	0.37
C-2	F-2	3000	630	185.18	508.63	185.18	34.76	0.19
C-3	F-2	3000	630	185.18	508.63	185.18	38.65	0.21
C-4	F-2	3000	630	185.18	508.63	185.18	45.92	0.25
C-5	F-1	1600	630	98.76	508.63	98.76	36.84	0.37

جدول (۵-۳): معیار پذیرش خمش مثبت حول محور Y در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی (M_y^+)

نام پی	تیپ	b (mm)	d (mm)	A_s (mm ²)	M_C (ton.m)	M_{UF} (ton.m)	A.C.C.
A-1	F-1	1600	630	2799.16	66.06	16.78	0.25
A-2	F-2	3000	630	5343.85	126.00	20.94	0.17
A-3	F-2	3000	630	5343.85	126.00	18.17	0.14
A-4	F-2	3000	630	5343.85	126.00	23.01	0.18
A-5	F-1	1600	630	2799.16	66.06	20.44	0.31
B-1	F-2	1600	630	2799.16	66.06	31.24	0.47
B-2	F-3	2200	630	3817.04	90.11	27.12	0.30
B-3	F-3	2200	630	3817.04	90.11	31.01	0.34
B-4	F-3	2200	630	3817.04	90.11	32.55	0.36
B-5	F-2	1600	630	2799.16	66.06	33.78	0.51
C-1	F-1	1600	630	2799.16	66.06	16.07	0.24
C-2	F-2	3000	630	5343.85	126.00	18.07	0.14
C-3	F-2	3000	630	5343.85	126.00	16.14	0.13
C-4	F-2	3000	630	5343.85	126.00	33.25	0.26
C-5	F-1	1600	630	2799.16	66.06	19.22	0.29

جدول (۵-۳۱): معیار پذیرش خمش منفی حول محور Y در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی (M_y^-)

نام پی	تیپ	b (mm)	d (mm)	A_s (mm ²)	M_C (ton.m)	M_{UF} (ton.m)	A.C.C.
A-1	F-1	1600	630	2799.16	66.06	22.32	0.34
A-2	F-2	3000	630	5343.85	126.00	24.88	0.20
A-3	F-2	3000	630	5343.85	126.00	23.86	0.19
A-4	F-2	3000	630	5343.85	126.00	26.85	0.21
A-5	F-1	1600	630	2799.16	66.06	26.04	0.39
B-1	F-2	1600	630	2799.16	66.06	1.16	0.02
B-2	F-3	2200	630	3817.04	90.11	0.09	0.00
B-3	F-3	2200	630	3817.04	90.11	2.93	0.03
B-4	F-3	2200	630	3817.04	90.11	26.55	0.29
B-5	F-2	1600	630	2799.16	66.06	2.81	0.04
C-1	F-1	1600	630	2799.16	66.06	21.69	0.33
C-2	F-2	3000	630	5343.85	126.00	24.34	0.19
C-3	F-2	3000	630	5343.85	126.00	23.72	0.19
C-4	F-2	3000	630	5343.85	126.00	25.43	0.20
C-5	F-1	1600	630	2799.16	66.06	25.68	0.39

جدول (۳۲-۵): معیار پذیرش خمش مثبت حول محور X در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی (M_x^+)

نام پی	تیپ	b (mm)	d (mm)	A_s (mm ²)	M_C (ton.m)	M_{UF} (ton.m)	A.C.C.
A-1	F-1	1600	630	2799.16	66.06	28.18	0.43
A-2	F-2	3000	630	5343.85	126.00	27.35	0.22
A-3	F-2	3000	630	5343.85	126.00	22.30	0.18
A-4	F-2	3000	630	5343.85	126.00	28.08	0.22
A-5	F-1	1600	630	2799.16	66.06	15.09	0.23
B-1	F-2	1600	630	2799.16	66.06	28.56	0.43
B-2	F-3	2200	630	3817.04	90.11	24.93	0.28
B-3	F-3	2200	630	3817.04	90.11	19.41	0.22
B-4	F-3	2200	630	3817.04	90.11	28.58	0.32
B-5	F-2	1600	630	2799.16	66.06	18.35	0.28
C-1	F-1	1600	630	2799.16	66.06	15.89	0.24
C-2	F-2	3000	630	5343.85	126.00	27.79	0.22
C-3	F-2	3000	630	5343.85	126.00	24.99	0.20
C-4	F-2	3000	630	5343.85	126.00	33.75	0.27
C-5	F-1	1600	630	2799.16	66.06	15.40	0.23

جدول (۳۳-۵): معیار پذیرش خمش منفی حول محور X در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی (M_x^-)

نام پی	تیپ	b (mm)	d (mm)	A_s (mm ²)	M_C (ton.m)	M_{UF} (ton.m)	A.C.C.
A-1	F-1	1600	630	2799.16	66.06	22.03	0.33
A-2	F-2	3000	630	5343.85	126.00	3.77	0.03
A-3	F-2	3000	630	5343.85	126.00	21.34	0.17
A-4	F-2	3000	630	5343.85	126.00	0.04	0.00
A-5	F-1	1600	630	2799.16	66.06	21.67	0.33
B-1	F-2	1600	630	2799.16	66.06	24.46	0.37
B-2	F-3	2200	630	3817.04	90.11	2.62	0.03
B-3	F-3	2200	630	3817.04	90.11	24.40	0.27
B-4	F-3	2200	630	3817.04	90.11	2.39	0.03
B-5	F-2	1600	630	2799.16	66.06	24.44	0.37
C-1	F-1	1600	630	2799.16	66.06	22.90	0.35
C-2	F-2	3000	630	5343.85	126.00	0.47	0.00
C-3	F-2	3000	630	5343.85	126.00	1.62	0.01
C-4	F-2	3000	630	5343.85	126.00	2.45	0.02
C-5	F-1	1600	630	2799.16	66.06	22.48	0.34

جدول (۳۴-۵): معیار پذیرش برش تیرهای رابط در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی

نام تیر رابط	تیپ	V_C (ton)	V_{UF} (ton)	A.C.C.
1-A-B	S-1	34.38	13.71	0.40
1-B-C	S-1	34.38	11.54	0.34
2-A-B	S-1	34.38	11.62	0.34
2-B-C	S-1	34.38	9.57	0.28
3-A-B	S-1	34.38	12.45	0.36
3-B-C	S-1	34.38	10.51	0.31
4-A-B	S-1	34.38	13.00	0.38
4-B-C	S-1	34.38	11.26	0.33
5-A-B	S-1	34.38	15.16	0.44
5-B-C	S-1	34.38	12.86	0.37
A-1-2	S-1	34.38	14.51	0.42
A-2-3	S-2	10.22	4.67	0.46
A-3-4	S-2	10.22	4.11	0.40
A-4-5	S-1	34.38	13.51	0.39
B-1-2	S-1	34.38	12.43	0.36
B-2-3	S-2	10.22	4.59	0.45
B-3-4	S-2	10.22	3.93	0.38
B-4-5	S-1	34.38	11.73	0.34
C-1-2	S-1	34.38	14.86	0.43
C-2-3	S-2	10.22	4.29	0.42
C-3-4	S-2	10.22	4.63	0.45
C-4-5	S-1	34.38	14.48	0.42

جدول (۳۵-۵): معیار پذیرش خمش مثبت تیرهای رابط در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی

نام تیر رابط	تیپ	M_C (ton.m)	M_{UF} (ton.m)	A.C.C.
1-A-B	S-1	12.64	10.52	0.83
1-B-C	S-1	12.64	7.70	0.61
2-A-B	S-1	12.64	8.07	0.64
2-B-C	S-1	12.64	8.29	0.66
3-A-B	S-1	12.64	8.67	0.69
3-B-C	S-1	12.64	9.03	0.71
4-A-B	S-1	12.64	9.25	0.73
4-B-C	S-1	12.64	9.72	0.77
5-A-B	S-1	12.64	12.97	1.03
5-B-C	S-1	12.64	8.94	0.71
A-1-2	S-1	12.64	9.22	0.73
A-2-3	S-2	6.45	2.00	0.31
A-3-4	S-2	6.45	2.38	0.37
A-4-5	S-1	12.64	8.16	0.65
B-1-2	S-1	12.64	6.76	0.53
B-2-3	S-2	6.45	3.59	0.56
B-3-4	S-2	6.45	3.77	0.58
B-4-5	S-1	12.64	7.55	0.60
C-1-2	S-1	12.64	8.80	0.70
C-2-3	S-2	6.45	1.74	0.27
C-3-4	S-2	6.45	2.49	0.39
C-4-5	S-1	12.64	6.96	0.55

جدول (۵-۳۶): معیار پذیرش خمش منفی تیرهای رابط در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی

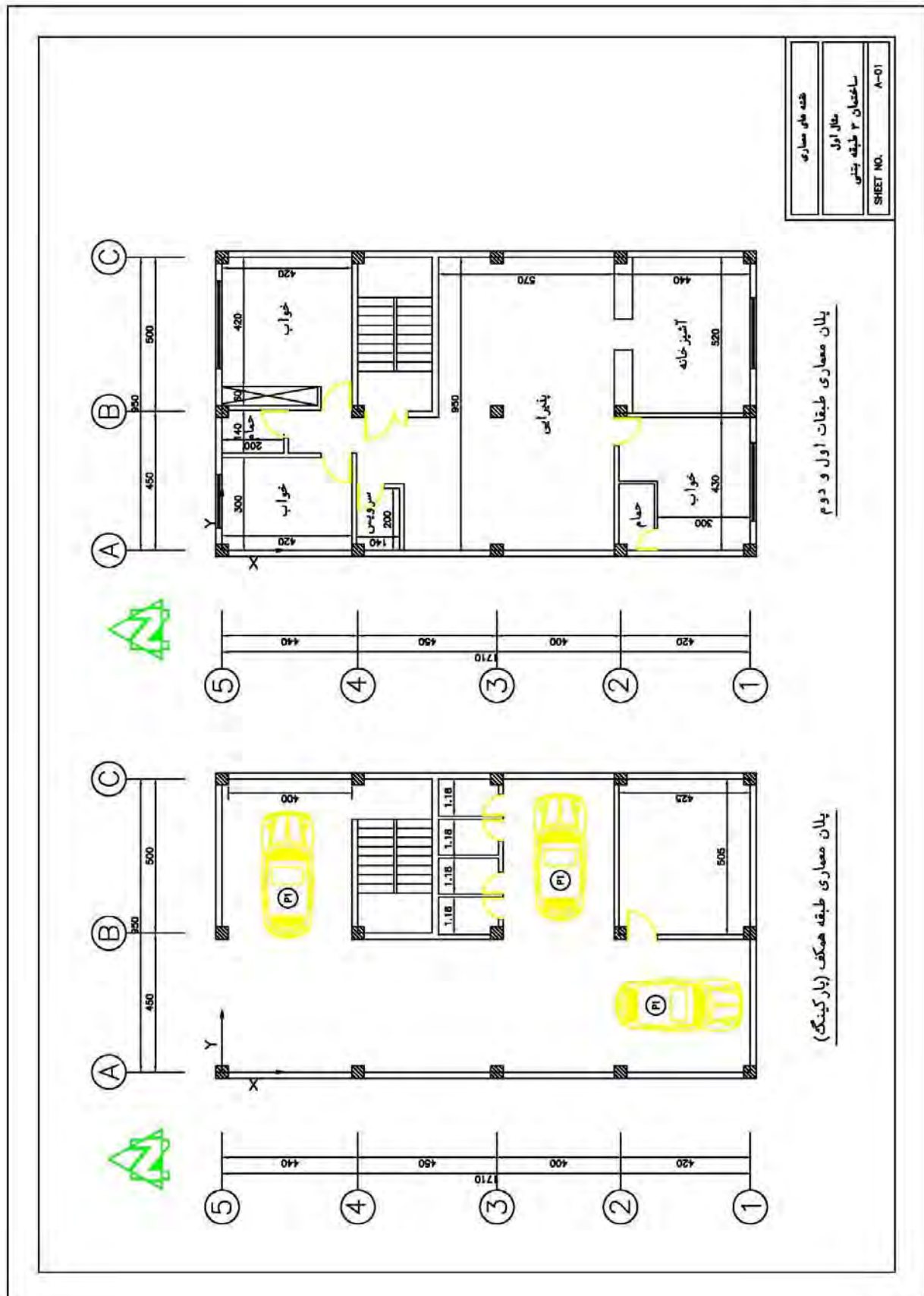
نام تیر رابط	تیپ	M_C (ton.m)	M_{UF} (ton.m)	A.C.C.
1-A-B	S-1	53.62	17.55	0.33
1-B-C	S-1	53.62	17.45	0.33
2-A-B	S-1	53.62	14.40	0.27
2-B-C	S-1	53.62	14.39	0.27
3-A-B	S-1	53.62	15.46	0.29
3-B-C	S-1	53.62	16.00	0.30
4-A-B	S-1	53.62	15.98	0.30
4-B-C	S-1	53.62	17.20	0.32
5-A-B	S-1	53.62	19.18	0.36
5-B-C	S-1	53.62	19.31	0.36
A-1-2	S-1	53.62	17.05	0.32
A-2-3	S-2	6.45	3.15	0.49
A-3-4	S-2	6.45	3.63	0.56
A-4-5	S-1	53.62	17.02	0.32
B-1-2	S-1	53.62	13.86	0.26
B-2-3	S-2	6.45	4.07	0.63
B-3-4	S-2	6.45	4.24	0.66
B-4-5	S-1	53.62	14.11	0.26
C-1-2	S-1	53.62	17.53	0.33
C-2-3	S-2	6.45	3.16	0.49
C-3-4	S-2	6.45	4.09	0.63
C-4-5	S-1	53.62	17.90	0.33

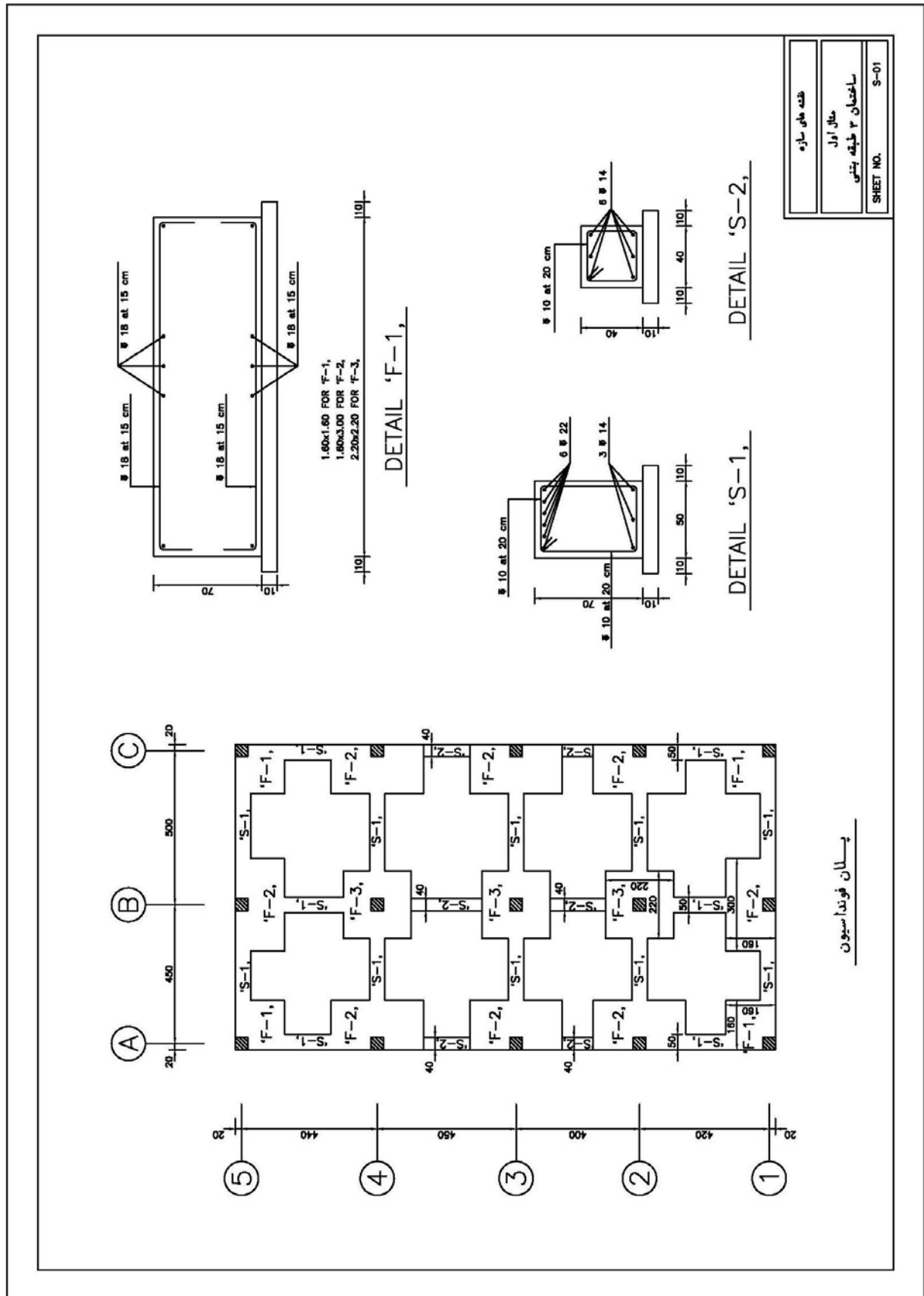
۵-۲۰- جمع بندی و نتیجه گیری

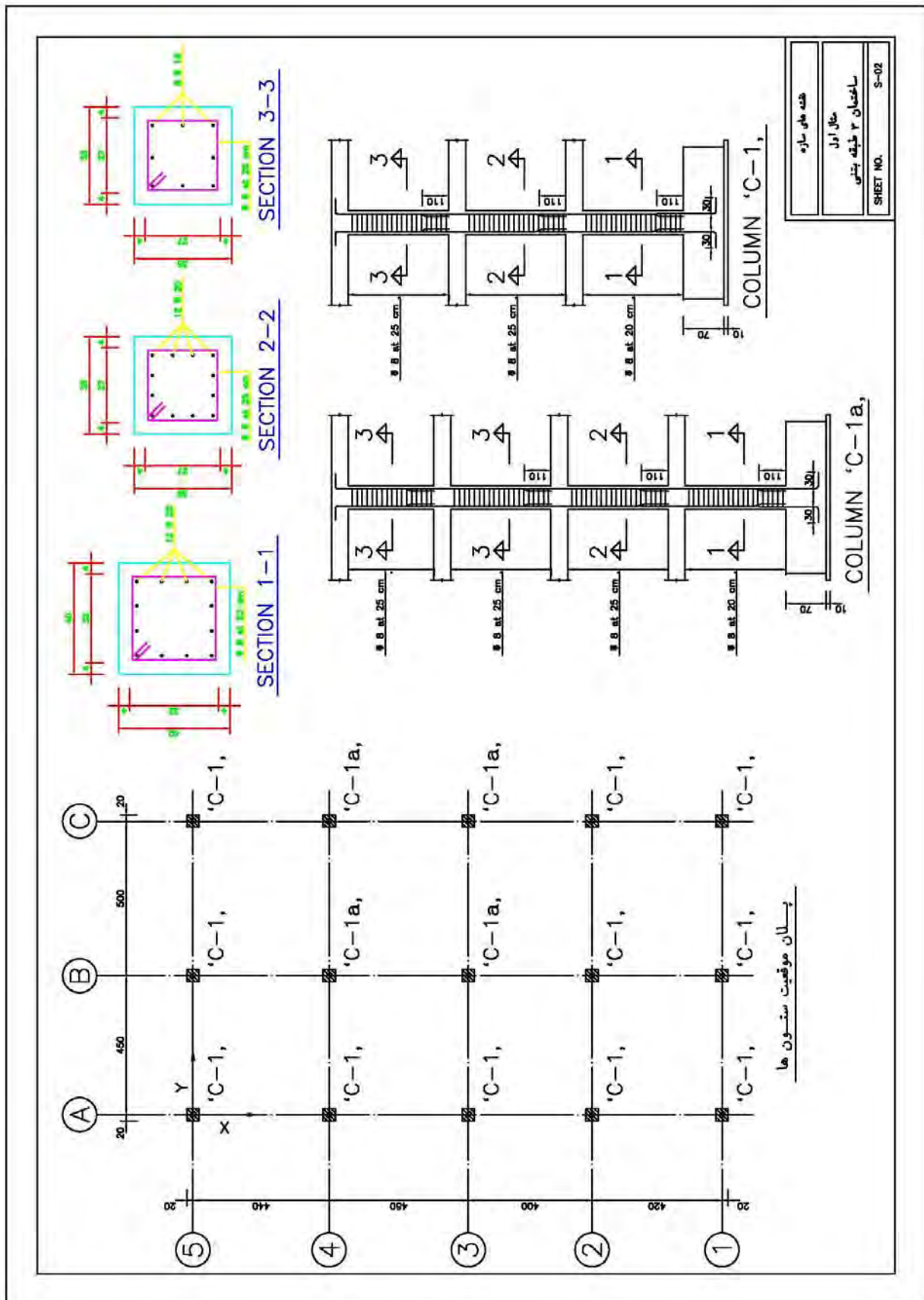
نتایج حاصل از تحلیل ها در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی و در سطح خطر-۲ و سطح عملکرد آستانه ی فروریزش که برای هدف بهسازی مطلوب باید مورد بررسی قرار گیرد، حاکی از آن است که در میان المان های سازه ای، در حدود ۶۰ درصد تیرها و ستون ها معیارهای پذیرش را ارضا نکرده و براساس ضوابط دستورالعمل نیاز به بهسازی دارند. در مورد پی ساختمان نیز تحلیل های انجام شده نشان می دهد که تنش زیر خاک این سازه کم تر از مقدار مجاز است. هم چنین معیارهای پذیرش خمش و برش در تمامی پی ها ارضا شده و نیاز به بهسازی ندارند.

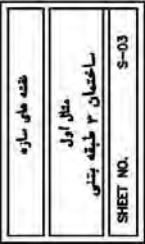
پیوست (الف) مثال اول

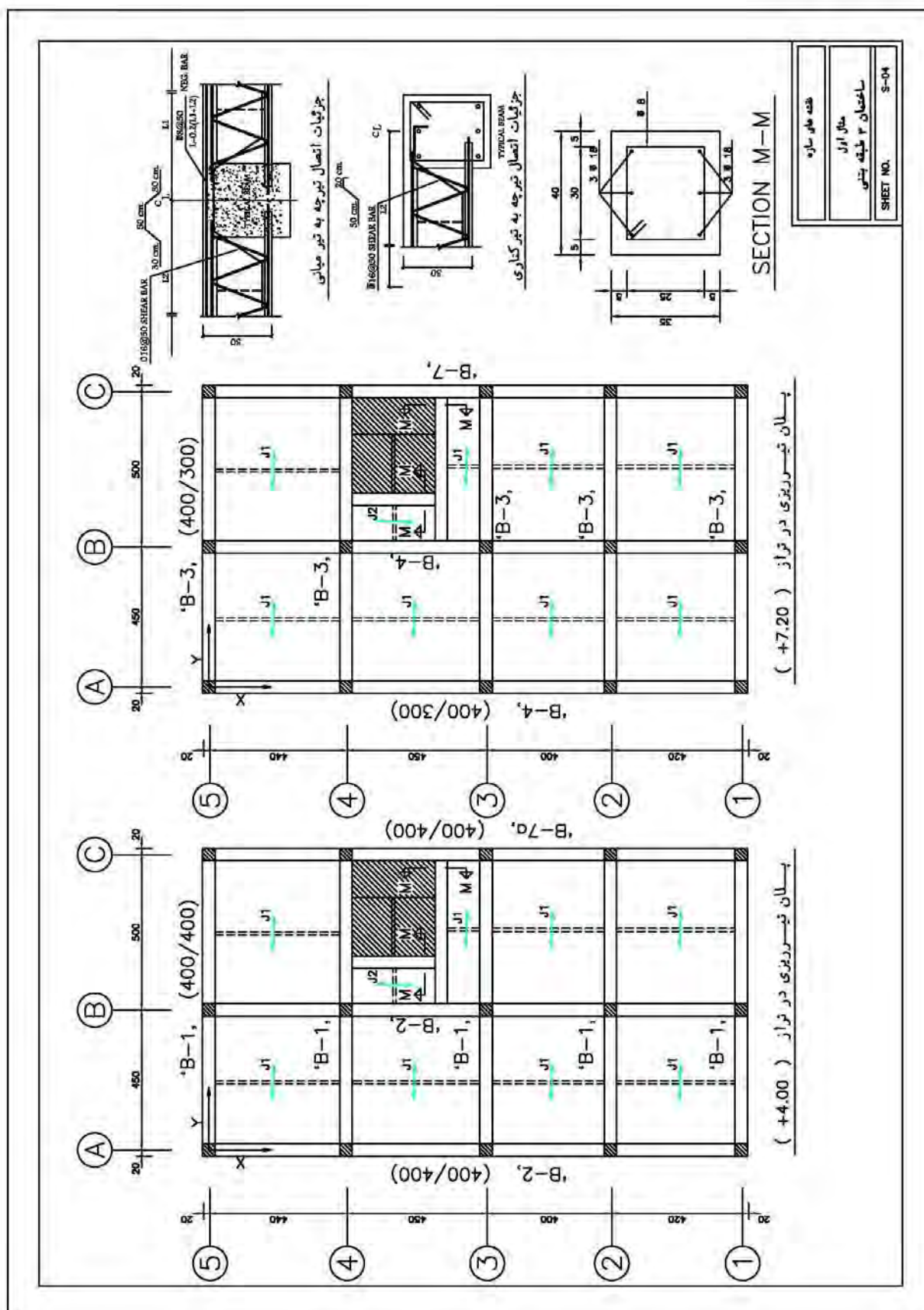
نقشه‌های معماری و سازه

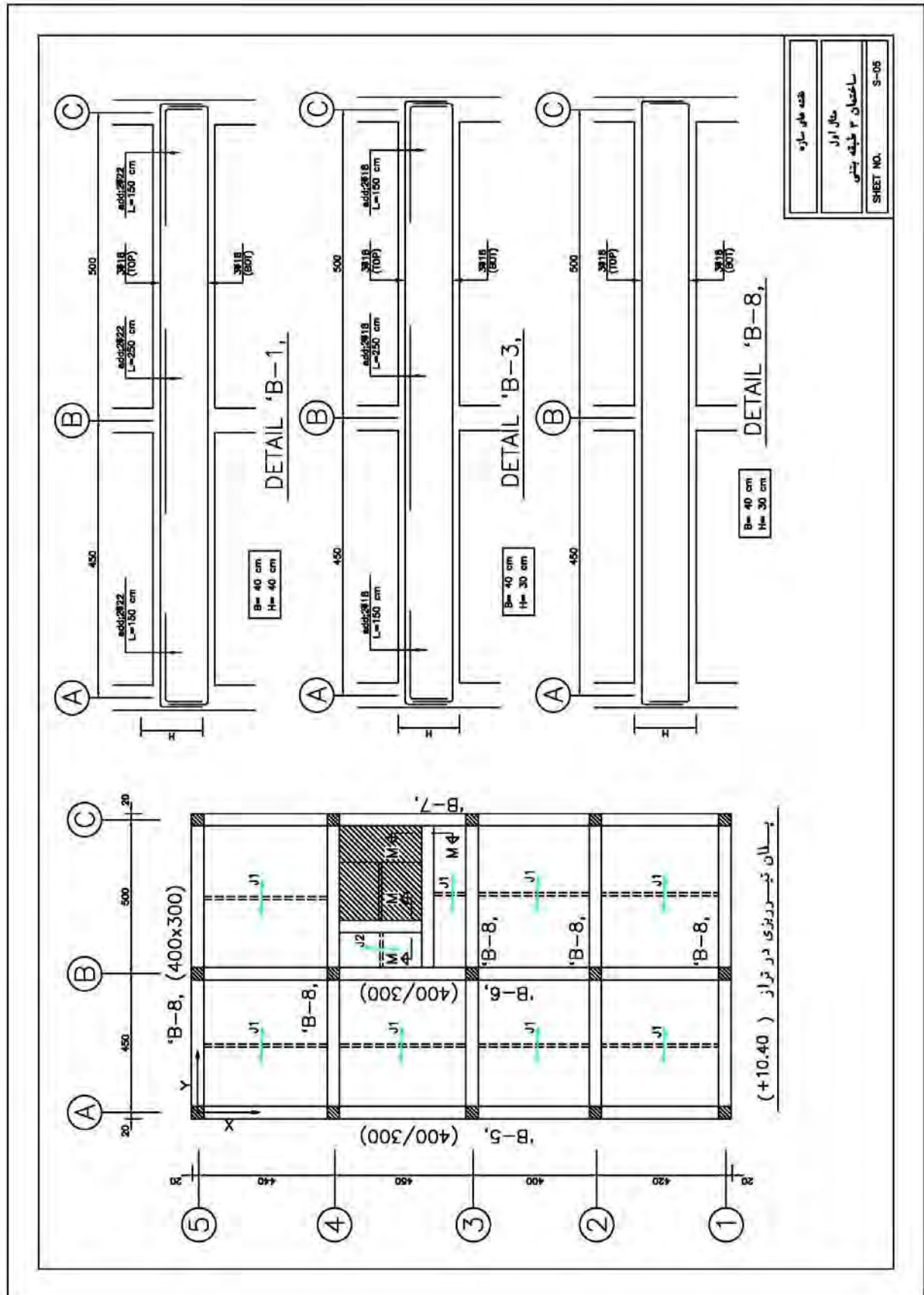


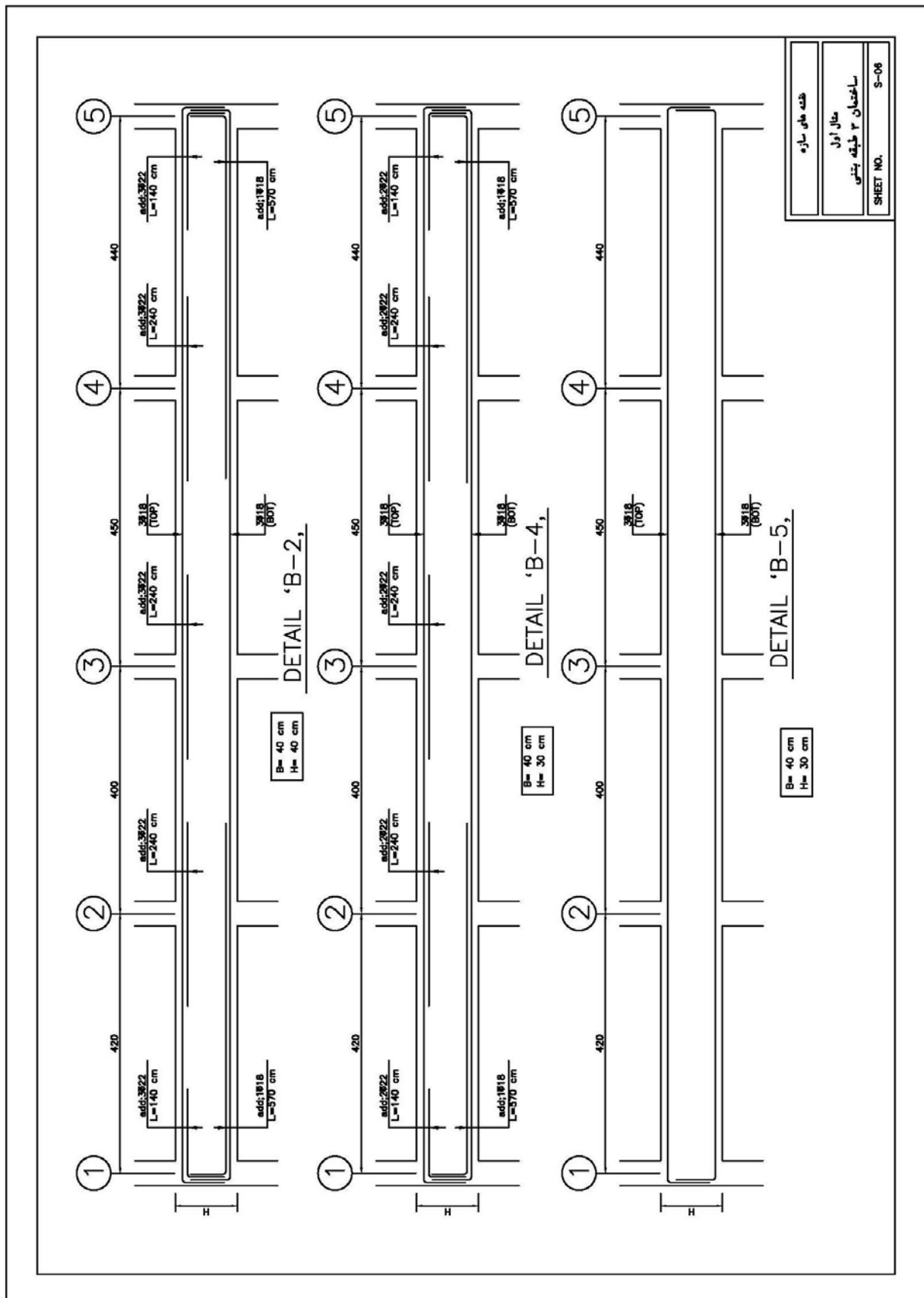


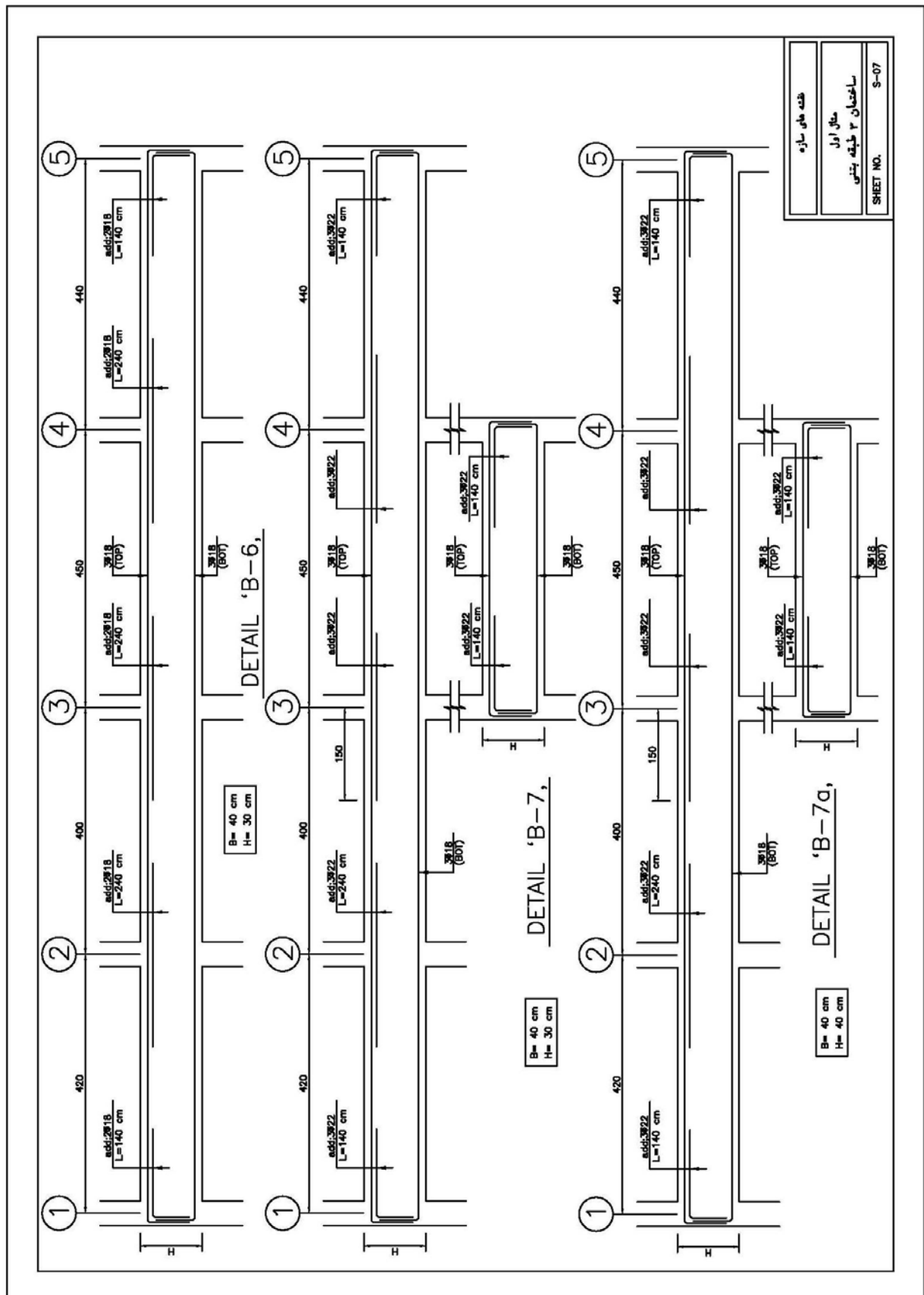






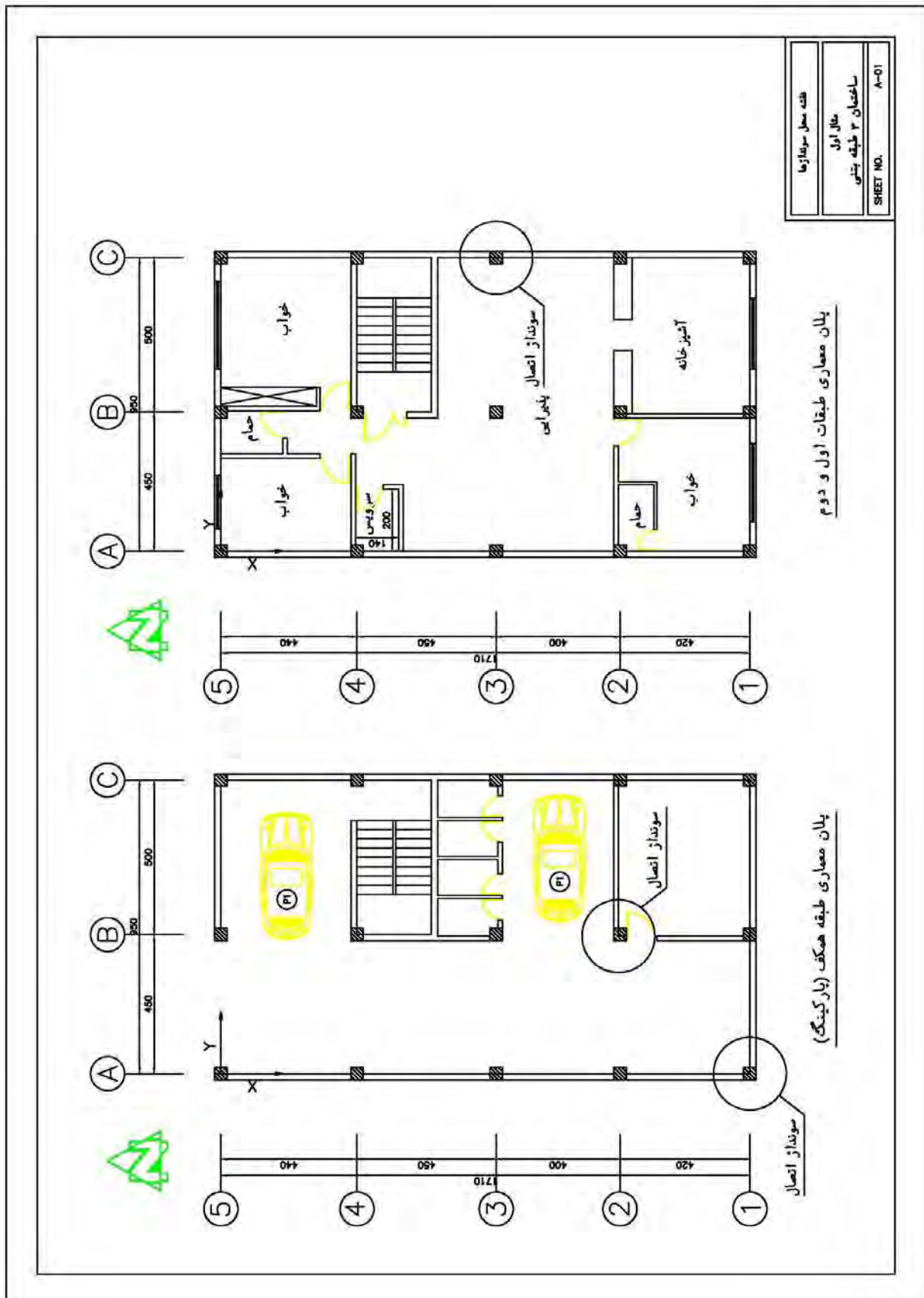






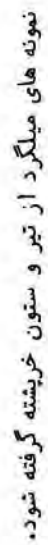
پیوست (ب) مثال اول

نقشه‌ی موقعیت سونداژها



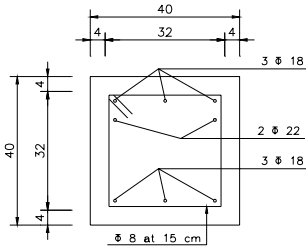
پیوست (ج) مثال اول

نقشه‌ی محل‌های گرفتن نمونه از بتن و میلگرد



پیوست (د) مثال اول

نمونه محاسبه‌ی DCR و معیارهای پذیرش
یک تیر و یک ستون

برگه محاسبه		
نام پروژه: مثال اول (ساختمان سه طبقه بتنی)		
نتیجه	محاسبات	ماخذ آیین نامه
	محاسبه‌ی مقادیر DCR و معیار پذیرش برای تیر شماره ۱ برای نمونه محاسبه مقادیر DCR برای تیر شماره ۱ در سطح خطر ۱ براساس ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود ارایه می‌گردد. مقطع ابتدایی و انتهایی این تیر دارای مشخصات زیر می‌باشد:  مقاومت‌های مصالح: $F_{CE} = 29.5 \text{ M.Pa}$ $F_{CL} = 24 \text{ M.Pa}$ $F_{YE} = 430.2 \text{ M.Pa}$ $F_{YL} = 392.4 \text{ M.Pa}$ مقادیر حداکثر نیازها برای محاسبه مقادیر DCR در زلزله سطح خطر ۱ به شزح زیر می‌باشد: $M_{UD} = 4.42E + 08 \text{ N.mm}, V_{UD} = 167060 \text{ N}$ (در ابتدای تیر CombD13) $V_{UD} = -2.29 \text{ N}$ (در ابتدای تیر CombD8) براساس ضوابط و روابط فصول یازدهم و دوازدهم آیین نامه بتن ایران و با در نظر گرفتن ضرایب کاهش ظرفیت برابر با $\Phi_s = \Phi_c = 1$ ظرفیت‌های خمشی و برشی تیرهای بتنی محاسبه شده است. این ظرفیت‌ها برای تیر فوق برای محاسبه مقادیر DCR عبارت است از: $M_{CE}^- = 1.84E + 08 \text{ N.mm}$ $M_{CE}^+ = 1.13E + 08 \text{ N.mm}$ $V_{CE} = 1.95 + 05 \text{ N}$ $V_C = 8.59E + 04 \text{ N}$ برش ظرفیتی	

برگه محاسبه		
نام پروژه: مثال اول (ساختمان سه طبقه بتنی)		
نتیجه	محاسبات	ماخذ آیین‌نامه
	بنابراین براساس ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود: $DCR_M = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} = \frac{4.42E+08}{1.13E+08} = 3.91$ $DCR_V = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} = \frac{2.29E+05}{1.95E+05} = 1.17$ $DCR_V = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} = \frac{8.59E+04}{1.95E+05} = 0.44$ DCR برش ظرفیتی با توجه به مقادیر DCR، این تیر به واسطه رفتار خمشی کنترل می‌گردد. برای همین تیر معیارهای پذیرش در سطح خطر ۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی به شرح زیر کنترل می‌شود: $\frac{\rho - \rho'}{\rho_b} = -0.18 < 0$ $S = 15cm > \frac{d}{3} = 12cm \Rightarrow NonConforming$ فاصله خاموت‌ها $12.04 \frac{V_{UF}}{b_w d \sqrt{F_{CL}}} = 0.8 < 3$ در ترکیب بار COMBF13 بنابراین طبق جدول (۴-۶) دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، مقدار m برای سطح عملکرد ایمنی جانی برابر ۳ بدست می‌آید. با توجه به اینکه ضریب آگاهی برابر یک می‌باشد، معیارهای پذیرش به صورت زیر محاسبه می‌شوند: حداکثر معیار پذیرش خمش در ابتدای تیر (CombD13): $A.C._M = \frac{Q_{UD}}{m \cdot \kappa \cdot Q_{CE}} = \frac{4.42E+08}{3 \times 1 \times 1.13E+08} = 1.3$ حداکثر معیار پذیرش برش در انتهای تیر (COMBF5): $A.C._V = \frac{Q_{UF}}{\kappa \cdot Q_{CL}} = \frac{1.15E+05}{1 \times 1.77E+05} = 0.65$	

برگه محاسبه		
نام پروژه: مثال اول (ساختمان سه طبقه بتنی)		
نتیجه	محاسبات	ماخذ آیین نامه
	محاسبه‌ی مقادیر DCR و معیار پذیرش برای ستون شماره ۱۱۷ برای نمونه محاسبه مقادیر DCR برای ستون شماره ۱۱۷ در سطح خطر ۱ براساس ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود ارایه می‌گردد. مقطع این ستون دارای مشخصات زیر می‌باشد: مقاومت‌های مصالح: $F_{CE} = 29.5M.Pa$ $F_{CL} = 24M.Pa$ $F_{YE} = 430.2M.Pa$ $F_{YL} = 392.4M.Pa$ مقادیر حداکثر نیازها برای محاسبه مقادیر DCR در زلزله سطح خطر ۱ به شرح زیر می‌باشد: (COMBD2) در انتهای ستون $M_{UD_{3-3}} = -1.5E + 08 \quad N.mm$ (COMBD2) در انتهای ستون $M_{UD_{2-2}} = 3.1E + 07 \quad N.mm$ (COMBD1) $V_{UD_{2-2}} = 7.29E + 04 \quad N$ (COMBD6) $V_{UD_{3-3}} = 6.29E + 04 \quad N$ (COMBD1) $P_{UD} = -1.46E + 05 \quad N$ براساس ضوابط و روابط فصول یازدهم و دوازدهم آیین‌نامه بتن ایران و با درنظر گرفتن ضرایب کاهش ظرفیت برابر با $\Phi_S = \Phi_C = 1$ ظرفیت‌های خمشی و برشی ستون‌های بتنی محاسبه شده است. این ظرفیت‌ها برای ستون فوق برای محاسبه مقادیر DCR عبارت است از:	

برگه محاسبه		
نام پروژه: مثال اول (ساختمان سه طبقه بتنی)		
نتیجه	محاسبات	ماخذ آیین‌نامه
	$M_{CE} = 1.00E + 08 \quad N.mm$ $V_{CE2-2} = 1.28E + 05 \quad N$ $V_{CE3-3} = 1.28 + 05 \quad N$ $P_{CE} = 3.72E + 06 \quad N$ $V_C = 6.25E + 04 \quad N$	
	برش ظرفیتی بنابراین براساس ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود: $DCR_M = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} = \frac{1.50E + 08}{1.00E + 08} = 1.5$ $DCR_{V2-2} = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} = \frac{7.29E + 04}{1.28E + 05} = 0.57$ $DCR_{V3-3} = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} = \frac{6.29E + 04}{1.28E + 05} = 0.49$ $DCR_P = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} = \frac{1.46E + 05}{3.72E + 06} = 0.04$ $DCR_V = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} = \frac{6.25E + 04}{1.28E + 05} = 0.49$ DCR برش ظرفیتی با توجه به مقادیر DCR، این ستون به واسطه رفتار خمشی کنترل می‌گردد. برای همین ستون معیارهای پذیرش در سطح خطر ۱ و سطح عملکرد ایمنی جانی به شرح زیر کنترل می‌شود: $\frac{P_{UF}}{A_g F_{CL}} = \frac{9.76E + 04}{12.25E + 04 \times 24} = 0.03 \leq 0.1 \quad \text{در ترکیب بار COMBF1}$ $S = 25cm > \frac{d}{3} = 10.3cm \Rightarrow NonConforming$ فاصله خاموت‌ها $12.04 \frac{V_{UF2}}{b_w d \sqrt{F_{CL}}} = 0.96 \leq 3 \quad \text{در ترکیب بار COMBF1}$ $12.04 \frac{V_{UF3}}{b_w d \sqrt{F_{CL}}} = 0.28 \leq 3 \quad \text{در ترکیب بار COMBF1}$ بنابراین طبق جدول (۵-۶) دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، مقدار m_x و m_y برای سطح عملکرد ایمنی جانی برابر ۲ بدست می‌آید. با توجه به اینکه ضریب آگاهی برابر یک می‌باشد، معیارهای پذیرش به صورت زیر محاسبه می‌شوند:	

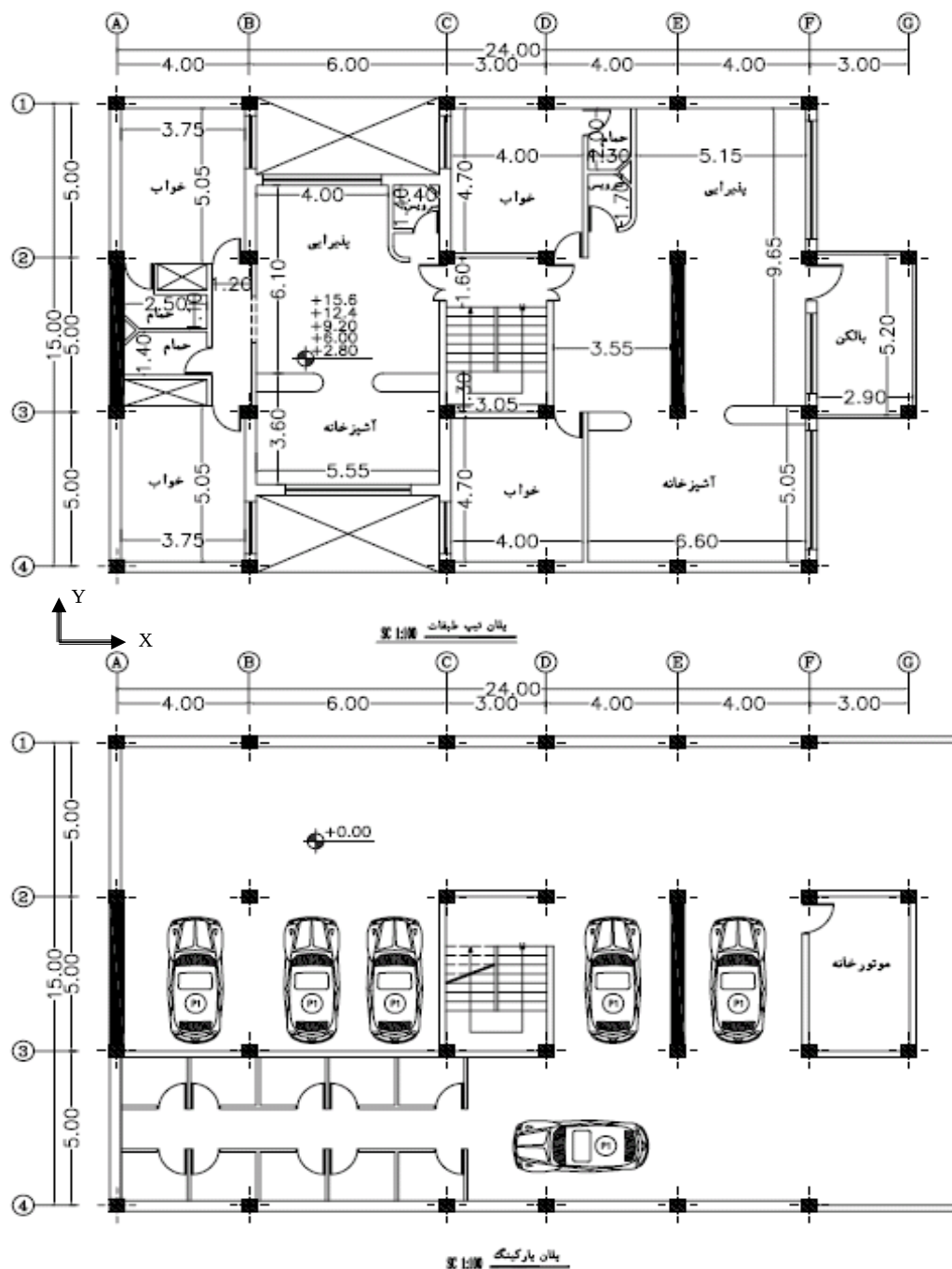
برگه محاسبه		
نام پروژه: مثال اول (ساختمان سه طبقه بتنی)		
نتیجه	محاسبات	ماخذ آیین نامه
	حداکثر معیار پذیرش خمش در انتهای ستون (COMBD1): $A.C._M = \left(\frac{M_{UD_{3-3}}}{m_y \cdot \kappa \cdot M_{CE_{3-3}}} \right)^2 + \left(\frac{M_{UD_{2-2}}}{m_x \cdot \kappa \cdot M_{CE_{2-2}}} \right)^2 = 0.45$ حداکثر معیار پذیرش برش ۲-۲ (در راستای محور X) در انتهای ستون (COMBF1): $A.C._{V_{2-2}} = \frac{Q_{UF}}{\kappa \cdot Q_{CL}} = \frac{4.22E + 04}{1 \times 1.14E + 05} = 0.37$ حداکثر معیار پذیرش برش ۲-۲ (در راستای محور X) در انتهای ستون (COMBF6): $A.C._{V_{3-32}} = \frac{Q_{UF}}{\kappa \cdot Q_{CL}} = \frac{3.13E + 04}{1 \times 1.16E + 05} = 0.27$	

فصل ۶

مثال دوم (ساختمان پنج طبقه ی بتنی)

۱-۶- تعریف مثال

مثال انتخاب شده در این بخش یک ساختمان ۵ طبقه بتنی با کاربری مسکونی است. موقعیت این ساختمان در شهر تهران و خاک منطقه براساس مطالعات ژئوتکنیک انجام شده از نوع III (طبق استاندارد ۲۸۰۰) است. ابعاد کلی پلان ۲۱/۰ × ۱۵/۰ متر و مساحت زیربنا ۱۵۳۰ مترمربع است. تمام نقشه‌های معماری و سازه‌ای این سازه در پیوست (الف) این فصل ارایه شده است. در شکل (۱-۶) پلان معماری طبقات این ساختمان نشان داده شده است.



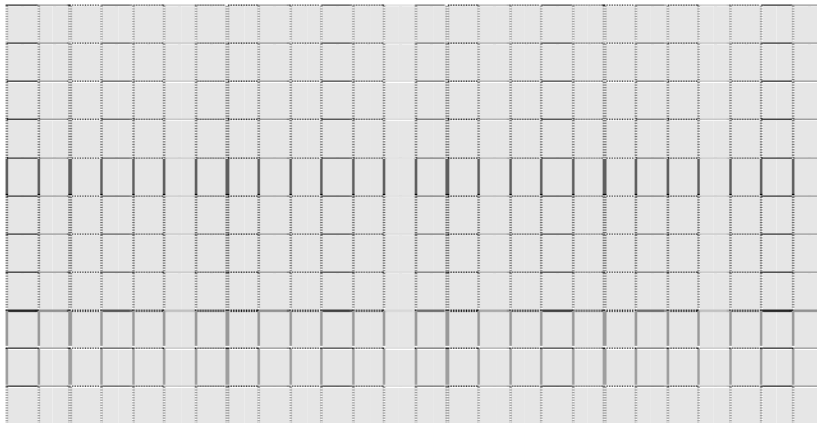
شکل (۱-۶): پلان‌های معماری ساختمان

چک لیست شماره‌ی یک- بازدید محلی

۱- آدرس ساختمان:

۲- طول و عرض جغرافیایی در ورودی اصلی ساختمان:

۳- کروکی موقعیت زمین و ساختمان:



۴- آیا تجهیزات هشدار دهنده‌ی دود و نشت گاز در ساختمان وجود دارد؟

بله ☐ خیر ☒، وضعیت تجهیزات هشدار دهنده‌ی دود و نشت گاز:

۵- آیا تجهیزات آتش نشانی در ساختمان وجود دارد؟

بله ☒ خیر ☐، وضعیت تجهیزات آتش نشانی: تجهیزات سالم و آماده‌ی بهره‌برداری هستند.

۶- آیا رویه‌ی مقاوم در برابر آتش بر روی اعضای سازه‌ای وجود دارد؟

بله ☐ خیر ☒، جنس و وضعیت رویه‌ی مقاوم در برابر آتش:

۷- آیا تغییرات در پلان معماری اولیه وجود دارد؟

بله ☐ خیر ☒، شرح تغییرات پلان معماری:

۸- آیا بخش جدیدی به سازه‌ی موجود اضافه شده است؟

بله ☐ خیر ☒، شرح بخش‌های جدید اضافه‌شده:

۹- وضعیت توپوگرافی منطقه:

ساختمان واقع بر خط‌الرأس با سراسیمی تند ☐ ساختمان واقع بر خط‌القعر و نواحی پست ☐ساختمان در مجاورت خاکریزی یا خاکبرداری ☐ ساختمان بر روی زمین با شیب تند ☐۱۰- آیا احتمال دارد ساختمان بر روی خاک دستی احداث گردیده باشد؟ بله ☐ خیر ☒۱۱- آیا سابقه‌ی روانگرایی در منطقه دیده شده است؟ بله ☐ خیر ☒۱۲- آیا احتمال روانگرایی در منطقه وجود دارد؟ بله ☐ خیر ☒۱۳- آیا سابقه‌ی زمین‌لغزش در منطقه دیده شده است؟ بله ☐ خیر ☒۱۴- آیا احتمال زمین‌لغزش در منطقه وجود دارد؟ بله ☐ خیر ☒

۱۵- آیا در نزدیکی ساختمان تونل، حفره‌های بزرگ و یا قنات وجود دارد؟

بله ☐ خیر ☒، فاصله از ساختمان:

۱۶- آیا از نزدیکی ساختمان خط مترو عبور می‌کند؟

بله ☐ خیر ☒، فاصله از ساختمان:۱۷- آیا ساختمان در محدوده یا مسیر قنات قرار گرفته است؟ بله ☐ خیر ☒

۱۸- آیا ساختمان در مسیل ساخته شده است؟ ☒ خیر ☐ بله

۱۹- ویژگی های اصلی و قابل توجه خاک: شن و ماسه با تراکم متوسط

۲۰- وضعیت زمین اطراف ساختمان از نظر جنس خاک و سطح آب زیرزمینی با توجه به سوابق قابل مشاهده ی محلی مانند گودبرداری های اطراف چگونه است؟ عمق آب زیرزمینی بیش از ده متر تخمین زده می شود.

۲۱- امکان انجام عملیات اجرایی بهسازی ساختمان در زمان های مختلف چگونه است؟ عملیات بهسازی نیازمند مجوز شهرداری است.

۲۲- آیا محوطه ی لازم برای انجام عملیات اجرایی بهسازی و فضای لازم برای استقرار ماشین آلات موجود است؟

☒ خیر ☐ بله

۲۳- آیا ساختمان های مجاور در انجام عملیات اجرایی بهسازی مانع ایجاد می کنند؟ ☒ خیر ☐ بله

۲۴- وضعیت ساختمان های مجاور:

مجاورت ندارد	مجاورت دارد (فاصله و اختلاف تراز طبقات بین دو ساختمان)	وجوه ساختمان
☒	☐ :	وجه شرقی
☒	☐ :	وجه غربی
☐	☒ : درز انقطاع رعایت شده است.	وجه شمالی
☐	☒ : درز انقطاع رعایت شده است.	وجه جنوبی

۲۵- شناسایی وضعیت اجزای مشترک با ساختمان مجاور:

نوع اشتراک	توضیح
☐ ستون مشترک	
☐ تیر مشترک	
☐ سقف مشترک	
☐ پله ی مشترک	
☐ دیوار مشترک	
☐ سایر	

۲۶- بررسی احتمال آسیب ناشی از ساختمان مجاور:

نوع خطر آسیب دیدگی	توضیح (محل و نوع)
☐ سقوط اجزای سست	
☐ انفجار	
☐ آتش سوزی	
☐ نشست مواد شیمیایی	
☐ سایر	

۲۷- کیفیت نگهداری از ساختمان در طول بهره برداری:

وجود خوردگی یا زنگ زدگی در اجزای سازه ای ☐ وجود فرسودگی در اجزای غیر سازه ای ☐

۲۸- نوع پوشش اجزای سازه ای چگونه است؟ کیفیت ظاهری بتن مناسب است.

۲۹- آیا ساختمان دارای آسانسور است؟ تعداد و ظرفیت آن ذکر شود؟ خیر

۳۰- فهرست اجزای غیر سازه ای ساختمان ضمیمه شود.

چک لیست شماره‌ی دو- بررسی مدارک موجود

۱- موقعیت ساختمان:

استان	شهرستان	شهر	منطقه‌ی شهرداری	منطقه از نظر پهنه‌بندی خطر زلزله بر اساس استاندارد ۲۸۰۰
تهران	تهران	تهران	۳	III

۲- تاریخچه‌ی ساختمان:

سال طراحی سازه: ۱۳۷۹ سال شروع ساخت: ۱۳۸۰ سال بهره‌برداری: ۱۳۸۱

۳- عوامل ساخت:

کارفرما: مشاور:

پیمانکار: بهره‌بردار:

۴- مشخصات طبقات ساختمان:

طبقه	زیربنای طبقه	ارتفاع طبقه	تعداد ساکنین	کاربری طبقه	موارد خاص	توضیحات
۵	۳۰۶	۳/۲	۱۰	مسکونی		
۴	۳۰۶	۳/۲	۱۰	مسکونی		
۳	۳۰۶	۳/۲	۱۰	مسکونی		
۲	۳۳۰	۳/۲	۱۰	مسکونی		
۱	۳۶۰	۲/۸	-	پارکینگ		
جمع	۱۶۰۸	۱۵/۶	۴۰			

۵- سطح کل زمین: ۴۰۰ مترمربع

۶- کاربری ساختمان:

کاربری فعلی: مسکونی کاربری قبلی: مسکونی

۷- اسناد و مدارک موجود

اسناد و مدارک موجود ^۱		موجود نیست	موجود است	
			کامل است	ناقص است (موارد نقص)
معماری	نقشه‌های معماری			
	- پلان معماری طبقات	☒	☐	: ☐
	- مقاطع ساختمان	☒	☐	: ☐
	- نماها	☒	☐	: ☐
	- نقشه‌ی محوطه‌ی ساختمان	☒	☐	: ☐
	- پلان جانمایی سقف‌های کاذب	☒	☐	: ☐
	جزئیات معماری			
	- سقف‌های سازه‌ای و کاذب	☒	☐	: ☐
	- دیوارهای پیرامونی	☒	☐	: ☐
	- دیوارهای تیغه‌بندی	☒	☐	: ☐
	- پله‌ها	☒	☐	: ☐
- نماها	☒	☐	: ☐	

اسناد و مدارک موجود ^۱		موجود نیست	موجود است	
			کامل است	ناقص است (موارد نقص)
۳.۵	نقشه‌های سازه‌ای			
	- پلان تیرریزی	☒	☐	: ☐
	- پلان ستون‌گذاری	☒	☐	: ☐
	- قاب‌ها	☒	☐	: ☐
	- پلان جانمایی مهاربند یا دیواربرشی	☒	☐	: ☐
	- پلان پی	☒	☐	: ☐
	جزئیات سازه‌ای			
	- مشخصات مقاطع تیرها	☒	☐	: ☐
	- مشخصات مقاطع ستون‌ها	☒	☐	: ☐
	- مشخصات مقاطع مهاربندها یا دیوار برشی	☒	☐	: ☐
	- جزئیات اتصالات تیر به ستون	☒	☐	: ☐
	- جزئیات اتصالات مهاربندها	☒	☐	: ☐
	- جزئیات وصله‌ی ستون‌ها	☒	☐	: ☐
	- جزئیات صفحه‌ستون و میل مهارها	☒	☐	: ☐
	- جزئیات اتصال ستون به صفحه ستون	☒	☐	: ☐
	- جزئیات آرماتورگذاری فونداسیون	☒	☐	: ☐
	- جزئیات سازه‌ای پله‌ها	☒	☐	: ☐
	- جزئیات اجرایی سقف‌ها	☒	☐	: ☐
	- جزئیات اتصال میانقاب‌ها	☒	☐	: ☐
	- جزئیات اتصال نما به سازه	☒	☐	: ☐
۳.۶	جزئیات غیرسازه‌ای			
	- نقشه‌های تاسیساتی	☒	☐	: ☐
	- دفترچه‌ی محاسبات	☒	☐	: ☐
	- دستورکارها	☐	☒	: ☐
	- صورتجلسه‌ها	☐	☒	: ☐
	- فهرست نواقص تحویل موقت و صورتجلسه‌های رفع آن‌ها	☐	☒	: ☐
	- گزارش‌های ژئوتکنیک	☐	☒	: ☐
	- گزارش‌های تحلیل خطر ساختمان	☐	☒	: ☐
	گزارش آزمایش مصالح			
	- فولادی	☒	☐	: ☐
- بتن	☒	☐	: ☐	
- میلگرد	☒	☐	: ☐	

۱- در صورتی که هرگونه مرمت یا بازسازی در ساختمان صورت گرفته است، لازم است مدارک مرتبط برای تعیین نواقص، مطابق با چک لیست فوق کنترل شوند.

۸- سیستم سازه‌ای ساختمان:

سیستم سازه‌ای	قاب خمشی		قاب خمشی با میانقاب		قاب بتنی مهاربندی شده	قاب بتنی پیش ساخته
	تیر- ستون	دال- ستون	میانقاب با مصالح بنایی	میانقاب با مصالح بتنی		
امتداد اصلی اول	☒	☐	☐	☐	☐	☐
امتداد اصلی دوم (متعامد)	☐	☐	☐	☐	☒	☐

۹- اجزای سازه‌ای:

۹-۱- دیوارهای سازه‌ای:

- ☒ دیوار برشی بتنی معمولی
☐ دیوار برشی فولادی
☐ دیوار برشی بتنی همبند
☐ سایر

۹-۲- پی‌ها:

- ☐ منفرد
☐ نواری
☒ گسترده
☐ عمیق
☐ سایر

۹-۳- نوع دیافراگم:

- ☒ تیرچه بلوک
☐ دال بتنی
☐ دال و تیرچه بتنی
☐ طاق ضربی
☐ مرکب
☒ مهاربندی فولادی افقی
☐ کف فلزی با پوشش بتن سازه‌ای
☐ کف فلزی با پوشش بتن غیرسازه‌ای
☐ کف فلزی بدون پوشش
☐ سایر

۱۰- میانقاب‌ها

۱۰-۱- نوع مصالح میانقاب:

۱۰-۲- میانقاب‌های موجود در ساختمان کدام یک از شرایط زیر را ارضا می‌کنند:

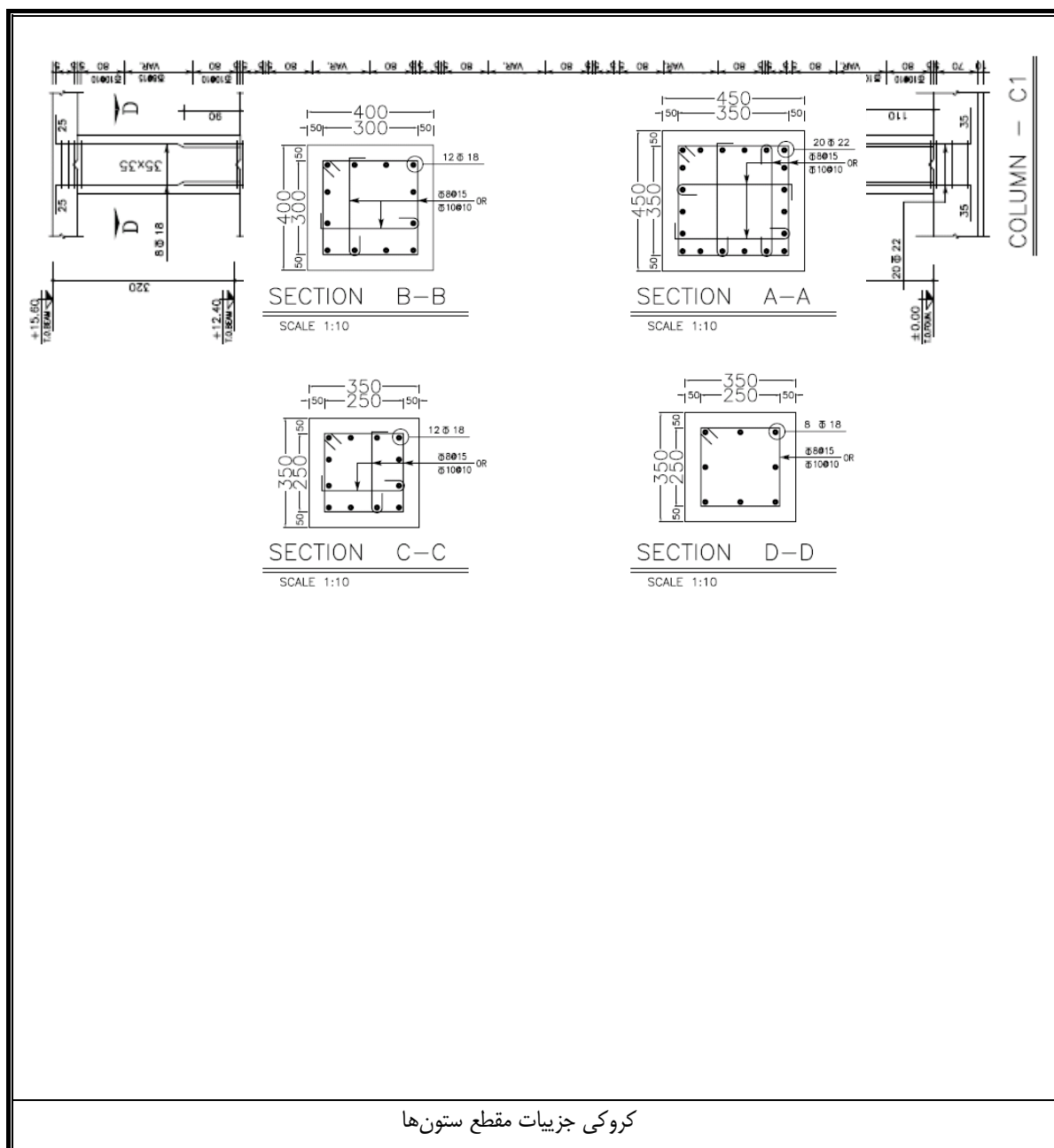
- ☒ میانقاب جداشده: میانقابی که در بالا و اطراف خود دارای درزهایی با قاب است به طوری که وقوع حداکثر تغییر شکل‌های مورد انتظار قاب را به‌طور آزادانه امکان‌پذیر می‌سازد.

- ☐ میانقاب برشی: میانقاب در هر چهار طرف به‌طور کامل با قاب محیطی خود در تماس است.

چک لیست شماری سه - سونداژ

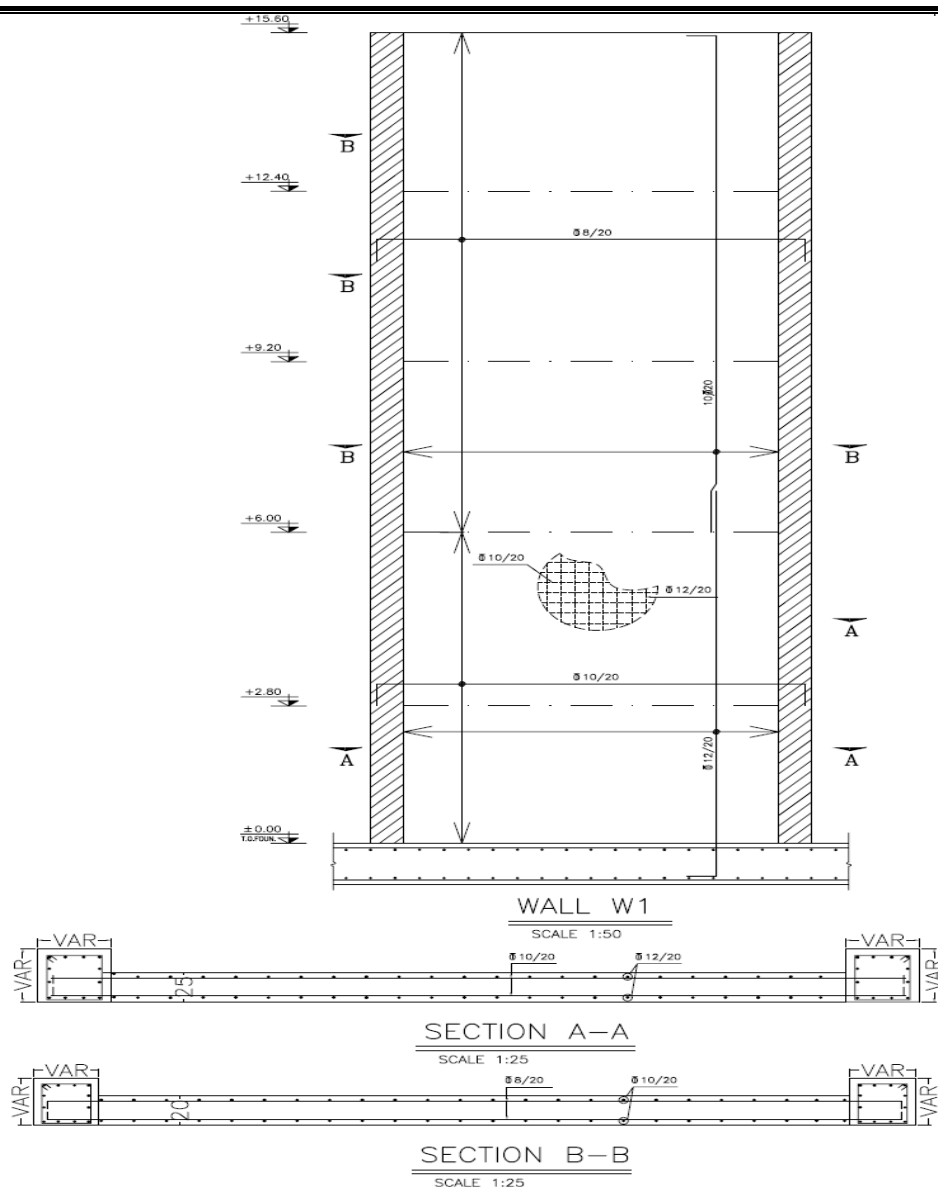
۱- سونداژ جزییات اتصال تیر به ستون

ردیف	جزییات ستون‌ها	برداشت شد	برداشت نشد
۱-۱	ابعاد مقطع ستون‌ها	☒	☐
۲-۱	مشخصات میلگردهای طولی و عرضی	☒	☐
۳-۱	مشخصات وصله‌ها و طول مهاری	☒	☐
۴-۱	مشخصات میلگردهای عرضی در نواحی بحرانی ستون‌ها	☒	☐
۵-۱	مقطع ستون‌ها	☒	☐



۲- سونداژ جزییات دیوارهای برشی

ردیف	ابعاد مقطع دیوارهای برشی	برداشت شد	برداشت نشد
۱-۲	ابعاد مقطع تیرهای همبند (در صورت وجود)	☐	☐
۲-۲	ضخامت و ابعاد نواحی مرزی (در صورت وجود)	☒	☐
۳-۲	مشخصات میلگردگذاری طولی و عرضی دیوار	☒	☐
۴-۲	مشخصات میلگردگذاری طولی و عرضی نواحی مرزی (در صورت وجود)	☒	☐
۵-۲	مشخصات میلگردگذاری طولی و عرضی در تیرهای همبند (در صورت وجود)	☐	☐



کروکی جزییات دیوار برشی

چک لیست شماره ی چهار - ارزیابی کیفی

چک لیست ارزیابی کیفی		صفحه: ۱ از ۳
۱- ارزیابی کلی سازه		
۱- آیا مسیرهای انتقال بار ثقلی تا روی پی ادامه دارند؟	☒ بله	☐ نامشخص
۲- آیا مسیرهای انتقال بار جانبی تا روی پی ادامه دارند؟	☒ بله	☐ نامشخص
۳- درز انقطاع با ساختمان های مجاور:	☒ وجود دارد (☐ کم تر از مقدار مجاز - ☒ بیش تر از مقدار مجاز)	☐ وجود ندارد
۴- اجزای سازه های مشترک بین ساختمان های مجاور:	☐ وجود دارد	☒ وجود ندارد
۵- آیا احتمال بروز آسیب ناشی از ساختمان های مجاور وجود دارد؟	☐ بله (☐ سقوط اجزای سست - ☐ آتش سوزی - ☐ سایر موارد)	☒ خیر
۶- به طور کلی، سازه در پلان: ☐ منظم ☒ نامنظم (☒ عدم تقارن اعضای سیستم باربر جانبی - ☐ توزیع نامتناسب جرم در پلان - ☐ نامنظمی هندسی)		
۷- به طور کلی، سازه در ارتفاع: ☒ منظم ☐ نامنظم (☐ طبقه نرم یا ضعیف - ☐ توزیع نامتناسب جرم - ☐ نامنظمی هندسی)		☐ نامشخص
۸- احتمال وقوع پیچش چقدر است؟	☐ زیاد ☒ متوسط ☐ کم	☐ نامشخص
۹- آیا اعضای باربر جانبی در ارتفاع تغییر صفحه دارند؟	☐ بله ☒ خیر	☐ نامشخص
۱۰- آیا تیغه های داخلی به طور منظم و متقارن در کف طبقات توزیع شده اند؟	☒ بله ☐ خیر	☐ نامشخص
۲- پی		
۱۱- نشست در سازه:	☒ وجود ندارد	☐ وجود دارد (☐ یکنواخت - ☐ غیر یکنواخت)
۱۲- وضع ظاهری پی ها:	☒ مناسب ☐ نامناسب (.....)	☐ نامشخص
۱۳- آیا پی ها در یک تراز قرار دارند؟	☒ بله ☐ خیر	
۱۴- تراز آب زیرزمینی نسبت به سطح زمین چقدر است؟	☐ بیش از ۲۰ متر ☒ بین ۱۰ تا ۲۰ ☐ بین ۲ تا ۱۰ ☐ کم تر از ۲ متر	
۱۵- آیا شواهدی از خاک شستگی و سایش خاک اطراف پی وجود دارد؟	☐ بله ☒ خیر	☐ نامشخص
۱۶- آیا پی مشترک با سازه مجاور دارد؟	☐ بله ☒ خیر	☐ نامشخص
۳- کف ها و بام		
۱۷- آیا کف در مجاورت دهانه های مهاربندی شده دارای باز شو هستند؟	☐ بله (☐ کم تر از مقدار مجاز - ☐ بیش از مقدار مجاز)	☒ خیر
۱۸- آیا بازشوهایی در کف با عرض بیش از ۲/۳ بعد ساختمان، وجود دارد؟	☐ بله ☒ خیر	
۱۹- انسجام و یکپارچگی کف ها و بام را چگونه ارزیابی می کنید؟	☒ مناسب ☐ نامناسب	
۲۰- اتصال قطعات بام به اجزای سازه را چگونه ارزیابی می کنید؟	☒ مناسب ☐ خطر سقوط وجود دارد	☐ مصداق ندارد
۲۱- آیا ترک های غیر عادی در سقف های بتنی دیده می شود؟	☐ بله ☒ خیر	☐ نامشخص
۲۲- در صورت استفاده از ورق های موج دار در سقف، ورق ها به طور مطلوب به اسکلت سقف مهار شده اند؟	☐ بله ☐ خیر	☒ مصداق ندارد
۲۳- در سقف های تیرچه بلوک با دهانه های بیش از ۴ متر، تیرچه ها دارای کلاف عرضی هستند؟	☒ بله ☐ خیر	☐ نامشخص
۲۴- سیستم سقف در محل تکیه گاه ها به عناصر زیر سری به طور مناسب متصل شده است؟	☒ بله ☐ خیر	☐ نامشخص
۴- سازه ی بتنی		
۲۵- کیفیت ظاهری بتن چگونه است؟	☒ مناسب ☐ ترک سطحی ☐ ترک عمیق	☐ کنده شدگی پوشش بتن
۲۶- کیفیت اجرای بتن را چگونه ارزیابی می کنید؟	☒ مناسب ☐ نامناسب	☐ نامشخص
۲۷- آیا در اعضای بتنی موردی که کرمو باشد، رویت می شود؟	☐ بله ☒ خیر	☐ نامشخص
۲۸- ابعاد ستون ها را چگونه ارزیابی می کنید؟		
☒ مناسب ☐ وجود بعد کوچک تر از ۲۵ cm ☐ عرض ستون کم تر از ۳/۴ بعد دیگر ☐ نسبت طول آزاد به عرض ستون بیش تر از ۲۵		
۲۹- ابعاد تیر ها را چگونه ارزیابی می کنید؟	☒ مناسب ☐ وجود بعد کوچک تر از ۲۵ cm ☐ عرض تیر بیش از ۳/۴ ارتفاع مقطع تیر	
☐ عرض تیر کم تر از ۳/۴ ارتفاع مقطع تیر		
۳۰- آیا ستون کوتاه در قاب وجود دارد؟	☐ بله ☒ خیر	☐ نامشخص
۳۱- آیا فلسفه ی تیر ضعیف - ستون قوی رعایت شده است؟	☐ بله ☐ خیر	☒ نامشخص

صفحه: ۲ از ۳	چک‌لیست ارزیابی کیفی
☒ خیر	۳۲- ستون‌ها، تیرها و دیوارهای برشی دارای سابقه آسیب قبلی ناشی از آتش‌سوزی و یا ضربه هستند؟ ☐ بله ☒ خیر
☐ نامشخص	۳۳- آیا تغییر ناگهانی در مقطع تیرها و ستون‌ها مشاهده می‌شود؟ ☐ بله ☒ خیر
☐ نامشخص	۳۴- تیری که دارای خیز قابل توجهی باشد، وجود دارد؟ ☐ بله ☒ خیر
☒ خیر	۳۵- آیا خروج از مرکزیت محور تیر نسبت به محور ستون از $\frac{1}{5}$ عرض ستون بیش‌تر است؟ ☐ بله ☒ خیر
☒ خیر	۳۶- آیا ترک برشی در محل اتصال ستون‌ها به کف و سقف رویت می‌شود؟ ☐ بله ☒ خیر
☒ مصداق ندارد	۳۷- آیا دیوار حایل بتنی با اسکلت سازه اتصال دارد؟ ☐ بله ☐ خیر ☐ نامشخص ☒ مصداق ندارد
۴- ۱- دیوار برشی ☒ وجود دارد ☐ وجود ندارد	
☐ مصداق ندارد	۳۸- آیا دیوارهای برشی دارای نسبت h_w/l_w (ارتفاع به طول) کوچک‌تر از ۴ هستند؟ ☐ بله ☒ خیر
☐ مصداق ندارد	۳۹- در دیوارهای با نسبت h_w/l_w بزرگ‌تر از ۲ از المان‌های مرزی استفاده شده است؟ ☐ بله ☒ خیر
☐ مصداق ندارد	۴۰- آیا ترک‌های قطری با عرض بیش از ۱ mm مشاهده می‌شود؟ ☐ بله ☒ خیر
☒ مصداق ندارد	۴۱- ابعاد بازشو دیافراگم‌ها در مجاورت دیوارهای برشی کمتر از $\frac{1}{4}$ طول دیوار است؟ ☐ بله ☐ خیر ☒ مصداق ندارد
۵- دیوارها	
☐ آجر سفالی	۴۲- مصالح دیوارها از چه نوعی است؟ ☒ بلوک سفالی ☐ بلوک سیمانی ☐ آجر فشاری ☐ آجر مجوف
☒ ماسه سیمان	۴۳- ملات مصرفی دیوارها چیست؟ ☐ ماسه آهک ☐ خاک و گل ☐ نامشخص
☐ مناسب	۴۴- کیفیت ملات مصرفی را چگونه ارزیابی می‌کنید؟ ☐ نامناسب (.....) ☒ نامشخص
☐ مناسب	۴۵- کیفیت اجرای دیوارها را چگونه ارزیابی می‌کنید؟ ☐ نامناسب (.....) ☒ نامشخص
☐ بله	۴۶- آیا در محل درز انقطاع، تیغه‌ها و دیوارها قطع شده‌اند؟ ☐ خیر ☐ نامشخص ☒ مصداق ندارد
☐ بله	۴۷- خطر واژگونی دیوارها و مسدود شدن ورودی یا خروجی‌ها را چگونه ارزیابی می‌کنید؟ ☐ زیاد ☒ کم ☐ بدون خطر ☐ نامشخص
☐ بله	۴۸- آیا ترک در دیوارها رویت می‌شود؟ ☐ بله ☐ ترک ضربدری ناشی از زلزله - ☐ ترک عمودی ناشی از نشست - ☐ سایر موارد (.....) ☒ خیر
☐ بله	۴۹- آیا جان‌پناه‌ها به‌طور مناسب مهار شده‌اند؟ ☐ بله ☐ خیر ☒ نامشخص ☐ مصداق ندارد
۵- ۱- میانقاب‌های مصالح بنایی ☐ وجود دارد ☒ وجود ندارد	
☐ بله	۵۰- آیا ترک‌های قطری مشاهده می‌شود؟ ☐ بله ☐ ترک ضربدری ناشی از زلزله - ☐ ترک عمودی ناشی از نشست - ☐ سایر موارد (.....) ☒ خیر
☐ بله	۵۱- آیا میانقاب‌ها به‌طور پیوسته تا روی فونداسیون ادامه دارند؟ ☐ بله ☐ خیر ☐ نامشخص
☐ بله	۵۲- آیا کیفیت اجرای ملات میانقاب‌ها مناسب بنظر می‌رسد؟ ☐ بله ☐ خیر ☐ نامشخص
☐ بله	۵۳- آیا اجرای میانقاب‌ها سبب ایجاد ستون کوتاه شده است؟ ☐ بله ☐ خیر
۵- ۲- دیوار غیرسازه‌ای ☒ وجود دارد ☐ وجود ندارد	
☒ نامشخص	۵۴- آیا دیوارهای غیرسازه‌ای داخلی دارای مهار کافی در خارج از صفحه خود هستند؟ ☐ بله ☐ خیر ☒ نامشخص
☐ بله	۵۵- دیوارهای غیرسازه‌ای مصالح بنایی که ارتفاعشان کم‌تر از ارتفاع طبقه است، با کلاف‌های افقی یا قائم به سازه متصل شده‌اند؟ ☐ بله ☒ نامشخص ☐ مصداق ندارد
☐ بله	۵۶- آیا طول آزاد تیغه‌ها یا دیوارهای غیرسازه‌ای واقع بین دو پشت‌بند یا کلاف قائم، کم‌تر از حداکثر مقدار مجاز است؟ ☒ بله ☐ خیر ☐ نامشخص
☐ بله	۵۷- آیا ارتفاع تیغه‌ها یا دیوارهای غیرسازه‌ای، کم‌تر از حداکثر مقدار مجاز است؟ ☒ بله (بدون کلاف افقی - ☐ با استفاده از کلاف افقی مناسب - ☐ با استفاده از کلاف افقی نامناسب) ☐ خیر ☐ نامشخص
☐ بله	۵۸- ابعاد پشت‌بند دیوارها مناسب است؟ ☐ بله ☐ خیر ☒ نامشخص
☒ نامشخص	۵۹- آیا اتصال کافی بین دیوارهای غیرسازه‌ای با دیوارهای سازه‌ای یا کلاف‌ها و ستون‌ها وجود دارد؟ ☐ بله ☐ خیر ☒ نامشخص
۶- اجزای غیر سازه‌ای	
۶- ۱- قطعات الحاقی بیرونی ☐ وجود دارد ☒ وجود ندارد	
☐ بله	۶۰- آیا در خارج از ساختمان قطعات الحاقی وجود دارد؟ ☐ بله (مهار مناسب به سازه - ☐ مهار نامناسب به سازه) ☐ خیر
☐ بله	۶۱- آیا در صورت سقوط قطعات الحاقی، افراد صدمه می‌بینند؟ ☐ بله ☐ خیر

صفحه: ۳ از ۳	چک لیست ارزیابی کیفی
۶۲- آیا قطعات الحاقی خاص با جنبه فقط معماری در نمای ساختمان وجود دارد؟	☐ بله (☐ پایداری لرزه ای مناسب - ☐ ناپایدار لرزه ای) ☐ خیر
۶۳- نرده ها و سایر ملحقات موجود در نما به طور مناسب به سازه متصل شده اند؟	☐ بله ☐ خیر ☐ مصداق ندارد
۶۴- آیا پله ی فرار در ساختمان وجود دارد؟	☐ وجود دارد - لازم است ☐ وجود ندارد - لازم است ☐ وجود ندارد - لازم نیست
۶۵- آیا قطعات سنگین در لبه ی بام یا تراس ها و طره های بیرونی ساختمان وجود دارد؟	☐ بله (☐ مهار مناسب - ☐ مهار نامناسب - ☐ بدون مهار) ☐ خیر
۶-۲- آویزها و قطعات درون ساختمان	☒ وجود دارد ☐ وجود ندارد
۶۶- آویزهای سنگین در ساختمان وجود دارد؟	☐ بله (☐ مهار مناسب - ☐ مهار نامناسب) ☒ خیر
۶۷- قطعاتی که به دیوارها متصل هستند، به خوبی مهار شده اند؟	☐ بله ☒ خیر
۶۸- خطر واژگونی و یا لغزش تجهیزات و آسیب به سازه و افراد را چگونه ارزیابی می کنید؟	☐ زیاد ☒ کم ☐ بدون خطر
۶۹- آیا قفسه ها، کمد ها و سایر لوازم و تجهیزات به طور مناسب به کف و دیوار و سازه مهار شده اند؟	☐ بله (☐ مهار مناسب - ☐ مهار نامناسب) ☒ خیر
۶-۳- تاسیسات مکانیکی	☒ وجود دارد ☐ وجود ندارد
۷۰- آیا فاصله ی مهار کانال ها مناسب است؟	☒ بله ☐ خیر
۷۱- آیا لوله ها در محل تکیه گاه ها دارای اتصالات مناسب هستند؟	☒ بله ☐ خیر
۷۲- نحوه ی مهار کانال های تاسیساتی مناسب است؟	☒ بله ☐ خیر
۷۳- لوله ها و کانال ها در محل عبور از دیوار و یا درز انقطاع، به طور صحیحی اجرا شده اند؟	☒ بله ☐ خیر ☐ مصداق ندارد
۶-۴- شیشه ها	☒ وجود دارد ☐ وجود ندارد
۷۴- آیا قاب شیشه ها در برابر زلزله از پایداری مناسبی برخوردار هستند؟	☒ بله ☐ خیر
۷۵- آیا نحوه ی قرارگیری شیشه ها در قاب به گونه ای است که تغییر شکل سازه باعث شکستن شیشه می شود؟	☒ بله ☐ خیر
۷۶- آیا خطر برخورد قطعات غیر سازه ای که در مجاورت سطوح شیشه خور قرار دارند، وجود دارد؟	☒ بله ☐ نامشخص
۷۷- در سازه های با نمای شیشه ای وسیع، شبکه ی قاب شیشه ها دارای جزییات و مقاومت لرزه ای مناسب است؟	☐ بله ☐ خیر ☐ نامشخص ☒ مصداق ندارد
۶-۵- نما	☒ وجود دارد ☐ وجود ندارد
۷۸- آیا ترک و یا رگه های شکست در نما مشاهده می شود؟	☐ بله ☒ خیر ☐ نامشخص ☐ مصداق ندارد
۷۹- احتمال سقوط مصالح نما را چگونه ارزیابی می کنید؟	☐ زیاد ☒ کم ☐ بدون خطر ☐ نامشخص
۸۰- آیا در نماسازی با سنگ پلاک، سنگ ها بطور مناسب مهار شده اند؟	☒ بله ☐ خیر ☐ نامشخص ☐ مصداق ندارد
۶-۶- سقف کاذب	☐ وجود دارد ☒ وجود ندارد
۸۱- آیا سقف کاذب دارای مهار مناسب به سقف سازه ای است؟	☐ بله ☐ خیر
۸۲- آیا سقف کاذب با مصالح سبک اجرا شده است؟	☐ بله ☐ خیر
۸۳- آیا فاصله ی مناسب بین سقف کاذب با دیوارها و ستون ها رعایت شده است؟	☐ بله ☐ خیر
۸۴- اجزای سقف کاذب در تمام جهات به طور مناسب، به شبکه ی سقف کاذب متصل شده اند؟	☐ بله ☐ خیر
۸۵- سیستم روشنایی به طرز مناسبی به سقف متصل شده است؟	☒ بله ☐ خیر
۶-۷- ملاحظات ایمنی	
۸۶- نحوه ی دسترسی به ساختمان به منظور امداد رسانی مناسب است؟	☒ بله ☐ خیر
۸۷- احتمال بروز آتش سوزی در هنگام وقوع زلزله را چگونه ارزیابی می کنید؟	☐ زیاد ☒ کم ☐ نامشخص
۸۸- آیا اجزای اصلی سازه در مقابل آتش سوزی به طور مناسبی محافظت شده اند؟	☒ بله ☐ خیر ☐ نامشخص

۲-۶- بازرسی وضعیت موجود و بررسی اطلاعات و مدارک ساختمان

۱-۲-۶- بازرسی وضعیت موجود ساختمان

وضعیت موجود ساختمان از نظر ظاهری، کیفیت نگهداری در دوران بهره‌برداری، امکان عملیات بهسازی احتمالی، شرایط ابنیه‌ی مجاور و شرایط ساختگاه (جنس خاک، سطح آب زیرزمینی، شیب زمین و وجود شیروانی و غیره) بررسی شده و براساس آن چک‌لیست ارزیابی کیفی تکمیل و ارایه شده است. همچنین کلیه مدارک فنی و مستندات طراحی، جمع‌آوری و طبقه‌بندی شده و وضعیت ساختمان به لحاظ موقعیت جغرافیایی، لرزه‌خیزی، کاربری، هندسه و پیکربندی مشخص شده و در ادامه در این چک‌لیست درج شده است.

۳-۶- تعیین هدف بهسازی و سطح اطلاعات

با توجه به بازدیدهای انجام شده از ساختمان و اطلاعات جمع‌آوری شده و نیز شناخت خواسته‌های کارفرما، هدف بهسازی مطلوب برای این ساختمان انتخاب شده است. بنابراین برای این ساختمان باید سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) در سطح خطر-۱ و سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش (CP) در سطح خطر-۲ تامین شود.

با توجه به درج مشخصات مصالح در نقشه‌های اجرایی موجود و هدف بهسازی مطلوب و نیز انجام آزمایش‌های متعارف و با استفاده از جدول (۴-۱)، سطح اطلاعات متعارف در نظر گرفته شده است. بنابراین مطابق جدول (۵-۱) ضریب آگاهی برابر واحد منظور می‌شود.

۴-۶- تعیین سونداژها و آزمایش‌های مقاومت مصالح و ژئوتکنیک

۱-۴-۶- سونداژها

با توجه به این‌که جزییات اجرایی در نقشه‌ها موجود است، براساس ضوابط جدول (۶-۱)، بازرسی وضعیت موجود ساختمان مورد نظر انجام شده و اطلاعات موجود در نقشه‌ها با وضعیت موجود تطابق دارد. در این مرحله، کلیه‌ی تیرها، ستون‌ها و دیوارهای قابل دسترسی با اطلاعات موجود در نقشه‌ها تطابق داده شده‌اند. ۳۰٪ تیرها، ۵۰٪ ستون‌ها و ۸۰٪ دیوارها قابل دسترسی بوده که در همه‌ی موارد تطابق داشته‌اند. همچنین با برداشت موضعی مصالح پوششی و مقدار محدودی از بتن رویه، حداقل یک اتصال از هر نمونه‌ی اتصال اصلی بررسی شده و تفاوتی با نقشه‌ها دیده نشده است. بنابراین می‌توان وضعیت اجرا شده را مطابق نقشه‌ها در نظر گرفت. محل سونداژهای تکمیلی برای تدقیق اطلاعات، مشابه جزییات مشروح در مثال اول ساختمان‌های بتنی است. اتصالات مورد بررسی، مشابه جزییات مشروح در مثال اول مشخص شده‌اند.

۶-۴-۲- آزمایش‌های مقاومت مصالح

با توجه به لزوم انجام آزمایش‌های متعارف برای این ساختمان، تعداد و نوع آزمایش‌ها مطابق شکل (۱-۴) و بند (۶-۲-۳) دستورالعمل بهسازی تعیین شده و نتایج حاصل در ادامه بیان شده است. بر این اساس برای تعیین مقاومت طراحی بتن، دو مغزه از تیرها، دو مغزه از ستون‌ها، دو مغزه از دیوارهای برشی و دو مغزه از پی‌ها گرفته شده و حداقل تعداد مغزه در کل ساختمان، برابر ۸ نمونه در نظر گرفته شده است. همچنین با توجه به وجود مدارک فنی ساختمان، مقاومت مشخصه ی میلگردهای فولادی همان مقادیر درج شده در نقشه‌ها در نظر گرفته شده است. محل‌های نمونه‌برداری از بتن براساس ضوابط دستورالعمل است که نمونه‌ی آن در مثال اول به تفصیل ذکر شده است. بایستی خاطر نشان شود که آزمایش نمونه‌ها برای تعیین مشخصات مکانیکی آن‌ها باید بر مبنای یک استاندارد معتبر منتشر شده (مانند استانداردهای انجمن آزمایش مصالح آمریکا ASTM) صورت گیرد.

۶-۴-۳- آزمایش‌های ژئوتکنیک

با توجه به سطح عملکرد و هدف بهسازی در نظر گرفته شده برای این ساختمان و براساس جدول (۱-۹)، اطلاعات مورد نیاز مثل نوع خاک، بافت، تراکم نسبی، عمق آب زیرزمینی، لایه بندی خاک، ظرفیت باربری و تنش مجاز خاک، ضریب ارتجاعی بستر، وضعیت نشست برای انواع پی‌ها و غیره باید در گزارش ژئوتکنیک مربوط بررسی و ارایه شود. همچنین ساختگاه باید از نظر ژئوتکنیک لرزه‌ای نیز مورد بررسی قرار گرفته و پتانسیل وقوع پدیده‌های گسلش، زمین لغزش، روانگرایی و نظایر آن‌ها ارزیابی شوند. در صورت لزوم انجام مطالعات تحلیل خطر و تهیه ی طیف ویژه ی ساختگاه، انجام آزمایش‌های ژئوفیزیک و تعیین پروفیل تغییرات سرعت موج برشی تا عمق متناظر با سنگ بستر لرزه‌ای اجتناب‌ناپذیر است. در این ساختمان مطالعات مورد نیاز ژئوتکنیک انجام پذیرفته است و در آن جهت کنترل ظرفیت، ظرفیت مجاز آن تحت بارهای ثقلی (بارهای مرده و زنده) برای پی گسترده برابر $q_a = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ گزارش شده است. همچنین مقدار ضریب مدول بستر برابر $k_s = 5.5 \text{ kg/cm}^3$ تعیین شده است.

۶-۵- مشخصات مصالح

در این مرحله نتایج آزمایش‌های مقاومت مصالح انجام شده، به‌دست آمده و براساس آن‌ها مقاومت‌های کرانه‌ی پایین و مورد انتظار بتن با توجه به ضوابط دستورالعمل (به ترتیب با محاسبه ی میانگین منه‌ای انحراف معیار و میانگین نتایج) محاسبه شده است. همچنین کرانه‌ی پایین مقاومت میلگردها همان مقادیر مندرج در نقشه‌ها در نظر گرفته شده و مقاومت مورد انتظار آن‌ها نیز با استفاده از ضرایب ارایه شده در جدول (۶-۱) دستورالعمل بهسازی، تعیین شده است.

$$f_{CE} = 280 \text{ kg/cm}^2$$

مقاومت مورد انتظار بتن سازه و پی

$$f_{CL} = 230 \text{ kg/cm}^2$$

مقاومت کرانه‌ی پایین بتن سازه و پی

$$f_s = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

مقاومت مورد انتظار میلگردهای اصلی

$$f_{SLB} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

مقاومت کرانه‌ی پایین میلگردهای اصلی

$$f_s = 3750 \text{ kg/cm}^2$$

مقاومت مورد انتظار خاموت‌ها

$$f_{SLB} = 3000 \text{ kg/cm}^2$$

مقاومت کرانه‌ی پایین خاموت‌ها

مدول الاستیسیته‌ی مورد انتظار بتن (براساس آبا) $E_{CE} = 15800\sqrt{f_{CE}} = 2.65 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

مدول الاستیسیته‌ی کرانه‌ی پایین بتن (براساس آبا) $E_{CL} = 15800\sqrt{f_{CL}} = 2.4 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

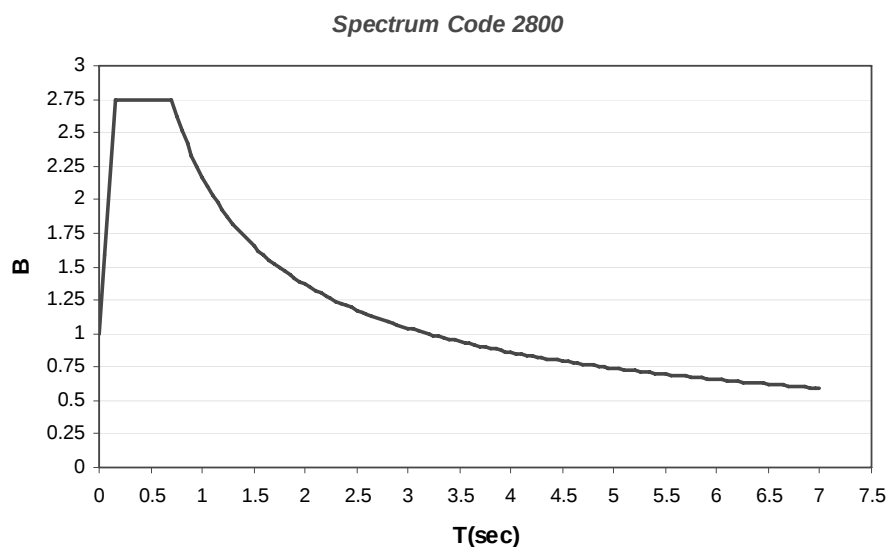
مدول الاستیسیته‌ی میلگرد $E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

همچنین با توجه به این که در این ساختمان پی‌ها سطحی و گسترده هستند، طبق بند (۴-۱-۲) دستورالعمل، ظرفیت باربری تجویزی مورد انتظار خاک عبارت است از:

$$q_c = 3q_a = 6.0 \text{ kg/cm}^2$$

۶-۶- تحلیل خطر

براساس استاندارد ۲۸۰۰ و محل ساختمان مورد نظر، مقدار نسبت شتاب مبنای طرح، A، در سطح خطر-۱ (زلزله با دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ سال) برابر ۰/۳۵ بوده و با توجه به مطالعات تحلیل خطر انجام شده، در سطح خطر-۲ (زلزله با دوره‌ی بازگشت ۲۴۷۵ سال) برابر ۰/۴۹ به دست آمده است. طیف ضریب بازتاب ساختمان، B، نیز مطابق استاندارد ۲۸۰۰ در نظر گرفته شده و در شکل (۶-۲) ارایه شده است. براساس ضوابط بند (۶-۱) دستورالعمل استفاده از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ برای ساختمان‌های با هدف بهسازی مطلوب مجاز می‌باشد. طیف طرح استاندارد از حاصل ضرب مقادیر طیف ضریب بازتاب ساختمان (B) و شتاب مبنای طرح (A) حاصل می‌شود.



شکل (۶-۲): طیف ضریب بازتاب ساختمان

۶-۷- محاسبات بارهای مرده و زنده

بارهای مرده و زنده این ساختمان با توجه به جزییات موجود در نقشه‌ها، براساس استاندارد ۵۱۹ به دست آمده و در جدول (۶-۱) خلاصه شده است. سقف‌های این ساختمان از نوع تیرچه بلوک بوده و دیوارهای آن با آجر مجوف و ملات ماسه‌سیمان ساخته شده‌اند. همچنین کاربری این ساختمان مسکونی است. جزییات مربوط به این اجزا (سقف‌های طبقات و دیوارها) در نقشه‌های پیوست ارایه شده است.

جدول (۶-۱): مقادیر بارهای بدست آمده برای ساختمان

مقادیر بارها (برحسب kg , m)	
۶۵۰	بار مرده ی واحد سطح بام
۶۰۰	بار مرده ی واحد سطح سایر طبقات
۳۲۰	بار واحد سطح دیوارهای پیرامونی شرقی
۲۱۰	بار واحد سطح دیوارهای پیرامونی غربی، شمالی و جنوبی
۳۰۰	بار واحد طول جان پناه
۱۵۰	بار زنده ی واحد سطح بام
۲۰۰	بار زنده ی واحد سطح سایر طبقات
۷۵۰	بار مرده ی پله
۳۵۰	بار زنده ی پله

۶-۸- محاسبات بار زلزله به روش استاتیکی خطی

با توجه به شکل (۳-۱)، یکی از مراحل تحلیل، انجام تحلیل اولیه و کنترل فرضیات است که براساس نتایج حاصل و نمودار (۳-۳) نوع تحلیل مناسب سازه تعیین خواهد شد، لذا ابتدا تحلیل اولیه ی استاتیکی خطی صورت می گیرد.

در روش تحلیل استاتیکی خطی طبق رابطه ی (۳-۴)، برش پایه ساختمان در زلزله سطح خطر مورد نظر با استفاده از رابطه ذیل محاسبه می شود:

$$V = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W$$

ضرایب C_1 الی C_3 و C_m براساس شکل (۳-۶) به صورت زیر محاسبه شده است:

$$C_1 = 1 + \frac{T_s}{2T_s} \frac{T}{0.2}, \quad 1 \leq C_1 \leq 1.5$$

زمین محل ساختمان از نوع III است، بنابراین:

$$T_s = 0.7 \text{ sec}$$

زمان تناوب های اصلی نوسان این ساختمان در هر دو جهت طولی و عرضی مطابق ذیل است:

$$H = 15.6 \text{ m}$$

$$T_X = 0.07(H)^{3/4} = 0.550 \text{ sec}$$

قاب خمشی

$$T_Y = 0.05(H)^{3/4} = 0.392 \text{ sec}$$

قاب خمشی با دیوار بتنی

بنابراین:

$$C_{1X} = 1.125 \quad C_{1Y} = 1.256$$

به دلیل خطی بودن تحلیل، مقدار C_2 برابر واحد فرض می شود.

ضریب C_3 در ابتدا برابر واحد فرض می شود و پس از انجام تحلیل، این مقدار اصلاح می شود.

ضریب C_m با توجه به جدول (۱-۳) برای ساختمان ۵ طبقه‌ی بتنی که در جهت طولی دارای سیستم باربر جانبی قاب خمشی است، برابر ۰/۹ و در جهت عرضی که دارای دیوار برشی است برابر ۰/۸ است.

مقدار S_a برابر است با:

$$S_a = A.B = 0.35 \times 2.75 = 0.9625 \quad \text{در سطح خطر-۱:}$$

$$S_a = A.B = 0.49 \times 2.75 = 1.3475 \quad \text{در سطح خطر-۲:}$$

که در آن:

وزن کل ساختمان (W)، شامل بار مرده به اضافه ۲۰ درصد بار زنده (مطابق استاندارد ۲۸۰۰)، برابر ۱۸۵۲/۰۰ تن به‌دست آمده است.

بنابراین برش پایه این ساختمان برابر است با:

$$V_x = 1.125 \times 1 \times 1 \times 0.9 \times 0.9625 \times 1852.0 = 1804.8 \quad \text{ton} \quad \text{در سطح خطر ۱:}$$

$$V_y = 1.256 \times 1 \times 1 \times 0.8 \times 0.9625 \times 1852.0 = 1791.1 \quad \text{ton} \quad \text{در جهت عرضی}$$

$$V_x = 1.125 \times 1 \times 1 \times 0.9 \times 1.3475 \times 1852.0 = 2526.8 \quad \text{ton} \quad \text{در سطح خطر ۲:}$$

$$V_y = 1.256 \times 1 \times 1 \times 0.8 \times 1.3475 \times 1852.0 = 2507.6 \quad \text{ton} \quad \text{در جهت عرضی}$$

اصلاح ضریب C_3 :

پس از تحلیل ابتدایی و محاسبه تغییر مکان نسبی مرکز سختی هر طبقه (δ_i) در جهت طولی و عرضی و نیز محاسبه برش هر طبقه (V_i) در جهت طولی و عرضی، مقادیر ضریب پایداری هر طبقه در جهت مورد نظر مطابق جدول (۲-۶) به‌دست می‌آید.

جدول (۲-۶): مقادیر ضریب پایداری

طبقه	P_i	δ_{xi}	δ_{yi}	V_{xi}	V_{yi}	h_i	$\theta_{xi} = \frac{P_i \delta_{xi}}{V_{xi} h_i}$	$\theta_{yi} = \frac{P_i \delta_{yi}}{V_{yi} h_i}$
۵	۳۹۰/۷	۰/۱۵۳	۰/۰۵۵	۶۰۵/۱۴	۵۹۴/۱	۳۲۰	۰/۰۳۵	۰/۰۱۳
۴	۷۶۰/۲	۰/۲۲۱	۰/۰۵۵	۱۰۹۱/۵	۱۰۷۴/۴	۳۲۰	۰/۰۴۸	۰/۰۱۲
۳	۱۱۳۳/۲	۰/۲۶۹	۰/۰۴۹	۱۴۵۲/۹	۱۴۳۳/۹	۳۲۰	۰/۰۶۵	۰/۰۱۲
۲	۱۵۱۲/۲	۰/۲۴۷	۰/۰۳۵	۱۶۸۹/۷	۱۶۷۲/۱	۳۲۰	۰/۰۶۹	۰/۰۰۹
۱	۱۹۱۶/۲	۰/۱۰۹	۰/۰۱۴	۱۸۰۴/۸	۱۷۹۱	۲۸۰	۰/۰۳۶	۰/۰۰۵

- مقادیر اعداد جدول فوق بر حسب Ton و cm هستند.

در جدول فوق:

P_i : بخشی از وزن سازه شامل بار مرده و بار زنده داریم به اضافه ۲۵٪ بار زنده متحرک در طبقه i -ام؛

δ_{xi} و δ_{yi} : تغییر مکان نسبی مرکز سختی طبقه i -ام در جهات x و y تحت بار زلزله متناظر (سطح خطر-۱)؛

V_{xi} و V_{yi} : نیروی برشی طبقه i -ام در جهات x و y تحت بار زلزله متناظر (سطح خطر-۱)؛

h_i : ارتفاع طبقه i -ام؛

θ_{xi} و θ_{yi} : ضریب پایداری طبقه i -ام در جهات x و y تحت بار زلزله متناظر است.

$$\theta_{\max} = \max(\theta_{xi}, \theta_{yi}) = 0.069 < 0.1 \Rightarrow C_3 = 1$$

بنابراین فرض C_3 برابر یک صحیح بوده است.

توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان براساس رابطه (۳-۸)، در جدول (۳-۶) خلاصه شده است:

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum W_j h_j^k} V, \quad 1 \leq k = 0.5T + 0.75 \leq 2$$

$$k_x = 0.5 \times 0.55 + 0.75 = 1.025$$

$$k_y = 0.5 \times 0.392 + 0.75 = 0.946 < 1 \Rightarrow k_y = 1.0$$

جدول (۳-۶): توزیع نیروی جانبی در ارتفاع برای سطوح خطر یک و دو

طبقه	W_i (Ton)	h_i (m)	$W_i h_i^k$	$\frac{W_i h_i^k}{\sum W_j h_j^k}$	سطح خطر ۱-		سطح خطر ۲-	
					F_{xi}	F_{yi}	F_{xi}	F_{yi}
۱	۴۰۳/۶	۲/۸	۰/۰۶۲	۰/۰۶۵	۱۱۱/۹	۱۱۶/۴	۱۵۶/۷	۱۶۳/۰
۲	۳۷۸/۷	۶/۰	۰/۱۳	۰/۱۳	۲۳۴/۶	۲۳۲/۸	۳۲۸/۵	۳۲۶/۰
۳	۳۷۲/۸	۹/۲	۰/۱۹۵	۰/۱۹۶	۳۵۱/۹	۳۵۱/۰	۴۹۲/۷	۴۹۱/۵
۴	۳۶۹/۵	۱۲/۴	۰/۲۶۳	۰/۲۶۲	۴۷۴/۷	۴۶۹/۳	۶۶۴/۵	۶۵۷/۰
۵	۳۹۰/۶	۱۵/۶	۰/۳۵	۰/۳۴۸	۶۳۱/۷	۶۲۳/۳	۸۸۴/۴	۸۷۲/۶
جمع	۱۹۱۵/۲		۱	۱	۱۸۰۴/۸	۱۷۹۱/۱	۲۵۲۶/۸	۲۵۰۷/۶

- مقادیر اعداد جدول فوق بر حسب Ton است.

۹-۶- مدل سازی خطی

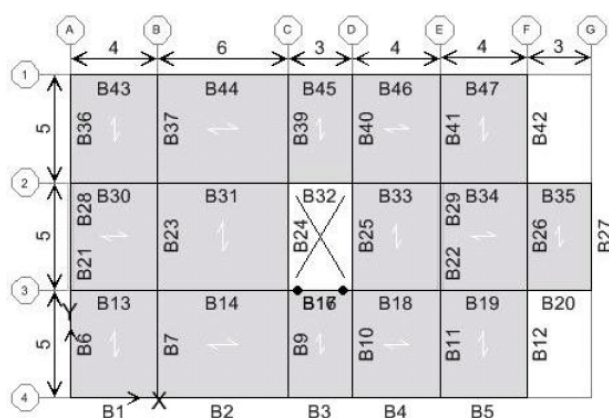
مدل سازی این سازه به منظور انجام تحلیل های لازم با استفاده از نرم افزار ETABS صورت گرفته است. تمام اعضای اصلی سازه مدل شده اند. سیستم باربر ثقلی و جانبی ساختمان در جهت شرقی - غربی (جهت X) قاب خمشی و در جهت شمالی - جنوبی (جهت Y) قاب خمشی همراه با دیوار برشی است. جزییات و نوع مدل این ساختمان در نرم افزار ETABS (مانند شماره المان ها، مقطع تیرها و ستون ها، تیپ المان ها و غیره)، در شکل های (۳-۶) تا (۱۶-۶) نشان داده شده اند. همچنین براساس نقشه های موجود مشخصات مقاطع اعضا در جدول (۴-۶) ارایه شده است. لازم به ذکر است با توجه به جزییات اتصال میانقاب های مصالح بنایی با سازه و این که میانقاب ها در رفتار دینامیکی سازه بی تاثیر خواهند بود لذا در مدل سازه منظور نشده اند.

به دلیل این که در بازرسی ها هیچ گونه تغییر شکل دایمی یا خروج از مرکزیت و یا ضعف و آسبی که سبب کاهش مقاطع اعضا شود، دیده نشده است، از مقادیر جدول فوق در مدل سازی استفاده شده است. همچنین سختی اعضا طبق جدول (۲-۶) دستورالعمل تعیین شده و در مدل نرم افزاری منظور شده است. جزییات مربوط به تعیین این سختی ها به تفصیل در بندهای (۱-۹-۶) و (۲-۹-۶)

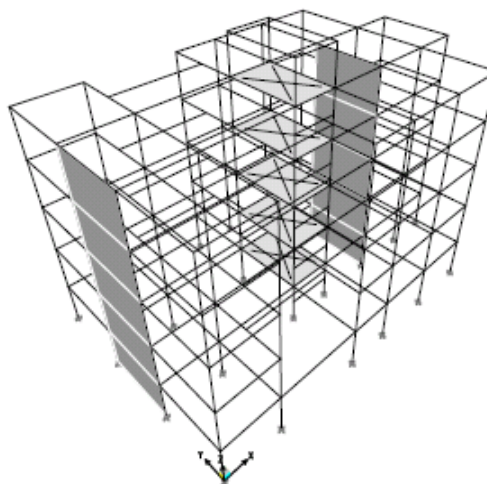
آمده است. در این مرحله از تحلیل (خطی) دیوارهای برشی با المان دیوار در نرم افزار مدل سازی شده است. لیکن در ادامه به دلیل محدودیت‌های نرم افزار در به کارگیری المان دیوار در تحلیل‌های غیرخطی دیوارهای برشی با ستون معادل مدل سازی شده‌اند.

جدول (۶-۴): مشخصات مقاطع اعضا

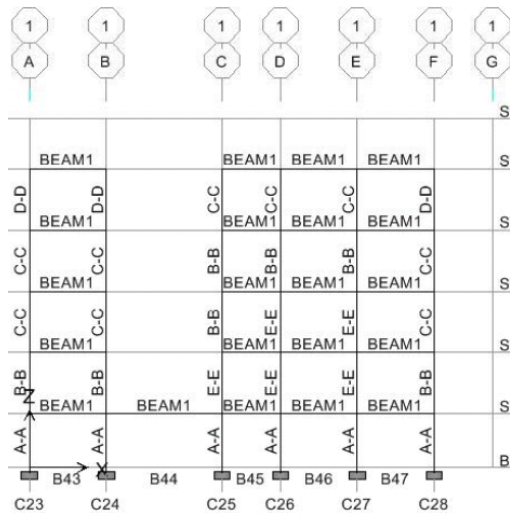
پوشش بتن		ابعاد مقطع		عضو در نقشه
بالا	پایین	ارتفاع	عرض	
۴۰	۴۰	۳۵۰	۴۰۰	تیرهای شرقی - غربی (X) BEAM1
۴۰	۴۰	۳۵۰	۳۵۰	تیرهای شمالی - جنوبی (Y) BEAM2
۴۰	۴۰	۴۵۰	۴۵۰	ستون COL-1 طبقه اول مقطع A-A
۴۰	۴۰	۴۰۰	۴۰۰	ستون COL-1 طبقه دوم مقطع B-B
۴۰	۴۰	۳۵۰	۳۵۰	ستون COL-1 طبقات بالاتر مقاطع C-C و D-D
۴۰	۴۰	۴۵۰	۴۵۰	ستون COL-2 طبقه اول و دوم مقاطع A-A و E-E
۴۰	۴۰	۴۰۰	۴۰۰	ستون COL-2 طبقه سوم و چهارم مقطع B-B
۴۰	۴۰	۳۵۰	۳۵۰	ستون COL-2 طبقه پنجم مقطع C-C
۴۰	۴۰	۴۵۰	۴۵۰	ستون COL-3 طبقه اول، دوم و سوم مقاطع A-A و E-E
۴۰	۴۰	۴۰۰	۴۰۰	ستون COL-3 طبقه چهارم مقطع B-B
۴۰	۴۰	۳۵۰	۳۵۰	ستون COL-3 طبقه پنجم مقطع C-C
برونی		داخلی	طول	سختی
۴۰	۴۰	۴۶۰	۲۵۰	دیوار WALL1 و WALL2 طبقه اول و دوم
۴۰	۴۰	۴۶۰	۲۰۰	دیوار WALL1 و WALL2 طبقه سوم، چهارم و پنجم



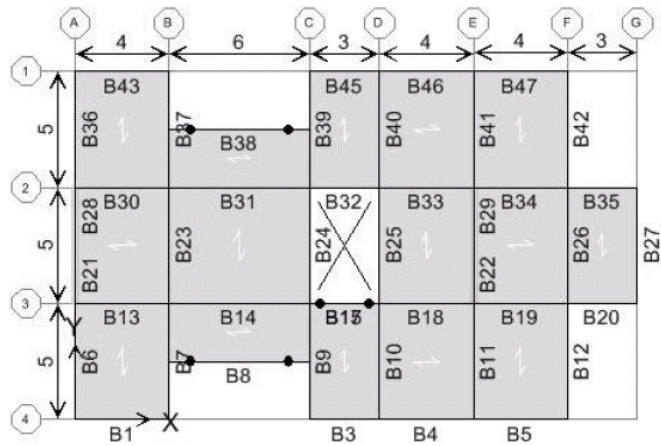
شکل (۶-۴): پلان طبقه اول



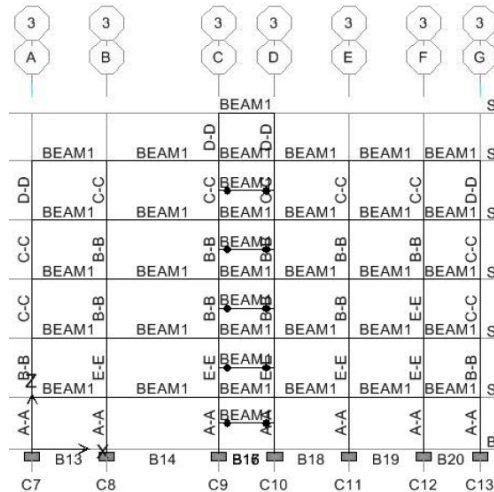
شکل (۶-۳): مدل سه بعدی ساختمان



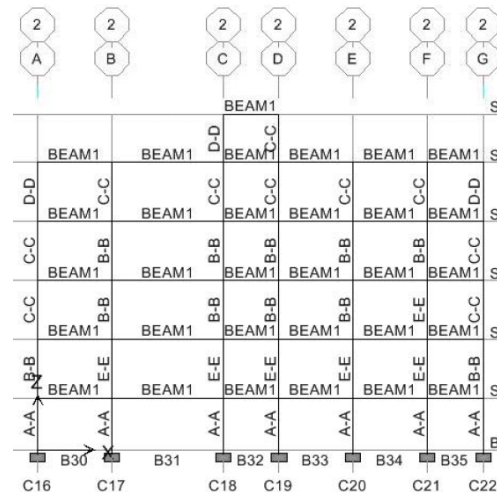
شکل (۶-۶): قاب محور اول سازه در صفحه XZ



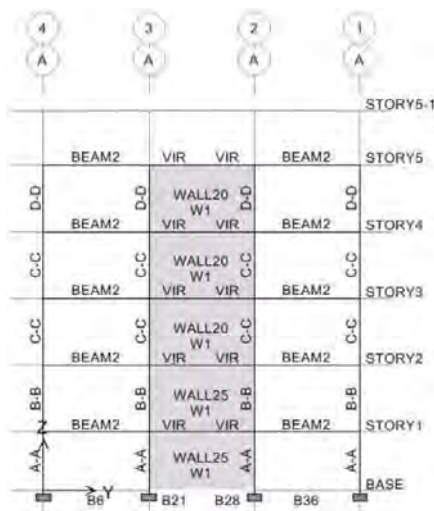
شکل (۶-۵): پلان سایر طبقات



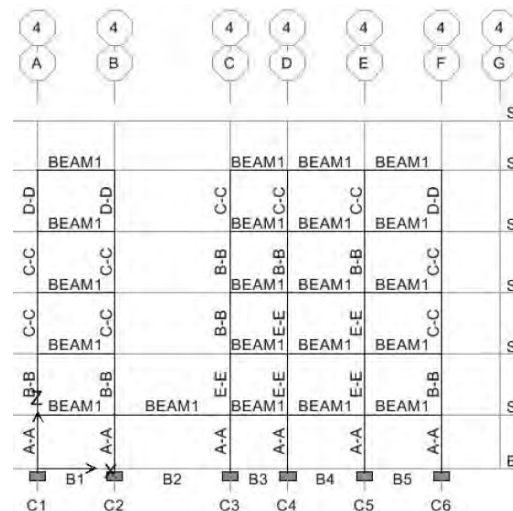
شکل (۶-۸): قاب محور سوم سازه در صفحه XZ



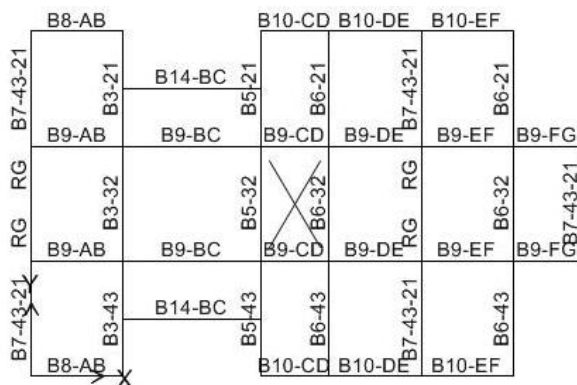
شکل (۶-۷): قاب محور دوم سازه در صفحه XZ



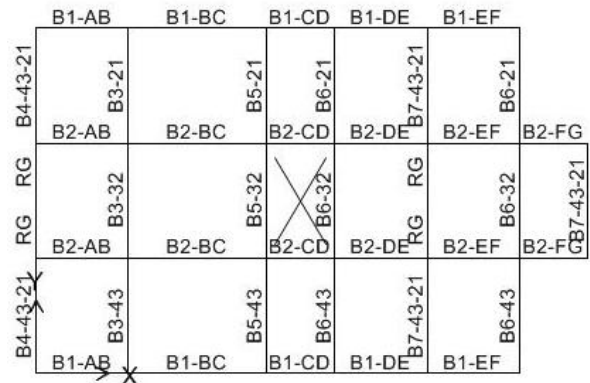
شکل (۶-۹): قاب محور A سازه در صفحه YZ



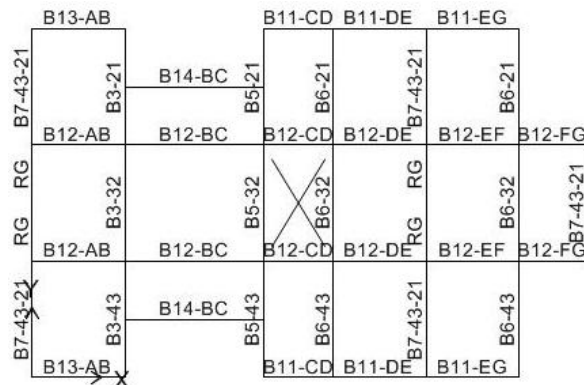
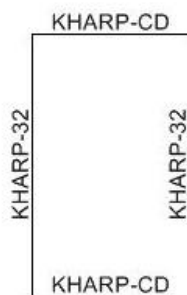
شکل (۶-۹): قاب محور چهارم سازه در صفحه XZ



شکل (۶-۱۲): جزییات نامگذاری مقاطع تیر در طبقات دوم و سوم

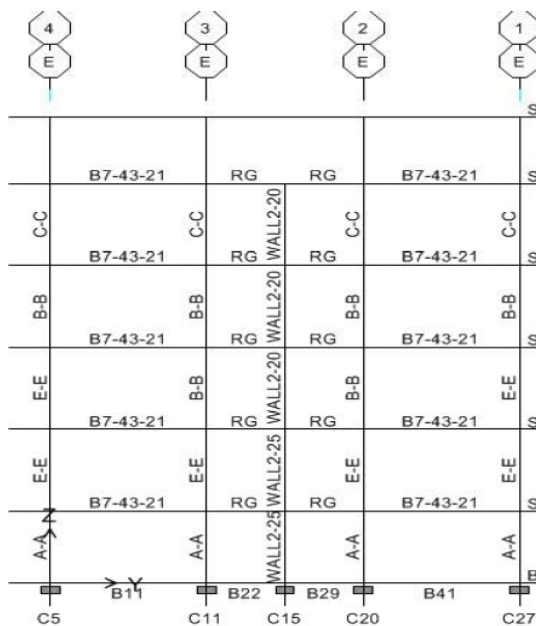


شکل (۶-۱۱): جزییات نامگذاری مقاطع تیر در طبقه اول

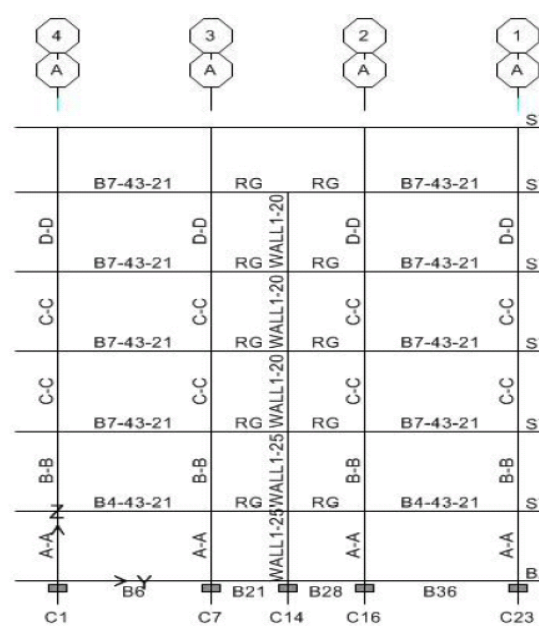


شکل (۶-۱۴): جزییات نامگذاری مقاطع تیر در خرپشته

شکل (۶-۱۳): جزییات نامگذاری مقاطع تیر در طبقات سوم و چهارم



شکل (۶-۱۶): مدل سازی دیواربرشی با ستون معادل (غیرخطی)



شکل (۶-۱۵): مدل سازی دیواربرشی با ستون معادل (غیرخطی)

۶-۹-۱- سختی اعضا

سختی موثر اعضا با اصلاح مشخصات مقطع براساس جدول (۶-۲) دستورالعمل محاسبه و در جدول (۶-۵) ارایه شده‌اند.

جدول (۶-۵): مشخصات سختی اعضا

عضو	سختی محوری	سختی برشی	سختی خمشی
تیر	-	$0.4 E_{cl} A_w$	$0.35 E_{ce} I_g$
دیوار برشی	$E_{cl} A_g$	$0.4 E_{cl} A_w$	$0.35 E_{ce} I_g$
ستون	مراجعه به بند (۶-۹-۲)	$0.4 E_{cl} A_w$	مراجعه به بند (۶-۹-۲)

۶-۹-۲- سختی موثر ستون‌ها

براساس بند (۶-۳-۱-۲) دستورالعمل و جدول (۶-۲) آن، مقادیر سختی خمشی و محوری موثر ستون‌ها به نیروی محوری آن‌ها تحت ترکیب حداکثر بار ثقیلی $COMBG1=Q_G=1.1(Q_D+Q_L)$ وابسته است، لذا با محاسبه‌ی تلاش محوری تحت ترکیب بار یادشده و محاسبات مربوط که جزییات آن در جداول (۶-۶) و (۶-۷) آمده است، سختی‌های موثر مورد نظر محاسبه می‌شود. در واقع با توجه به قابلیت نرم‌افزار در اصلاح مشخصات مقطع با اعمال ضریب به مشخصات مقطع کل، این ضرایب کاهش برای اعمال به سطح مقطع کل محوری و ممان اینرسی کل مقطع محاسبه شده‌اند. با توجه به نتایج به دست آمده، سختی موثر خمشی تیرها برابر $0.35 E_{ce} I_g$ و سختی موثر خمشی و محوری ستون‌ها نیز برابر اعداد محاسبه شده در جداول (۶-۶) و (۶-۷) انتخاب شده‌اند. در جدول (۶-۶) اطلاعات به صورت تفصیلی برای طبقه‌ی اول و در جدول (۶-۷) به طور خلاصه نتایج مربوط به این محاسبات برای همه ستون‌ها در طبقات ساختمان ذکر شده است.

۶-۱۰- انتخاب اولیه روش تحلیل

به منظور استفاده از روش تحلیل استاتیکی خطی باید مطابق بند (۳-۳-۱)، ضوابط ذیل کنترل گردد.

$$T_s = 0.7$$

$$T_x = 0.55$$

$$T_y = 0.392$$

$$0.55 < 3.5T_s = 2.45 \quad \checkmark \text{ ok}$$

۱- کنترل زمان تناوب اصلی ساختمان:

۲- کنترل تغییر ابعاد پلان: تغییر ابعاد پلان در طبقات کمتر از ۴۰٪ می‌باشد.

۳- کنترل سیستم باربر جانبی متعامد: سازه در هر دو جهت X و Y دارای سیستم باربر جانبی است.

۴- کنترل نامنظمی در سختی پیچشی؛ یعنی نسبت حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی در هر طبقه و در هر راستا به ارتفاع آن طبقه، به نسبت تغییرمکان نسبی متوسط آن طبقه در همان راستا به ارتفاع آن طبقه کمتر از ۱/۵ باشد. این کنترل برای سازه در بحرانی‌ترین حالت بارگذاری انجام و نتایج در جدول (۶-۸) ارایه شده است.

جدول (۶-۶): جزییات محاسبات سختی خمشی و محوری موثر ستون‌ها در طبقه اول

Story	Col. ID	B	H	As	Load	P	$P/(f_{cl} * A_g)$	I_{eff}/I_g	$E_{sl}A_g/E_{cl}A_g$	A_{eff}/A_g
		(cm)	(cm)	(cm ²)	Combo	(Ton)				
STORY1	C1	45	45	76.00	COMBG1	-51.32	0.11	0.50	0.31	0.31
STORY1	C2	45	45	76.00	COMBG1	-69.24	0.15	0.50	0.31	0.31
STORY1	C3	45	45	76.00	COMBG1	-62.62	0.13	0.50	0.31	0.31
STORY1	C4	45	45	76.00	COMBG1	-69.60	0.15	0.50	0.31	0.31
STORY1	C5	45	45	76.00	COMBG1	-77.60	0.17	0.50	0.31	0.31
STORY1	C6	45	45	76.00	COMBG1	-51.22	0.11	0.50	0.31	0.31
STORY1	C7	45	45	76.00	COMBG1	-26.64	0.06	0.50	0.31	0.31
STORY1	C8	45	45	76.00	COMBG1	-142.2	0.31	0.51	0.31	0.33
STORY1	C9	45	45	76.00	COMBG1	-151.2	0.32	0.52	0.31	0.40
STORY1	C10	45	45	76.00	COMBG1	-119.3	0.26	0.50	0.31	0.31
STORY1	C11	45	45	76.00	COMBG1	-43.25	0.09	0.50	0.31	0.31
STORY1	C12	45	45	76.00	COMBG1	-93.77	0.20	0.50	0.31	0.31
STORY1	C13	45	45	76.00	COMBG1	-37.09	0.08	0.50	0.31	0.31
STORY1	C16	45	45	76.00	COMBG1	-26.64	0.06	0.50	0.31	0.31
STORY1	C17	45	45	76.00	COMBG1	-142.1	0.31	0.51	0.31	0.33
STORY1	C18	45	45	76.00	COMBG1	-150.4	0.32	0.52	0.31	0.39
STORY1	C19	45	45	76.00	COMBG1	-118.6	0.25	0.50	0.31	0.31
STORY1	C20	45	45	76.00	COMBG1	-43.12	0.09	0.50	0.31	0.31
STORY1	C21	45	45	76.00	COMBG1	-93.77	0.20	0.50	0.31	0.31
STORY1	C22	45	45	76.00	COMBG1	-37.08	0.08	0.50	0.31	0.31
STORY1	C23	45	45	76.00	COMBG1	-51.32	0.11	0.50	0.31	0.31
STORY1	C24	45	45	76.00	COMBG1	-69.24	0.15	0.50	0.31	0.31
STORY1	C25	45	45	76.00	COMBG1	-62.65	0.13	0.50	0.31	0.31
STORY1	C26	45	45	76.00	COMBG1	-69.64	0.15	0.50	0.31	0.31
STORY1	C27	45	45	76.00	COMBG1	-77.59	0.17	0.50	0.31	0.31
STORY1	C28	45	45	76.00	COMBG1	-51.22	0.11	0.50	0.31	0.31

 A_s : سطح مقطع میلگردهای طولی ستون؛ I_{eff}/I_g : نسبت ممان اینرسی موثر به کل مقطع؛ A_{eff}/A_g : نسبت سطح مقطع محوری موثر به کل مقطع؛

P: نیروی محوری ستون در اثر بار ثقلی.

جدول (۶-۷): سختی خمشی و محوری موثر ستون‌ها در سایر طبقات

Col. ID	Story	I_{eff}/I_g	A_{eff}/A_g	Story	I_{eff}/I_g	A_{eff}/A_g	Story	I_{eff}/I_g	A_{eff}/A_g	Story	I_{eff}/I_g	A_{eff}/A_g
C1	STR2	0.50	0.16	STR3	0.50	0.21	STR4	0.5	0.21	STR5	0.5	0.14
C2	STR2	0.50	0.16	STR3	0.50	0.21	STR4	0.5	0.21	STR5	0.5	0.14
C3	STR2	0.50	0.17	STR3	0.50	0.16	STR4	0.5	0.16	STR5	0.5	0.21
C4	STR2	0.50	0.17	STR3	0.50	0.17	STR4	0.5	0.16	STR5	0.5	0.21
C5	STR2	0.50	0.17	STR3	0.50	0.17	STR4	0.5	0.16	STR5	0.5	0.21
C6	STR2	0.50	0.16	STR3	0.50	0.21	STR4	0.5	0.21	STR5	0.5	0.14
C7	STR2	0.50	0.16	STR3	0.50	0.21	STR4	0.5	0.21	STR5	0.5	0.14
C8	STR2	0.50	0.17	STR3	0.50	0.16	STR4	0.5	0.16	STR5	0.5	0.21
C9	STR2	0.50	0.17	STR3	0.50	0.16	STR4	0.5	0.16	STR5	0.5	0.21
C10	STR2	0.50	0.17	STR3	0.50	0.16	STR4	0.5	0.16	STR5	0.5	0.21
C11	STR2	0.50	0.17	STR3	0.50	0.16	STR4	0.5	0.16	STR5	0.5	0.21
C12	STR2	0.50	0.17	STR3	0.50	0.17	STR4	0.5	0.16	STR5	0.5	0.21
C13	STR2	0.50	0.16	STR3	0.50	0.21	STR4	0.5	0.21	STR5	0.5	0.14
C14	STR2	0.50	0.03	STR3	0.50	0.02	STR4	0.5	0.02	STR5	0.5	0.02
C15	STR2	0.50	0.04	STR3	0.50	0.02	STR4	0.5	0.02	STR5	0.5	0.02
C16	STR2	0.50	0.16	STR3	0.50	0.21	STR4	0.5	0.21	STR5	0.5	0.14
C17	STR2	0.50	0.17	STR3	0.50	0.16	STR4	0.5	0.16	STR5	0.5	0.21
C18	STR2	0.50	0.17	STR3	0.50	0.16	STR4	0.5	0.16	STR5	0.5	0.21
C19	STR2	0.50	0.17	STR3	0.50	0.16	STR4	0.5	0.16	STR5	0.5	0.21
C20	STR2	0.50	0.17	STR3	0.50	0.16	STR4	0.5	0.16	STR5	0.5	0.21
C21	STR2	0.50	0.17	STR3	0.50	0.17	STR4	0.5	0.16	STR5	0.5	0.21
C22	STR2	0.50	0.16	STR3	0.50	0.21	STR4	0.5	0.21	STR5	0.5	0.14
C23	STR2	0.50	0.16	STR3	0.50	0.21	STR4	0.5	0.21	STR5	0.5	0.14
C24	STR2	0.50	0.16	STR3	0.50	0.21	STR4	0.5	0.21	STR5	0.5	0.14
C25	STR2	0.50	0.17	STR3	0.50	0.16	STR4	0.5	0.16	STR5	0.5	0.21
C26	STR2	0.50	0.17	STR3	0.50	0.17	STR4	0.5	0.16	STR5	0.5	0.21
C27	STR2	0.50	0.17	STR3	0.50	0.17	STR4	0.5	0.16	STR5	0.5	0.21
C28	STR2	0.50	0.16	STR3	0.50	0.21	STR4	0.5	0.21	STR5	0.5	0.14

- جزییات سطرهای اطلاعاتی مشابه جدول (۶-۶) است.

جدول (۶-۸): کنترل نامنظمی در سختی پیچشی

طبقه	$Drift_{max}$	$\overline{Drift}$	$\frac{Drift_{max}}{\overline{Drift}}$	$\frac{Drift_{max}}{\overline{Drift}} < 1.5$
۵	۰/۰۲۶	۰/۰۱۸	۱/۴۵	بله
۴	۰/۰۲۷	۰/۰۱۸	۱/۴۷	بله
۳	۰/۰۲۴	۰/۰۱۶	۱/۴۸	بله
۲	۰/۰۱۷	۰/۰۱۲	۱/۴۷	بله
۱	۰/۰۰۸	۰/۰۰۶	۱/۴۶	بله

- این مقادیر با لحاظ پیچش اتفاقی و در جهت بحرانی محاسبه شده است.

همان‌طور که اعداد جدول (۶-۸) نشان می‌دهند نسبت مربوط از ۱/۵ کم‌تر است.

۵- کنترل نامنظمی جرم و سختی در ارتفاع: در صورتی که نسبت تغییرمکان متوسط جانبی نسبی در هر طبقه و در هر راستا به ارتفاع آن طبقه، به استثنای خرپشته، کم‌تر از ۵۰ درصد با طبقه بالا و پایین آن اختلاف داشته باشد می‌توان از اثر نامنظمی جرم و سختی در ارتفاع صرف‌نظر نمود. برای سازه مورد بررسی نتایج محاسبات در جداول (۶-۹) و (۶-۱۰) آمده است.

جدول (۶-۹): کنترل نامنظمی جرم و سختی در ارتفاع در زلزله جهت X

طبقه	h (cm)	$\overline{\text{Drift}}$	$\lambda = \frac{\max[(\overline{\text{Drift}})_i, (\overline{\text{Drift}})_{i+1}]}{\min[(\overline{\text{Drift}})_i, (\overline{\text{Drift}})_{i+1}]}$	$\lambda < 1.5$
۵	۳۲۰	۰/۰۴۷	۱/۴۷ ۱/۲۲ ۱/۱۰ ۱/۹۷	بله
۴	۳۲۰	۰/۰۶۹		بله
۳	۳۲۰	۰/۰۸۴		بله
۲	۳۲۰	۰/۰۷۷		خیر
۱	۲۸۰	۰/۰۳۹		

* این مقادیر با لحاظ پیچش اتفاقی و در هر جهت محاسبه شده است.

جدول (۶-۱۰): کنترل نامنظمی جرم و سختی در ارتفاع در زلزله جهت Y

طبقه	h (cm)	$\overline{\text{Drift}}$	$\lambda = \frac{\max[(\overline{\text{Drift}})_i, (\overline{\text{Drift}})_{i+1}]}{\min[(\overline{\text{Drift}})_i, (\overline{\text{Drift}})_{i+1}]}$	$\lambda < 1.5$
۵	۳۲۰	۰/۰۱۷	۱/۰۰ ۱/۱۳ ۱/۴۲ ۲/۰۹	بله
۴	۳۲۰	۰/۰۱۷		بله
۳	۳۲۰	۰/۰۱۵		بله
۲	۳۲۰	۰/۰۱۱		خیر
۱	۲۸۰	۰/۰۰۵		

- این مقادیر با لحاظ پیچش اتفاقی و در هر جهت محاسبه شده است.

با توجه به موارد فوق، براساس ردیف ۶ بند (۲-۳-۱) دستورالعمل، استفاده از روش تحلیل استاتیکی خطی با محدودیت مواجه است و بایستی براساس نتایج مربوط به محاسبات نسبت نیاز به ظرفیت یا همان DCR اعضا و کنترل ضوابط بند (۲-۳-۱) دستورالعمل نسبت به انتخاب نوع تحلیل مناسب اقدام نمود. لذا در ادامه براساس نتایج حاصل از کنترل بند یاد شده نسبت به انتخاب نوع تحلیل اقدام خواهد شد.

۶-۱۱- بررسی پارامترهای اثرگذار

۶-۱۱-۱- اثر همزمانی مولفه های متعامد زلزله

با توجه به وجود ستون های مشترک بین دو یا چند قاب باربر جانبی در دو جهت متعامد، در ترکیب بارها، ۳۰ درصد نیروهای ناشی از زلزله در جهت متعامد نیز منظور شده است.

۶-۱۱-۲- اثر مولفه قائم زلزله

به دلیل عدم وجود عضو طره در این سازه یا سایر اعضایی که مولفه قائم زلزله در آن ها تاثیر جدی داشته باشد، از اثر مولفه قائم زلزله صرف نظر شده است.

۶-۱۱-۳- اثر $P-\Delta$

تصحیح ضریب C_3 در بند (۸-۶) انجام شده است.

۶-۱۱-۴- ملاحظات پیچش

براساس مفاد دستورالعمل، بایستی نسبت حداکثر تغییر مکان طبقه به تغییر مکان مرکز جرم طبقه (η) با جابجایی مرکز جرم به اندازه ۵٪ بعد ساختمان در هر جهت (راست، چپ، بالا و پایین مرکز جرم)، محاسبه شود که نتایج این محاسبات در جداول (۶-۱۱) تا (۶-۱۴) ارائه شده است. این محاسبات براساس تحلیل استاتیکی خطی و تحت نیروهای زلزله با لحاظ پیچش اتفاقی انجام شده اند.

جدول (۶-۱۱): جابجایی مرکز جرم در جهت مثبت محور X

طبقه	δ_{max}	δ_{cm}	η_{max}	$\eta_{max} < 1/1$
	Y	Y		
۱	۰/۰۲۲۸	۰/۰۱۴۸	۱/۵۴	خیر
۲	۰/۰۷۷۵	۰/۰۵۱۲	۱/۵۲	خیر
۳	۰/۱۵۳۹	۰/۱۰۲۷	۱/۵۰	خیر
۴	۰/۲۳۹۱	۰/۱۶۰۷	۱/۴۹	خیر
۵	۰/۳۲۳۲	۰/۲۱۹۲	۱/۴۷	خیر

جدول (۶-۱۲): جابجایی مرکز جرم در جهت منفی محور X

طبقه	δ_{max}	δ_{cm}	η_{max}	$\eta_{max} < 1/1$
	Y	Y		
۱	۰/۰۱۶۶	۰/۰۱۴	۱/۱۸۶	خیر
۲	۰/۰۵۶۱	۰/۰۴۸	۱/۱۶۹	خیر
۳	۰/۱۱۱۳	۰/۰۹۷	۱/۱۵۲	خیر
۴	۰/۱۷۲۹	۰/۱۵۱۵	۱/۱۴۱	خیر
۵	۰/۲۳۳۶	۰/۲۰۶۷	۱/۱۳۰	خیر

جدول (۶-۱۳): جابجایی مرکز جرم در جهت مثبت محور Y

طبقه	$\delta_{\max}$	δ_{cm}	$\eta_{\max}$	$\eta_{\max} < 1/1$
	X	X		
۱	۰/۱۱۰۶	۰/۱۰۹۶	۱/۰۱	بله
۲	۰/۳۵۹۸	۰/۳۵۶۴	۱/۰۱	بله
۳	۰/۶۳۲۳	۰/۶۲۵۵	۱/۰۱	بله
۴	۰/۸۵۶۹	۰/۸۴۶۲	۱/۰۱	بله
۵	۱/۰۱	۰/۹۹۶۲	۱/۰۱	بله

جدول (۶-۱۴): جابجایی مرکز جرم در جهت منفی محور Y

طبقه	$\delta_{\max}$	δ_{cm}	$\eta_{\max}$	$\eta_{\max} < 1/1$
	X	X		
۱	۰/۱۱۰۶	۰/۹۹۶۲	۱/۰۱	بله
۲	۰/۳۵۹۷	۰/۸۴۶۲	۱/۰۱	بله
۳	۰/۶۳۲۲	۰/۶۲۵۵	۱/۰۱	بله
۴	۰/۸۵۶۷	۰/۳۵۶۴	۱/۰۱	بله
۵	۱/۰۱	۰/۱۰۹۶	۱/۰۱	بله

- واحدها بر حسب متر است.

در این جداول $\delta_{\max}$ حداکثر تغییر مکان افقی گره‌های دیافراگم تحت کل لنگر پیچشی (با لحاظ پیچش اتفاقی) و δ_{cm} حداکثر تغییر مکان افقی مرکز جرم طبقه تحت کل لنگر پیچشی می‌باشد. این مقادیر در هر جهت ساختمان جداگانه و با اعمال نیروی زلزله محاسبه و در جداول فوق درج گردیده‌اند. سپس مقدار $\eta = \frac{\delta_{\max}}{\delta_{\text{cm}}}$ در هر جهت محاسبه و مقدار حداکثر آن مورد توجه واقع شده است.

با توجه به نتایج فوق، در نظر گرفتن پیچش اتفاقی فقط برای حالاتی که مرکز جرم به اندازه ۵٪ بعد ساختمان در جهات مثبت و منفی محور X جابجا شده است، الزامی است. این اعداد با توجه به ضوابط بند (۳-۳-۲-۳) دستورالعمل، حاکی از آن است که مدل سازی سازه باید به صورت سه بعدی صورت گیرد. همچنین در حالت‌هایی که $\eta_{\max} \geq 1.2$ می‌باشد، در صورتی که ارزیابی سازه با تحلیل خطی صورت گیرد، نیروها و تغییر مکان‌های سازه، باید در ضریب بزرگ‌نمایی $3 < \left(\frac{\eta}{1.2}\right)^2 = A$ ضرب شوند، لیکن همان‌طور که در ادامه نشان داده خواهد شد، تحلیل مناسب این ساختمان از نوع استاتیکی غیرخطی می‌باشد.

۶-۱۱-۵- بررسی دیافراگم

بر اساس مفاد دستورالعمل دیافراگم از دو منظر باید بررسی شود. ابتدا دیافراگم به لحاظ تغییر شکل آن و صلبیت کنترل می‌شود و در ادامه مقادیر نیروهای وارد شده به دیافراگم و تنش‌های داخلی ایجاد شده در آن کنترل می‌شود که در ادامه هر دو مورد بررسی قرار می‌گیرند.

الف) صلبیت دیافراگم

برای بررسی صلبیت دیافراگم، کف طبقات به اندازه ی مناسب به اجزای کوچک تر تقسیم می شود (مش بندی دیافراگم) سپس بار دلخواهی، بر سطح طبقات وارد شده و در نهایت تغییر شکل دیافراگم در تمام طبقات استخراج و براساس مفاد دستورالعمل، صلبیت دیافراگم کنترل می شود. نتایج برای همه ی طبقات و در جهات مختلف در جداول (۱۵-۶) و (۱۶-۶) ارایه شده است.

جدول (۱۵-۶): کنترل صلبیت دیافراگم طبقات در جهت محور X

طبقه	Δ_{si}	Δ_{dia}	$\frac{\Delta_{dia}}{\Delta_{si} - \Delta_{si-1}}$	$\frac{\Delta_{dia}}{\Delta_{si} - \Delta_{si-1}} \leq 0.5$
۱	۰/۰۷۲۱۸	۰/۰۰۰۱۲	۰/۰۰۰۲	بله
۲	۰/۲۱۴۷۸	۰/۰۰۰۱۲	۰/۰۰۰۸	بله
۳	۰/۳۵۳۶۵	۰/۰۰۰۰۵	۰/۰۰۰۴	بله
۴	۰/۴۵۸۳۵	۰/۰۰۰۰۵	۰/۰۰۰۵	بله
۵	۰/۵۲۶۷۳	۰/۰۰۰۰۷	۰/۰۰۰۱	بله

- واحدها بر حسب متر است.

جدول (۱۶-۶): کنترل صلبیت دیافراگم طبقات در جهت محور Y

طبقه	Δ_{si}	Δ_{dia}	$\frac{\Delta_{dia}}{\Delta_{si} - \Delta_{si-1}}$	$\frac{\Delta_{dia}}{\Delta_{si} - \Delta_{si-1}} \leq 0.5$
۱	۰/۰۰۹۵۷	۰/۰۰۰۹۳	۰/۰۹۷۶	بله
۲	۰/۰۲۹۲۳	۰/۰۰۲۷۹	۰/۱۵۰۸	بله
۳	۰/۰۵۵۲۵	۰/۰۰۵۳۵	۰/۲۰۵۶۴	بله
۴	۰/۰۸۳۶	۰/۰۰۷۷	۰/۲۷۱۶	بله
۵	۰/۱۱۱۶۳	۰/۰۰۹۹۷	۰/۳۵۵۵	بله

- واحدها بر حسب متر است.

در جداول فوق:

Δ_{dia} : حداکثر تغییر شکل دیافراگم؛

Δ_{si} : متوسط تغییر مکان جانبی طبقه i؛

Δ_{si-1} : متوسط تغییر مکان جانبی طبقه i-1.

با توجه به نتایج جداول فوق، دیافراگم طبقات در هر دو راستای x و y صلب هستند.

ب) کنترل نیروهای داخلی دیافراگم

نیروی جانبی برای تحلیل دیافراگم براساس رابطه (۳-۱۰) و جدول (۳-۶) محاسبه شده و در جدول (۶-۱۷) ارایه شده است.

جدول (۶-۱۷): نیروی جانبی اعمال شده بر دیافراگم

طبقه	F_i		W_i	F_i تجمعی		W_i تجمعی	F_{Pi}	
	X	Y		X	Y		X	Y
۵	۶۳۱/۷	۶۲۳/۳	۳۹۰/۶	۶۳۱/۷	۶۲۳/۳	۳۹۰/۶	۶۳۱/۷	۶۲۳/۳
۴	۴۷۴/۷	۴۶۹/۳	۳۶۹/۵	۱۰۹۵/۴	۱۰۹۲/۶	۷۶۰/۱	۵۳۲/۵	۵۳۱/۱
۳	۳۵۱/۹	۳۵۱/۰	۳۷۲/۸	۱۴۴۹/۳	۱۴۴۳/۶	۱۱۳۲/۹	۴۷۶/۹	۴۷۵/۰
۲	۲۳۴/۶	۲۳۲/۸	۳۷۸/۷	۱۶۸۲/۹	۱۶۷۵/۴	۱۵۱۱/۶	۴۲۱/۶	۴۱۹/۷
۱	۱۱۱/۹	۱۱۶/۶	۴۰۳/۶	۱۸۰۴/۸	۱۷۹۱/۱	۱۹۱۵/۲	۳۸۰/۳	۳۷۷/۴

F_i : نیروی وارد بر دیافراگم تحت زلزله در جهت مورد نظر (X,Y)؛

W_i : وزن دیافراگم؛

- واحدها بر حسب تن است.

براساس مقادیر F_{Pi} در جدول فوق و انجام تحلیل دیافراگم به روش اجزا محدود حداکثر تنش فشاری و برشی که در مقاطع مختلف دیافراگم به وجود می‌آید کم‌تر از مقدار مجاز بتن دیافراگم می‌شود. همچنین در مدل‌سازی انجام شده در نرم افزار، کنترل سایر تنش‌ها نیز صورت گرفته است.

۶-۱۱-۶- ترکیب بار ثقیلی و سایر ترکیبات بارگذاری

دو نوع ترکیب بار ثقیلی مجزا به شرح رابطه‌ی (۳-۳۰) در ترکیب بارهای زلزله، به شرح زیر در نظر گرفته شده است.

$$Q_G = 1.1 \times (Q_D + Q_L)$$

$$Q_G = 0.9 \times Q_D$$

که در آن Q_D بار مرده و Q_L بار زنده موثر است.

به منظور به دست آوردن نیروها و تغییرشکل‌های مقاطع اعضا از ترکیب بارهای حالت کنترل‌شونده توسط تغییرشکل و حالت کنترل‌شونده توسط نیرو استفاده شده است. این ترکیب بارها در ذیل آورده شده‌اند.

ترکیب بارهای حالت کنترل‌شونده توسط تغییرشکل:

1. COMBG1	$1.1 \times (Q_D + Q_L)$
2. COMBG2	$0.9 \times (Q_D)$
3. COMBD1- COMBD 4	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EX(e_p, e_n) + 0.3 \times EY(e_p, e_n)$
4. COMBD5- COMBD 8	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EX(e_p, e_n) - 0.3 \times EY(e_p, e_n)$
5. COMBD9- COMBD12	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EX(e_p, e_n) + 0.3 \times EY(e_p, e_n)$
6. COMBD13- COMBD16	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EX(e_p, e_n) - 0.3 \times EY(e_p, e_n)$
7. COMBD17- COMBD20	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EY(e_p, e_n) + 0.3 \times EX(e_p, e_n)$
8. COMBD21- COMBD24	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EY(e_p, e_n) - 0.3 \times EX(e_p, e_n)$
9. COMBD25- COMBD28	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EY(e_p, e_n) + 0.3 \times EX(e_p, e_n)$
10. COMBD29- COMBD32	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EY(e_p, e_n) - 0.3 \times EX(e_p, e_n)$

11. COMBD33- COMBD36	$0.9 * Q_D + EX(e_p, e_n) + 0.3 * EY(e_p, e_n)$
12. COMBD37- COMBD40	$0.9 * Q_D + EX(e_p, e_n) - 0.3 * EY(e_p, e_n)$
13. COMBD41- COMBD44	$0.9 * Q_D - EX(e_p, e_n) + 0.3 * EY(e_p, e_n)$
14. COMBD45- COMBD48	$0.9 * Q_D - EX(e_p, e_n) - 0.3 * EY(e_p, e_n)$
15. COMBD49- COMBD52	$0.9 * Q_D + EY(e_p, e_n) + 0.3 * EX(e_p, e_n)$
16. COMBD53- COMBD56	$0.9 * Q_D + EY(e_p, e_n) - 0.3 * EX(e_p, e_n)$
17. COMBD57- COMBD60	$0.9 * Q_D - EY(e_p, e_n) + 0.3 * EX(e_p, e_n)$
18. COMBD61- COMBD64	$0.9 * Q_D - EY(e_p, e_n) - 0.3 * EX(e_p, e_n)$

ترکیب بارهای حالت کنترل شونده توسط نیرو:

1. COMBG1	$1.1 * (Q_D + Q_L)$
2. COMBG2	$0.9(Q_D)$
3. COMBF1-COMBF 4	$1.1 * (Q_D + Q_L) + EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 * EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$
4. COMBF5-COMBF 8	$1.1 * (Q_D + Q_L) + EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 * EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$
5. COMBF9-COMBF12	$1.1 * (Q_D + Q_L) - EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 * EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$
6. COMBF13-COMBF16	$1.1 * (Q_D + Q_L) - EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 * EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$
7. COMBF17-COMBF20	$1.1 * (Q_D + Q_L) + EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 * EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$
8. COMBF21-COMBF24	$1.1 * (Q_D + Q_L) + EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 * EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$
9. COMBF25-COMBF28	$1.1 * (Q_D + Q_L) - EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 * EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$
10. COMBF29-COMBF32	$1.1 * (Q_D + Q_L) - EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 * EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$
11. COMBF33-COMBF36	$0.9 * Q_D + EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 * EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$
12. COMBF37-COMBF40	$0.9 * Q_D + EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 * EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$
13. COMBF41-COMBF44	$0.9 * Q_D - EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 * EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$
14. COMBF45-COMBF48	$0.9 * Q_D - EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 * EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$
15. COMBF49-COMBF52	$0.9 * Q_D + EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 * EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$
16. COMBF53-COMBF56	$0.9 * Q_D + EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 * EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$
17. COMBF57-COMBF60	$0.9 * Q_D - EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 * EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$
18. COMBF61-COMBF64	$0.9 * Q_D - EY(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 * EX(e_p, e_n) / (C_1 C_2 C_3 J)$

در روابط فوق پارامترها عبارت هستند از:

Q_D : بار مرده؛

Q_L : بار زنده؛

$EX(e_p, e_n)$: بار زلزله در جهت X با خروج از مرکزیت اتفاقی $\pm 5\%$ ؛

$EY(e_p, e_n)$: بار زلزله در جهت Y با خروج از مرکزیت اتفاقی $\pm 5\%$ ؛

منظور از COMBD1-COMBD4 چهار ترکیب بار COMBD1، COMBD2، COMBD3 و COMBD4 است.

برای هر یک از سطوح خطر مورد بررسی ۱ و ۲ ترکیبات بار فوق تکرار می‌شوند.

۱۲-۶- تحلیل دینامیکی خطی

همان‌طور که در بند (۶-۱۰) محاسبات مربوط نشان می‌دهد، استفاده از تحلیل استاتیکی خطی برای این سازه مجاز نیست و لذا از تحلیل دینامیکی خطی (طیفی) استفاده می‌شود.

۱-۱۲-۶- تحلیل خطی و محاسبه‌ی مقادیر نیازها

براساس فرضیاتی که تا این مرحله در نظر گرفته شده است مدل سه‌بعدی سازه در نرم‌افزار ETABS تهیه شده و تحلیل خطی انجام شده است و براساس نتایج این تحلیل مقادیر نیاز در اعضای سازه تعیین شده‌اند. این نیازها در تیرها عبارت هستند از نیروی برشی و لنگر خمشی و در ستون‌ها عبارت هستند از نیروی برشی در جهت محورهای محلی ۲ و ۳، لنگر خمشی حول محورهای محلی ۲ و ۳ و نیروی محوری. این مقادیر به عنوان نمونه برای تعدادی از تیرها و ستون‌ها در ابتدا و انتهای عضو در جداول (۶-۱۸) و (۶-۱۹) ارایه شده‌اند. لازم به ذکر است منظور از شناسه عضو نام المان مذکور در نرم‌افزار است که در شکل‌های (۶-۳) تا (۶-۱۶) قابل شناسایی است.

۱۳-۶- محاسبه‌ی ظرفیت المان‌ها

در محاسبات مربوط به تعیین ظرفیت اعضا که جزییات آن در ادامه خواهد آمد، با توجه به کنترل‌های صورت گرفته در مورد ضوابط طول‌های مهاری و وصله آرماتورها براساس آبا نیازی به کاهش ظرفیت در اثر عدم ارضای آن‌ها نمی‌باشد و در صورتی که شرایط آن‌ها ارضا نگردد، بایستی اثرات کاهشی آن در ظرفیت اجزا براساس ضوابط دستورالعمل در محاسبه ظرفیت لحاظ شود.

جدول (۶-۱۸): مقادیر نیازها در برخی تیرها در سطح خطر ۱

شناسه تیر	طبقه	فاصله مقطع	ترکیب بار	M_{3-3}	V_{2-2}
B29	سوم	0.20	COMBD9	-76.11	-32.1
B29	سوم	0.20	COMBF9	-	-19.72
B45	سوم	3.825	COMBD5	-99.85	59.86
B45	سوم	3.825	COMBF5	-	33.02
B31	اول	3.775	COMBD5	-91.977	54.66
B31	اول	3.775	COMBF5	-	29.87
B22	اول	4.775	COMBD20	-10.805	8.01
B22	اول	4.775	COMBF20	-	6.41
B11	چهارم	4.8	COMBD18	-39.204	20.15
B11	چهارم	4.8	COMBF18	-	12.76

- واحدها بر حسب تن و متر است.

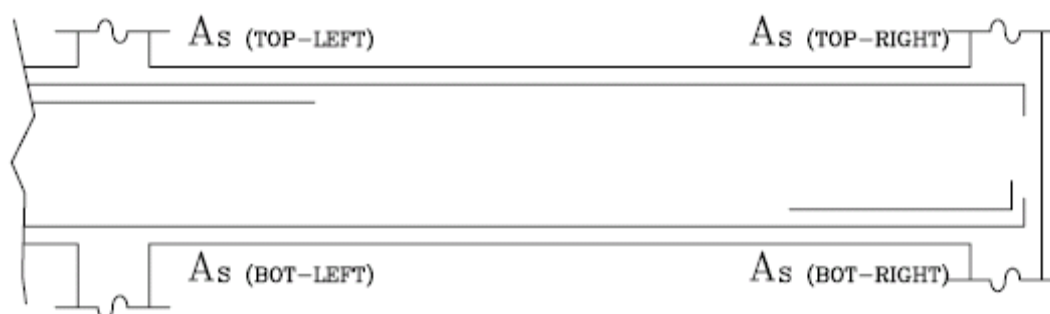
جدول (۶-۱۹): مقادیر نیازها در برخی ستون ها در سطح خطر ۱

شناسه ستون	طبقه	ترکیب بار	M_{3-3}	M_{2-2}	V_{2-2}	V_{3-3}	P
C22	اول	COMBD41	-179.409	4.768	-81.63	2.64	127.52
C22	اول	COMBF41	-	-	-40.94	2.09	37.73
C22	اول	COMBF4	-	-	40.08	3.31	-166.55
C22	اول	COMBD23	-54.592	19.323	-24.83	8.08	-42.67
C15	اول	COMBD9	-162.52	2.85	-62.62	0.51	-19.91
C15	اول	COMBF14	-	-	-31.95	-1.77	-72.42
C15	اول	COMBF4	-	-	29.72	.31	-202.49
C15	اول	COMBD27	46.879	-18.439	16.6	-6.87	-151.13
C7	اول	COMBD16	-160.153	-1.832	-63.85	-0.74	-129.7
C7	اول	COMBF11	-	-	-32.65	1.42	66.98
C7	اول	COMBF6	-	-	-10.07	-3.71	-317.18
C7	اول	COMBD27	46.845	-17.951	18.49	-7.42	-586.62

- واحدها بر حسب تن و متر است.

۶-۱۳-۱- محاسبه ی ظرفیت تیرها

در این مرحله ظرفیت های خمشی و برشی اعضای تیر، براساس آبا محاسبه شده است. ظرفیت خمشی تیرها به میزان آرماتورهای طولی در بالا و پایین مقطع وابسته است. بنابراین ظرفیت خمشی مثبت و منفی در تیر می تواند در مقاطع مختلف متفاوت باشد و باید در مقاطع مورد نظر محاسبه گردد. برای تعیین ظرفیت برشی، روش های تقریبی و دقیق وجود دارد. در روش تقریبی یک مقدار مستقل برای ظرفیت برشی تعیین می گردد، ولی در روش دقیق، ظرفیت برشی به مقادیر نیاز برشی و خمشی در مقطع مورد بررسی وابسته است. در این مثال از روش تقریبی آبا برای تعیین ظرفیت برشی استفاده شده است. این ظرفیت ها در ابتدا و انتهای هر تیر که با چپ و راست تیر نامگذاری شده اند، محاسبه شده است. با توجه به توضیحات فوق، برای نمونه مقادیر ظرفیت ها برای چند تیر محاسبه و نتایج در جداول (۶-۲۰) و (۶-۲۱) ارائه شده اند. همچنین آرماتورگذاری عمومی یک تیر و نام گذاری آن ها به منظور محاسبه ظرفیت ها در شکل (۶-۱۷) نمایش داده شده است.



شکل (۶-۱۷): نمایش آرماتورگذاری عمومی تیرها

به این ترتیب در تیرها مقادیر مقاومت‌ها نیز در دو انتهای المان محاسبه شده و کنترل تیر در این مقاطع صورت می‌گیرد. در مواردی که در طول تیر نیروی متمرکز قابل توجهی وارد شود و یا بار ثقلی آن زیاد باشد، بایستی در نقاط وسط تیر نیز محاسبات انجام پذیرد.

جدول (۶-۲۰): مقادیر ظرفیت خمشی و برشی تیرها در جهت Y

تیپ تیر	$A_{s(top-L)}$	$A_{s(top-R)}$	$A_{s(bot-L)}$	$A_{s(bot-R)}$	$M_{CE(P-L)}$	$M_{CE(N-R)}$	$M_{CE(N-L)}$	$M_{CE(P-R)}$	V_{CL}
	cm ²		cm ²		ton.m		ton.m		ton
B3-43	6	6	4	4	5.85	8.6	8.6	5.85	28.9
B3-32	6	6	4	4	5.85	8.6	8.6	5.85	28.9
B3-21	6	6	4	4	5.85	8.6	8.6	5.85	28.9
B4-43	4	4	4	4	5.85	5.85	5.85	5.85	28.9
B5-43	6	6	4	4	5.85	8.6	8.6	5.85	28.9
B5-32	6	6	4	4	5.85	8.6	8.6	5.85	28.9
B5-21	6	6	4	4	5.85	8.6	8.6	5.85	28.9
B6-43	4	4	4	4	5.85	5.85	5.85	5.85	28.9
B6-32	4	4	4	4	5.85	5.85	5.85	5.85	28.9
B6-21	4	4	4	4	5.85	5.85	5.85	5.85	28.9
B7-32	5.1	5.1	5.1	5.1	7.4	7.4	7.4	7.4	28.9
KHr-32	5.1	5.1	5.1	5.1	7.4	7.4	7.4	7.4	28.9

جدول (۶-۲۱): مقادیر ظرفیت خمشی و برشی تیرها در جهت X

تیپ تیر	$A_{s(top-L)}$	$A_{s(top-R)}$	$A_{s(bot-L)}$	$A_{s(bot-R)}$	$M_{CE(P-L)}$	$M_{CE(N-R)}$	$M_{CE(N-L)}$	$M_{CE(P-R)}$	V_{CL}
	cm ²		cm ²		ton.m		ton.m		ton
B1-AB	15.2	15.2	10.6	10.6	14.7	20.14	20.14	14.7	30.35
B1-BC	15.2	17.8	10.6	15.2	14.7	23	20.14	20.14	30.35
B1-CD	17.8	17.8	15.2	15.2	20.14	23	23	20.14	30.35
B1-DE	17.8	15.2	15.2	10.6	20.14	20.14	23	14.7	30.35
B1-EF	15.2	15.2	10.6	10.6	14.7	20.14	20.14	14.7	30.35
B2-AB	15.2	15.2	10.6	10.6	14.7	20.14	20.14	14.7	30.35
B2-BC	15.2	17.8	10.6	12.7	14.7	23	20.14	17.2	30.35
B2-CD	17.8	17.8	12.7	12.7	17.2	23	23	17.2	30.35
B2-DE	17.8	15.2	12.7	10.6	17.2	20.2	23	14.7	30.35
B2-EF	15.2	17.8	10.6	15.2	14.7	23	20.14	20.14	30.35
B2-FG	17.8	17.8	15.2	15.2	20.14	23	23	20.14	30.35
B8-AB	19	19	15.2	15.2	20.1	24.2	24.2	20.1	30.35
B13-AB	12.7	12.7	7.63	7.63	10.8	17.2	17.2	10.8	30.35
B9-AB	19	19	15.2	15.2	20.1	24.2	24.2	20.1	30.35
B9-BC	16.5	22.8	15.2	15.2	20.2	28	21.6	20.1	30.35
B9-CD	22.8	22.8	15.2	15.2	20.1	28	28	20.1	30.35
B9-DE	22.8	22.8	15.2	15.2	20.1	28	28	20.1	30.35
B10-CD	22.8	22.8	19	19	24.7	28	28	24.7	30.35
B10-DE	22.8	19	19	12.7	24.7	24.2	28	17.2	30.35
B10-EF	19	19	12.7	12.7	17.2	24.2	24.2	17.2	30.35
B11-CD	15.2	15.2	12.7	12.7	17.2	20.1	20.1	17.2	30.35
B11-DE	15.2	12.7	12.7	7.63	17.2	17.2	20.1	10.9	30.35
B11-EG	12.7	12.7	7.63	7.63	10.9	17.2	17.2	10.9	30.35
B12-AB	12.7	12.7	10.6	7.53	14.7	17.2	17.2	10.7	30.35
B12-BC	12.7	15.2	7.53	10.6	10.7	20.1	17.2	14.7	30.35
B12-CD	15.2	15.2	10.6	10.6	14.7	20.1	20.1	14.7	30.35
B12-DE	15.2	12.7	10.6	10.6	14.7	17.2	20.1	14.7	30.35
B12-EF	12.7	12.7	10.6	10.6	14.7	17.2	17.2	14.7	30.35
B12-FG	12.7	12.7	10.6	10.6	14.7	17.2	17.2	14.7	30.35
KHr-CD	5	5	5	5	7.3	7.3	7.3	7.3	30.35

 $A_{s(top-L)}$: آرماتور فوقانی سمت چپ؛ $M_{CE(P-L)}$: لنگرمورد انتظار مثبت چپ؛ $A_{s(top-R)}$: آرماتور فوقانی سمت راست؛ $M_{CE(N-R)}$: لنگرمورد انتظار منفی راست؛ $A_{s(bot-L)}$: آرماتور تحتانی سمت چپ؛ $M_{CE(N-L)}$: لنگرمورد انتظار منفی چپ؛ $A_{s(bot-R)}$: آرماتور تحتانی سمت راست؛ $M_{CE(P-R)}$: لنگرمورد انتظار مثبت راست؛ V_{CL} : ظرفیت برشی کرانه پایین.

عرض و ارتفاع مقطع تیرها در محاسبات جداول (۶-۲۰) و (۶-۲۱) در جهت X به ترتیب ۴۰ و ۳۵ سانتی متر و در جهت Y به ترتیب ۳۵ و ۳۵ سانتی متر هستند. جزییات محاسبات فوق در مثال شماره اول ساختمان های بتنی به تفصیل آمده است.

۶-۱۳-۲- محاسبه‌ی ظرفیت ستون‌ها

در این مرحله نیز مشابه تیرها، ظرفیت‌های خمشی، برشی و محوری اعضای ستون براساس مفاد دستورالعمل و طبق آبا محاسبه شده است. لازم به توضیح است که در محاسبه‌ی مقادیر نیاز به ظرفیت اعضاء یا DCR، ظرفیت خمشی بدون درنظر گرفتن اندرکنش نیروی محوری محاسبه شده است. نتایج برای برخی از ستون‌ها در جدول (۶-۲۲) ارایه شده است. برای جزییات بیش‌تر می‌توان به مثال اول ساختمان‌های بتنی مراجعه کرد.

جدول (۶-۲۲): مقادیر ظرفیت خمشی، برشی و محوری ستون‌ها

ستون‌ها در نقشه	مقطع ستون	ابعاد مقطع (B × H)		ظرفیت خمشی مورد انتظار	مساحت آرماتور	ظرفیت برشی در جهت ۳ و ۲	ظرفیت محوری مورد انتظار
		B (cm)	H (cm)	ton-m	cm ²	ton	ton
C1-ST1	A -A	45	45	69.1	76.0	36.1	548.02
C1-ST2	B-B	40	40	33.37	30.53	29.9	343.07
C1-ST3	C-C	35	35	24.4	30.5	24.2	284.42
C1-ST4	C-C	35	35	24.4	30.5	24.2	284.42
C1-ST5	D-D	35	35	20.9	20.3	24.2	253.38
C2-ST1	A-A	45	45	69.1	76.0	36.1	548.02
C2-ST2	E-E	45	45	49.5	40.7	36.1	440.58
C2-ST3	B-B	40	40	33.4	30.5	29.9	343.07
C2-ST4	B-B	35	35	33.4	30.5	24.2	343.07
C2-ST5	C-C	45	45	24.4	30.5	36.1	284.42
C2-ST5	C-C	45	45	24.4	30.5	36.1	284.42
C3-ST1	A-A	45	45	69.1	76.0	36.1	548.02
C3-ST2	E-E	45	45	49.5	40.7	36.1	440.58
C3-ST3	E-E	45	45	49.5	40.7	36.1	440.58
C3-ST4	B-B	40	40	33.37	30.5	29.9	343.07
C3-ST5	C-C	35	35	24.4	30.5	24.2	284.42

- در محاسبه ظرفیت برشی از اثرات نیروی محوری صرف‌نظر شده است.

۶-۱۴- محاسبه‌ی DCR اعضا

در این مرحله با توجه به نتایج مراحل قبل مقادیر DCR براساس رابطه (۳-۱) محاسبه شده و نتایج در جدول (۶-۲۳) برای برخی از تیرها و در جدول (۶-۲۴) برای برخی از ستون‌ها ارایه شده است. لازم به ذکر است که مقادیر این جداول با احتساب پیچش اتفاقی بدست آمده‌اند.

جدول (۶-۲۳): مقادیر DCR برخی از تیرها در سطح خطر ۱-

Story	Beam	TYPE	Load	Loc	DCR _v	DCR _M	DCR _{MAX}
STORY2	B31	B9-BC	COMBG1	0.225	0.20	0.30	0.30
STORY2	B31	B9-BC	COMBD1	0.225	0.55	3.44	3.44
STORY2	B31	B9-BC	COMBD2	0.225	0.54	3.41	3.41
STORY2	B31	B9-BC	COMBD3	0.225	0.54	3.42	3.42
STORY2	B31	B9-BC	COMBD4	0.225	0.55	3.45	3.45
STORY2	B31	B9-BC	COMBD5	0.225	0.55	3.48	3.48
STORY2	B31	B9-BC	COMBD6	0.225	0.55	3.45	3.45
STORY2	B31	B9-BC	COMBD10	0.225	0.95	3.82	3.82
STORY2	B31	B9-BC	COMBD11	0.225	0.95	3.80	3.80
STORY2	B31	B9-BC	COMBD12	0.225	0.95	3.81	3.81
STORY2	B31	B9-BC	COMBD13	0.225	0.95	3.80	3.80
STORY2	B31	B9-BC	COMBD14	0.225	0.95	3.81	3.81
STORY2	B31	B9-BC	COMBD15	0.225	0.95	3.78	3.78
STORY2	B31	B9-BC	COMBD16	0.225	0.94	3.77	3.77
STORY2	B31	B9-BC	COMBD17	0.225	0.01	0.75	0.75
STORY2	B31	B9-BC	COMBD33	0.225	0.62	3.55	3.55
STORY2	B31	B9-BC	COMBD34	0.225	0.61	3.52	3.52
STORY2	B31	B9-BC	COMBD35	0.225	0.62	3.54	3.54
STORY2	B31	B9-BC	COMBD36	0.225	0.62	3.56	3.56
STORY2	B31	B9-BC	COMBD37	0.225	0.63	3.59	3.59
STORY2	B31	B9-BC	COMBD38	0.225	0.62	3.57	3.57
STORY2	B31	B9-BC	COMBD39	0.225	0.62	3.55	3.55
STORY2	B31	B9-BC	COMBD40	0.225	0.62	3.58	3.58
STORY2	B31	B9-BC	COMBD41	0.225	0.89	3.73	3.73
STORY2	B31	B9-BC	COMBD42	0.225	0.88	3.72	3.72
STORY2	B31	B9-BC	COMBD43	0.225	0.88	3.70	3.70
STORY2	B31	B9-BC	COMBD44	0.225	0.88	3.71	3.71
STORY2	B31	B9-BC	COMBD45	0.225	0.88	3.69	3.69
STORY2	B31	B9-BC	COMBD46	0.225	0.88	3.70	3.70
STORY2	B31	B9-BC	COMBD47	0.225	0.88	3.68	3.68
STORY2	B31	B9-BC	COMBD48	0.225	0.87	3.67	3.67
STORY1	B34	B2-EF	COMBD1	0.225	1.20	5.67	5.67
STORY1	B34	B2-EF	COMBD2	0.225	1.20	5.69	5.69
STORY1	B34	B2-EF	COMBD3	0.225	1.20	5.68	5.68
STORY1	B34	B2-EF	COMBD4	0.225	1.19	5.66	5.66
STORY1	B34	B2-EF	COMBD5	0.225	1.14	5.43	5.43
STORY1	B34	B2-EF	COMBD6	0.225	1.14	5.45	5.45
STORY1	B34	B2-EF	COMBD10	0.225	1.42	4.28	4.28

ادامه‌ی جدول (۶-۲۳): مقادیر DCR برخی از تیرها در سطح خطر-۱

Story	Beam	TYPE	Load	Loc	DCR _V	DCR _M	DCR _{MAX}
STORY1	B34	B2-EF	COMBD11	0.225	1.42	4.29	4.29
STORY1	B34	B2-EF	COMBD12	0.225	1.42	4.29	4.29
STORY1	B34	B2-EF	COMBD13	0.225	1.47	4.45	4.45
STORY1	B34	B2-EF	COMBD14	0.225	1.47	4.44	4.44
STORY1	B34	B2-EF	COMBD15	0.225	1.47	4.46	4.46
STORY1	B34	B2-EF	COMBD16	0.225	1.47	4.47	4.47
STORY1	B34	B2-EF	COMBD17	0.225	0.35	1.93	1.93
STORY1	B34	B2-EF	COMBD18	0.225	0.35	1.93	1.93
STORY1	B34	B2-EF	COMBD33	0.225	1.24	5.75	5.75
STORY1	B34	B2-EF	COMBD34	0.225	1.25	5.77	5.77
STORY1	B34	B2-EF	COMBD35	0.225	1.25	5.76	5.76
STORY1	B34	B2-EF	COMBD36	0.225	1.24	5.74	5.74
STORY1	B34	B2-EF	COMBD37	0.225	1.19	5.50	5.50
STORY1	B34	B2-EF	COMBD38	0.225	1.19	5.52	5.52
STORY1	B34	B2-EF	COMBD39	0.225	1.19	5.53	5.53
STORY1	B34	B2-EF	COMBD40	0.225	1.19	5.51	5.51
STORY1	B34	B2-EF	COMBD41	0.225	1.37	4.22	4.22
STORY1	B34	B2-EF	COMBD42	0.225	1.37	4.22	4.22
STORY1	B34	B2-EF	COMBD43	0.225	1.37	4.24	4.24
STORY1	B34	B2-EF	COMBD44	0.225	1.37	4.23	4.23
STORY1	B34	B2-EF	COMBD45	0.225	1.42	4.40	4.40
STORY1	B34	B2-EF	COMBD46	0.225	1.42	4.39	4.39
STORY1	B34	B2-EF	COMBD47	0.225	1.42	4.41	4.41
STORY1	B34	B2-EF	COMBD48	0.225	1.43	4.41	4.41
STORY3	B4	B10-DE	COMBD1	0.225	1.57	4.17	4.17
STORY3	B4	B10-DE	COMBD2	0.225	1.62	4.29	4.29
STORY3	B4	B10-DE	COMBD3	0.225	1.60	4.23	4.23
STORY3	B4	B10-DE	COMBD4	0.225	1.55	4.11	4.11
STORY3	B4	B10-DE	COMBD5	0.225	1.51	4.00	4.00
STORY3	B4	B10-DE	COMBD6	0.225	1.55	4.13	4.13
STORY3	B4	B10-DE	COMBD10	0.225	1.64	3.68	3.68
STORY3	B4	B10-DE	COMBD11	0.225	1.69	3.79	3.79
STORY3	B4	B10-DE	COMBD12	0.225	1.67	3.74	3.74
STORY3	B4	B10-DE	COMBD13	0.225	1.69	3.78	3.78
STORY3	B4	B10-DE	COMBD14	0.225	1.66	3.72	3.72
STORY3	B4	B10-DE	COMBD15	0.225	1.71	3.83	3.83
STORY3	B4	B10-DE	COMBD16	0.225	1.73	3.88	3.88
STORY3	B4	B10-DE	COMBD33	0.225	1.58	4.18	4.18
STORY3	B4	B10-DE	COMBD34	0.225	1.63	4.30	4.30
STORY3	B4	B10-DE	COMBD35	0.225	1.61	4.24	4.24
STORY3	B4	B10-DE	COMBD36	0.225	1.56	4.12	4.12
STORY3	B4	B10-DE	COMBD37	0.225	1.52	4.01	4.01
STORY3	B4	B10-DE	COMBD38	0.225	1.56	4.14	4.14
STORY3	B4	B10-DE	COMBD39	0.225	1.59	4.19	4.19
STORY3	B4	B10-DE	COMBD40	0.225	1.54	4.07	4.07
STORY3	B4	B10-DE	COMBD41	0.225	1.61	3.62	3.62

ادامه ی جدول (۶-۲۳): مقادیر DCR برخی از تیرها در سطح خطر-۱

Story	Beam	TYPE	Load	Loc	DCR _v	DCR _M	DCR _{MAX}
STORY3	B4	B10-DE	COMBD42	0.225	1.63	3.67	3.67
STORY3	B4	B10-DE	COMBD43	0.225	1.68	3.78	3.78
STORY3	B4	B10-DE	COMBD44	0.225	1.66	3.73	3.73
STORY3	B4	B10-DE	COMBD45	0.225	1.68	3.77	3.77
STORY3	B4	B10-DE	COMBD46	0.225	1.65	3.72	3.72
STORY3	B4	B10-DE	COMBD47	0.225	1.70	3.82	3.82
STORY3	B4	B10-DE	COMBD48	0.225	1.72	3.88	3.88
STORY2	B6	B7-43-21	COMBD59	0.2	0.27	2.40	2.40
STORY2	B6	B7-43-21	COMBD60	0.2	0.26	2.27	2.27
STORY2	B6	B7-43-21	COMBD19	4.8	0.27	2.39	2.39
STORY2	B6	B7-43-21	COMBD20	4.8	0.28	2.52	2.52
STORY2	B6	B7-43-21	COMBD23	4.8	0.30	2.68	2.68
STORY2	B6	B7-43-21	COMBD24	4.8	0.29	2.55	2.55
STORY2	B6	B7-43-21	COMBD51	4.8	0.25	2.32	2.32
STORY2	B6	B7-43-21	COMBD52	4.8	0.27	2.45	2.45
STORY2	B6	B7-43-21	COMBD55	4.8	0.28	2.62	2.62
STORY2	B6	B7-43-21	COMBD56	4.8	0.27	2.49	2.49
STORY1	B40	B6-21	COMBD25	0.225	0.26	2.20	2.20
STORY1	B40	B6-21	COMBD26	0.225	0.26	2.17	2.17
STORY1	B40	B6-21	COMBD27	0.225	0.25	1.99	1.99
STORY1	B40	B6-21	COMBD28	0.225	0.25	2.03	2.03
STORY1	B40	B6-21	COMBD29	0.225	0.26	2.17	2.17
STORY1	B40	B6-21	COMBD30	0.225	0.26	2.20	2.20
STORY1	B40	B6-21	COMBD31	0.225	0.25	2.03	2.03
STORY1	B40	B6-21	COMBD17	4.775	0.26	2.25	2.25
STORY1	B40	B6-21	COMBD18	4.775	0.26	2.28	2.28
STORY1	B40	B6-21	COMBD19	4.775	0.25	2.10	2.10
STORY1	B40	B6-21	COMBD20	4.775	0.25	2.07	2.07
STORY1	B40	B6-21	COMBD21	4.775	0.26	2.29	2.29
STORY1	B40	B6-21	COMBD22	4.775	0.26	2.25	2.25
STORY1	B40	B6-21	COMBD23	4.775	0.25	2.07	2.07
STORY1	B40	B6-21	COMBD49	4.775	0.21	2.04	2.04
STORY1	B40	B6-21	COMBD50	4.775	0.21	2.07	2.07
STORY1	B40	B6-21	COMBD51	4.775	0.20	1.89	1.89
STORY1	B40	B6-21	COMBD52	4.775	0.20	1.86	1.86
STORY1	B40	B6-21	COMBD53	4.775	0.22	2.07	2.07
STORY1	B40	B6-21	COMBD54	4.775	0.21	2.04	2.04
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD25	0.225	0.34	3.13	3.13
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD26	0.225	0.33	3.05	3.05
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD27	0.225	0.30	2.61	2.61
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD28	0.225	0.30	2.69	2.69
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD29	0.225	0.33	3.04	3.04
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD30	0.225	0.34	3.13	3.13
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD31	0.225	0.30	2.68	2.68
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD32	0.225	0.30	2.60	2.60
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD53	0.225	0.10	2.08	2.08

ادامه‌ی جدول (۶-۲۳): مقادیر DCR برخی از تیرها در سطح خطر-۱

Story	Beam	TYPE	Load	Loc	DCR _v	DCR _M	DCR _{MAX}
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD54	0.225	0.09	2.00	2.00
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD55	0.225	0.06	1.56	1.56
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD56	0.225	0.06	1.64	1.64
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD57	0.225	0.29	2.91	2.91
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD58	0.225	0.28	2.83	2.83
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD59	0.225	0.24	2.39	2.39
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD60	0.225	0.25	2.47	2.47
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD61	0.225	0.28	2.82	2.82
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD62	0.225	0.29	2.90	2.90
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD63	0.225	0.25	2.46	2.46
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD64	0.225	0.24	2.38	2.38
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD17	4.775	0.32	2.95	2.95
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD18	4.775	0.33	3.04	3.04
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD19	4.775	0.29	2.59	2.59
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD20	4.775	0.28	2.50	2.50
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD21	4.775	0.33	3.05	3.05
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD22	4.775	0.32	2.96	2.96
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD23	4.775	0.29	2.51	2.51
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD24	4.775	0.29	2.60	2.60
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD49	4.775	0.27	2.78	2.78
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD50	4.775	0.28	2.86	2.86
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD51	4.775	0.24	2.41	2.41
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD52	4.775	0.24	2.32	2.32
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD53	4.775	0.28	2.87	2.87
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD54	4.775	0.27	2.78	2.78
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD55	4.775	0.24	2.33	2.33
STORY1	B41	B7-43-21	COMBD56	4.775	0.24	2.42	2.42

با محاسبات صورت گرفته که مشابه جدول (۶-۲۳) قابل انجام است، مشاهده می‌شود DCR حدود ۶۵ درصد تیرها بیش از عدد ۲ شده است. هم‌چنین مقادیر DCR تیرها در سطح خطر دو محاسبه شده و حدود ۸۲ درصد آن‌ها بیش از عدد ۲ است.

جدول (۶-۲۴): مقادیر DCR برخی ستون‌ها در سطح خطر-۱

Story	Column	TYPE	Load	Loc	DCR _p	DCR _v	DCR _M	DCR _{MAX}
STORY1	C23	A-A	COMBG1	0	0.08	0.03	0.02	0.08
STORY1	C23	A-A	COMBD1	0	0.37	1.36	2.33	2.33
STORY1	C23	A-A	COMBD2	0	0.37	1.34	2.28	2.28
STORY1	C23	A-A	COMBD3	0	0.37	1.35	2.30	2.30
STORY1	C23	A-A	COMBD4	0	0.37	1.38	2.35	2.35
STORY1	C23	A-A	COMBD5	0	0.43	1.40	2.39	2.39

ادامه ی جدول (۶-۲۴): مقادیر DCR برخی ستون ها در سطح خطر-۱

Story	Column	TYPE	Load	Loc	DCR _p	DCR _v	DCR _M	DCR _{MAX}
STORY1	C23	A-A	COMBD6	0	0.44	1.37	2.34	2.34
STORY1	C23	A-A	COMBD10	0	0.38	1.45	2.40	2.40
STORY1	C23	A-A	COMBD11	0	0.39	1.42	2.36	2.36
STORY1	C23	A-A	COMBD12	0	0.38	1.43	2.38	2.38
STORY1	C23	A-A	COMBD13	0	0.35	1.42	2.36	2.36
STORY1	C23	A-A	COMBD14	0	0.35	1.44	2.38	2.38
STORY1	C23	A-A	COMBD15	0	0.35	1.41	2.34	2.34
STORY1	C23	A-A	COMBD16	0	0.35	1.40	2.32	2.32
STORY1	C23	A-A	COMBD33	0	0.40	1.37	2.33	2.33
STORY1	C23	A-A	COMBD34	0	0.41	1.35	2.29	2.29
STORY1	C23	A-A	COMBD35	0	0.41	1.36	2.31	2.31
STORY1	C23	A-A	COMBD36	0	0.40	1.39	2.35	2.35
STORY1	C23	A-A	COMBD37	0	0.47	1.41	2.39	2.39
STORY1	C23	A-A	COMBD38	0	0.47	1.38	2.35	2.35
STORY1	C23	A-A	COMBD39	0	0.48	1.37	2.33	2.33
STORY1	C23	A-A	COMBD40	0	0.47	1.40	2.37	2.37
STORY1	C23	A-A	COMBD41	0	0.36	1.45	2.41	2.41
STORY1	C23	A-A	COMBD42	0	0.36	1.44	2.39	2.39
STORY1	C23	A-A	COMBD43	0	0.37	1.41	2.35	2.35
STORY1	C23	A-A	COMBD44	0	0.36	1.42	2.37	2.37
STORY1	C23	A-A	COMBD45	0	0.33	1.41	2.35	2.35
STORY1	C23	A-A	COMBD46	0	0.33	1.43	2.38	2.38
STORY1	C23	A-A	COMBD47	0	0.33	1.40	2.33	2.33
STORY1	C23	A-A	COMBD48	0	0.33	1.39	2.31	2.31
STORY1	C17	A-A	COMBG	0	0.20	0.03	0.02	0.20
STORY1	C17	A-A	COMBD1	0	0.39	1.41	2.40	2.40
STORY1	C17	A-A	COMBD2	0	0.38	1.40	2.38	2.38
STORY1	C17	A-A	COMBD3	0	0.39	1.41	2.39	2.39
STORY1	C17	A-A	COMBD4	0	0.40	1.42	2.41	2.41
STORY1	C17	A-A	COMBD5	0	0.38	1.42	2.41	2.41
STORY1	C17	A-A	COMBD6	0	0.37	1.41	2.40	2.40
STORY1	C17	A-A	COMBD10	0	0.03	1.46	2.44	2.44
STORY1	C17	A-A	COMBD11	0	0.04	1.45	2.42	2.42
STORY1	C17	A-A	COMBD12	0	0.04	1.46	2.43	2.43
STORY1	C17	A-A	COMBD13	0	0.02	1.47	2.43	2.43
STORY1	C17	A-A	COMBD14	0	0.01	1.47	2.44	2.44
STORY1	C17	A-A	COMBD15	0	0.02	1.46	2.42	2.42
STORY1	C17	A-A	COMBD16	0	0.03	1.45	2.41	2.41
STORY1	C17	A-A	COMBD33	0	0.33	1.42	2.40	2.40
STORY1	C17	A-A	COMBD34	0	0.32	1.41	2.39	2.39
STORY1	C17	A-A	COMBD35	0	0.32	1.42	2.39	2.39
STORY1	C17	A-A	COMBD36	0	0.33	1.43	2.41	2.41
STORY1	C17	A-A	COMBD37	0	0.31	1.43	2.42	2.42
STORY1	C17	A-A	COMBD38	0	0.31	1.41	2.40	2.40
STORY1	C17	A-A	COMBD39	0	0.30	1.41	2.39	2.39
STORY1	C17	A-A	COMBD40	0	0.31	1.42	2.41	2.41

ادامه‌ی جدول (۶-۲۴): مقادیر DCR برخی ستون‌ها در سطح خطر ۱-

Story	Column	TYPE	Load	Loc	DCR _p	DCR _v	DCR _M	DCR _{MAX}
STORY1	C23	A-A	COMBD41	0	0.36	1.45	2.41	2.41
STORY1	C17	A-A	COMBD42	0	0.06	1.46	2.43	2.43
STORY1	C17	A-A	COMBD43	0	0.05	1.44	2.41	2.41
STORY1	C17	A-A	COMBD44	0	0.05	1.45	2.42	2.42
STORY1	C17	A-A	COMBD45	0	0.09	1.46	2.42	2.42
STORY1	C17	A-A	COMBD46	0	0.10	1.46	2.43	2.43
STORY1	C17	A-A	COMBD47	0	0.08	1.45	2.41	2.41
STORY1	C17	A-A	COMBD48	0	0.07	1.44	2.41	2.41
STORY2	C21	E-E	COMBD1	0	0.02	1.99	4.41	4.41
STORY2	C21	E-E	COMBD2	0	0.03	1.99	4.40	4.40
STORY2	C21	E-E	COMBD3	0	0.02	1.99	4.41	4.41
STORY2	C21	E-E	COMBD4	0	0.01	1.99	4.42	4.42
STORY2	C21	E-E	COMBD5	0	0.07	1.96	4.38	4.38
STORY2	C21	E-E	COMBD6	0	0.05	1.96	4.37	4.37
STORY2	C21	E-E	COMBD10	0	0.27	1.94	4.34	4.34
STORY2	C21	E-E	COMBD11	0	0.26	1.94	4.32	4.32
STORY2	C21	E-E	COMBD12	0	0.27	1.94	4.33	4.33
STORY2	C21	E-E	COMBD13	0	0.23	1.97	4.38	4.38
STORY2	C21	E-E	COMBD14	0	0.24	1.97	4.38	4.38
STORY2	C21	E-E	COMBD15	0	0.23	1.97	4.37	4.37
STORY2	C21	E-E	COMBD16	0	0.22	1.97	4.36	4.36
STORY2	C21	E-E	COMBD33	0	0.06	1.98	4.41	4.41
STORY2	C21	E-E	COMBD34	0	0.03	1.98	4.39	4.39
STORY2	C21	E-E	COMBD35	0	0.04	1.98	4.40	4.40
STORY2	C21	E-E	COMBD36	0	0.07	1.99	4.41	4.41
STORY2	C21	E-E	COMBD37	0	0.18	1.96	4.37	4.37
STORY2	C21	E-E	COMBD38	0	0.15	1.95	4.36	4.36
STORY2	C21	E-E	COMBD39	0	0.14	1.95	4.35	4.35
STORY2	C21	E-E	COMBD40	0	0.17	1.96	4.37	4.37
STORY2	C21	E-E	COMBD41	0	0.24	1.95	4.35	4.35
STORY2	C21	E-E	COMBD42	0	0.24	1.94	4.34	4.34
STORY2	C21	E-E	COMBD43	0	0.23	1.94	4.33	4.33
STORY2	C21	E-E	COMBD44	0	0.23	1.94	4.34	4.34
STORY2	C21	E-E	COMBD45	0	0.20	1.97	4.39	4.39
STORY2	C21	E-E	COMBD46	0	0.20	1.98	4.39	4.39
STORY2	C21	E-E	COMBD47	0	0.19	1.97	4.38	4.38
STORY2	C21	E-E	COMBD48	0	0.19	1.97	4.37	4.37
STORY3	C2	C-C	COMBG	0	0.11	0.04	0.12	0.12
STORY3	C2	C-C	COMBD1	0	0.36	1.05	2.48	2.48
STORY3	C2	C-C	COMBD2	0	0.38	1.08	2.57	2.57
STORY3	C2	C-C	COMBD3	0	0.37	1.07	2.53	2.53
STORY3	C2	C-C	COMBD4	0	0.36	1.04	2.45	2.45
STORY3	C2	C-C	COMBD5	0	0.38	1.02	2.39	2.39
STORY3	C2	C-C	COMBD6	0	0.39	1.05	2.47	2.47
STORY3	C2	C-C	COMBD10	0	0.41	0.96	2.26	2.26
STORY3	C2	C-C	COMBD11	0	0.45	0.99	2.34	2.34

ادامه ی جدول (۶-۲۴): مقادیر DCR برخی ستون ها در سطح خطر-۱

Story	Column	TYPE	Load	Loc	DCR _p	DCR _v	DCR _M	DCR _{MAX}
STORY3	C2	C-C	COMBD11	0	0.45	0.99	2.34	2.34
STORY3	C2	C-C	COMBD12	0	0.43	0.97	2.30	2.30
STORY3	C2	C-C	COMBD13	0	0.36	0.98	2.31	2.31
STORY3	C2	C-C	COMBD14	0	0.34	0.96	2.28	2.28
STORY3	C2	C-C	COMBD15	0	0.38	0.99	2.36	2.36
STORY3	C2	C-C	COMBD16	0	0.40	1.01	2.40	2.40
STORY3	C2	C-C	COMBD33	0	0.33	1.04	2.46	2.46
STORY3	C2	C-C	COMBD34	0	0.35	1.07	2.54	2.54
STORY3	C2	C-C	COMBD35	0	0.34	1.06	2.50	2.50
STORY3	C2	C-C	COMBD36	0	0.33	1.03	2.42	2.42
STORY3	C2	C-C	COMBD37	0	0.35	1.01	2.37	2.37
STORY3	C2	C-C	COMBD38	0	0.36	1.04	2.45	2.45
STORY3	C2	C-C	COMBD39	0	0.37	1.05	2.49	2.49
STORY3	C2	C-C	COMBD40	0	0.35	1.02	2.40	2.40
STORY3	C2	C-C	COMBD41	0	0.46	0.96	2.25	2.25
STORY3	C2	C-C	COMBD42	0	0.48	0.97	2.28	2.28
STORY3	C2	C-C	COMBD43	0	0.52	1.00	2.37	2.37
STORY3	C2	C-C	COMBD44	0	0.50	0.99	2.33	2.33
STORY3	C2	C-C	COMBD45	0	0.43	0.99	2.34	2.34
STORY3	C2	C-C	COMBD46	0	0.41	0.98	2.30	2.30
STORY3	C2	C-C	COMBD47	0	0.45	1.01	2.38	2.38
STORY3	C2	C-C	COMBD48	0	0.47	1.02	2.42	2.42

با محاسبات صورت گرفته که مشابه جدول (۶-۲۴) انجام می شود مشاهده می شود، DCR حدود ۹۴ درصد ستون ها بیش از عدد ۲ شده است. هم چنین DCR ستون ها در سطح خطر دو نیز محاسبه شده و ۱۰۰ درصد آن ها بیش از عدد ۲ است. برای اطلاع بیش تر از جزییات محاسبه مقادیر DCR به نمونه دستی در مثال اول مراجعه شود.

۶-۱۵ - انتخاب روش تحلیل نهایی

با توجه به اینکه مقادیر DCR در تعدادی از المان های سازه ای بزرگ تر از عدد ۲ شده است و براساس آن چه که در فصل سوم آمده، لازم است که شرایط نیرویی زیر نیز کنترل شوند:

۱- کنترل وجود انقطاع در سیستم باربر جانبی در ارتفاع و در پلان: انقطاع در سیستم باربر جانبی در ارتفاع و در پلان وجود ندارد.

۲- کنترل وجود طبقه ضعیف: مقدار DCR متوسط برای طبقات مختلف براساس رابطه ی (۳-۲) محاسبه شده و در جدول (۶-۶)

(۲۵) ارایه شده است.

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

در این رابطه، V_i حداکثر نیروی برشی ناشی از نیروی زلزله در عضو i از طبقه مورد نظر، DCR_i بزرگ‌ترین نسبت نیرو به ظرفیت در عضو i و n تعداد کل اعضای باربر طبقه مورد نظر است. محاسبات مربوط برای این سازه انجام و نتایج در جدول (۶-۲۵) ارائه شده است.

جدول (۶-۲۵): مقدار DCR متوسط طبقات

طبقه	$\overline{DCR}_{Beams}$	$\overline{DCR}_{Columns\&Walls}$	$\overline{DCR}_{Story}$	$\frac{(\overline{DCR}_{Story})_i}{(\overline{DCR}_{Story})_{i+1}}$	$\frac{(\overline{DCR}_{Story})_i}{(\overline{DCR}_{Story})_{i+1}} < 1.25$
۵	۲/۴۸	۱/۶	۱/۹۲	۲/۱	خیر
۴	۴/۸۲	۳/۶۳	۴/۰۴		

همان‌طور که نتایج جدول فوق نشان می‌دهند براساس مفاد دستورالعمل روش تحلیل خطی به تنهایی قابل استفاده نیست. گام بعد استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی به همراه روش تحلیل خطی دینامیکی و یا تحلیل استاتیکی غیرخطی به تنهایی، است. در ابتدا فرضیات مدل جهت انجام تحلیل غیرخطی بیان شده سپس جزییات و نحوه انجام تحلیل غیرخطی و بررسی نتایج مربوط ارائه می‌شود.

۶-۱۶- فرضیات تحلیل غیرخطی

با توجه به این که تحلیل دینامیکی خطی برای این مثال کافی نیست و براساس مفاد دستورالعمل باید از تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده شود.

۶-۱۶-۱- تهیه مدل غیرخطی

در این قسمت فرضیات مدل‌سازی غیرخطی مورد بررسی قرار می‌گیرند:

الف- اثر $P-\Delta$

$P-\Delta$ به دو صورت $P-\Delta$ کلی سازه (یا $P-\Delta$ بزرگ) و اثر $P-\delta$ المان‌ها (یا $P-\delta$ کوچک) در سازه بررسی می‌شود. $P-\delta$ که روی المان‌ها (خصوصاً ستون) موثر است و اثرات ناشی از انحنای عضو در تشدید لنگر نشان می‌دهد در سازه‌های بتنی در فرمول بندی روابط کنترلی خودبه‌خود وارد شده است و نیازی به انجام عملیات اضافه نیست و اثر $P-\Delta$ که تشدید لنگر عضو به دلیل حرکت جانبی است نیز با فعال کردن قسمت مربوطه در نرم افزار به سازه وارد می‌شود. البته چون مقدار ضریب پایداری (θ_i) که در بخش‌های قبلی محاسبه شده و کمتر از ۱/۱ می‌باشد اثر $P-\Delta$ چندان تعیین کننده نیست.

ب- اثرات پیچش

چون مدل مورد استفاده سه‌بعدی می‌باشد اثرات پیچش واقعی به طور خودکار وارد می‌شود و طبق بررسی که در قسمت‌های قبلی انجام شد، پیچش اتفاقی باید لحاظ شود که اثر آن با وارد کردن در ترکیبات بارگذاری لحاظ می‌شود.

ج- ترکیب بارها

با توجه به این که سازه نامنظم بوده و اثرات پیچش اتفاقی مهم است، برای یک الگوی بار (Load Pattern)، و یک سطح خطر بایستی ۶۴ ترکیب بار در مدل تعریف شود (فصل ۴).

د- مفاصل پلاستیک و محل آن‌ها

برای انجام آنالیز غیرخطی (θ_i استاتیکی یا دینامیکی) بایستی مفاصل پلاستیک تعریف شده و به المان‌ها اختصاص یابند (یعنی خاصیت غیرخطی مصالح یا رفتار غیرخطی المان‌ها تعریف شود). براساس مفاد دستورالعمل پارامترهای مدل سازی (c,b,a) و معیارهای پذیرش برای هر مقطع و المان تعریف می‌شود. با توجه به شرایط این مثال محل مفاصل پلاستیک در ۵ درصدی ابتدا و انتهای المان‌ها فرض می‌شود.

ه- اعضای اصلی

در این مثال تمام اعضا به صورت عضو اصلی مدل شده‌اند و هیچ عضوی، عضو غیراصلی در نظر گرفته نشده است.

و- نقطه ی کنترل

براساس مفاد دستورالعمل، نقطه ی کنترل برای آنالیز غیرخطی، مرکز جرم طبقه آخر (بام و نه خرپشته) است.

ز- الگوی بار جانبی

براساس مفاد دستورالعمل (بند ۳-۳-۳-۱)، باید حداقل دو نوع توزیع بار جانبی بر روی سازه اعمال شود. با توجه به این که پریود اصلی سازه بزرگ تر از یک ثانیه است باید از الگوی بار جانبی توزیع نوع اول (روش سوم بند ۳-۳-۳-۱) یعنی توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی (یا نیروی اینرسی طبقات در تحلیل خطی طیفی) استفاده شود. برای این منظور پس از انجام آنالیز طیفی، نیروی اینرسی طبقات استخراج و به عنوان الگوی بار یا توزیع نوع اول بار جانبی (Load Pattern-1 یا LP1) به مدل معرفی می‌شود. به عنوان بار جانبی نوع دوم توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه است (Load Pattern-2 یا LP2) به صورت افقی و در دو جهت متعامد x و y در مدل تعریف می‌شود. محل اثر هر دو نوع توزیع بار جانبی در مرکز جرم طبقات است. مقادیر بارهای جانبی در جدول (۶-۲۶) ذکر شده است.

جدول (۶-۲۶): انواع و مقادیر بار جانبی

طبقه	بارگذاری نوع اول (LP1)		بارگذاری نوع دوم (LP2)
	Fx (ton)	Fy (ton)	Fx, Fy (ton)
۵	۲۹۸/۲۶	۳۶۹/۲۲	۳۵۹/۱۰
۴	۱۹۵/۱۰	۲۴۳/۷۱	۳۸۰/۸۰
۳	۱۴۵/۸۹	۱۵۹/۷۰	۳۸۴/۲۰
۲	۱۰۶/۰۶	۹۹/۱۰	۳۹۰/۰۰
۱	۵۰/۵۲	۳۹/۸۰	۴۰۵/۲۰

۶-۱۷- کنترل نیاز به انجام تحلیل دینامیکی خطی همراه با تحلیل استاتیکی غیرخطی

براساس مفاد دستورالعمل در صورتی که اثر مودهای بالاتر در واکنش دینامیکی سازه مهم نباشد می‌توان از تحلیل استاتیکی غیرخطی تنها استفاده کرد. اثر مودهای بالاتر در واکنش دینامیکی سازه وقتی مهم دانسته می‌شود که برش حاصل از تحلیل دینامیکی خطی به روش طیفی با در نظر گرفتن جرم موثری برابر با حداقل ۹۰ درصد جرم ساختمان در محاسبات زلزله، لااقل در یکی از طبقات ۳۰ درصد بیش‌تر از برش حاصل از مود اول باشد. برای این منظور یک‌بار آنالیز طیفی با یک مود (مود اول) انجام شده و برش پایه طبقات محاسبه می‌شود و بار دیگر آنالیز طیفی با تعداد مودهای بیش‌تر (که بیش از ۹۰ درصد جرم مشارکت نماید) انجام و دوباره برش پایه طبقات محاسبه می‌شود. نتایج تحلیل‌های مذکور در جدول (۶-۲۷) خلاصه شده‌اند.

جدول (۶-۲۷): کنترل نیاز به انجام تحلیل طیفی در تحلیل استاتیکی غیرخطی

نسبت $1/3 <$ نسبت	نسبت ستون دوم به سوم	برش پایه حاصل از ۱۲ مود	برش پایه y, x حاصل از ۱ مود	طبقه
بله	۱/۱۸	۳۲۶/۷۹	۲۷۶/۵۸	۵
بله	۱/۰۵	۵۲۲/۲۶	۴۹۸/۹۵	۴
بله	۱/۰۱	۶۶۸/۵۶	۶۶۳/۶۲	۳
بله	۱/۰۲	۷۷۵/۰۱	۷۵۷/۶۸	۲
بله	۱/۰۵	۸۲۵/۹۷	۷۸۷/۰۸	۱

- واحدها بر حسب تن است.

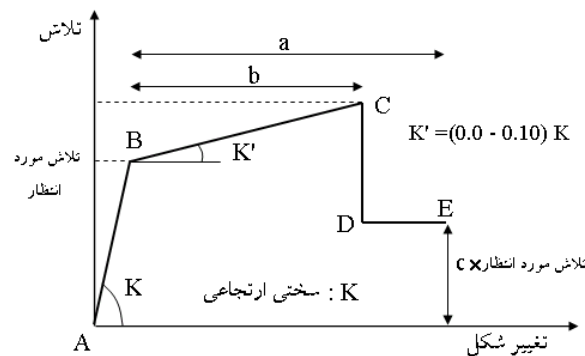
با توجه به اعداد محاسبه شده از دو آنالیز مربوط که در جدول فوق آورده شده‌اند، نیازی به آنالیز خطی دینامیکی همراه با استاتیکی غیرخطی نیست و لذا آنالیز استاتیکی غیرخطی به تنهایی کافی خواهد بود.

۶-۱۸- تعریف رابطه‌ی بار- تغییر شکل

براساس مفاد دستورالعمل با توجه به نوع المان، ابعاد و اندازه‌ی مقطع، پارامترهای مدل‌سازی (c, b, a) از جداول دستورالعمل استخراج (یا محاسبه شده) و برای تمام المان‌ها (تمام تیرها و ستون‌ها و دیوار که با ستون معادل‌سازی شده) تعریف می‌شوند. طبق مفاد فصل ششم دستورالعمل، پارامترهای مدل‌سازی c, b, a مطابق شکل (۶-۱۸) برای تیرها (خمش و برش) و ستون‌ها (اندرکنش خمش و نیروی محوری) تعریف شده‌اند. در مصالح بتنی مسلح با آرماتورگذاری نامتقارن منحنی نسبت به مبدا، تقارن ندارد و به عنوان مثال در تیرهای با آرماتورگذاری متفاوت در بالا و پایین مقادیر ظرفیت ممان مثبت و منفی متفاوت است. در نقطه‌ی B ظرفیت مقطع با فرض مشخصات مورد انتظار مصالح (بتن و آرماتور) محاسبه می‌شود و در نقطه‌ی C مقاومت آرماتور $1/25$ مقاومت مورد انتظار آن در نظر گرفته می‌شود. تغییرات شیب قسمت BC برابر صفر الی ۱۰٪ شیب قسمت AB لحاظ می‌شود.

جزئیات رابطه‌ی بار- تغییر شکل (خمشی) اعضا و همچنین فرضیات مربوط و دامنه‌ی تغییرات شیب قسمت BC منحنی در شکل

(۶-۱۸) نمایش داده شده‌اند.



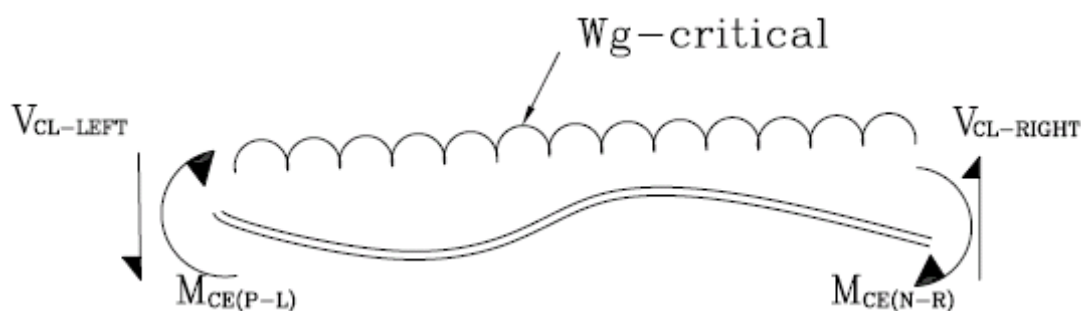
شکل (۶-۱۸): منحنی مفصل غیرخطی

۶-۱۹- مدل سازی غیرخطی دیوار برشی در نرم افزار

در تحلیل، طراحی و ارزیابی ساختمان ها به روش های خطی با توجه به وجود المان دیوار برشی در نرم افزار ETABS در همه ی مراحل کار از مدل های حاوی المان مذکور استفاده می شود ولی به دلیل عدم توانایی نرم افزار در مدل سازی غیرخطی و اختصاص مفصل پلاستیک به المان دیوار برشی در تحلیل های غیرخطی از جایگزینی دیوار برشی با ستون معادل استفاده شده است. روش معادل سازی براساس ضوابط بند (۶-۵-۱-۲) دستورالعمل صورت گرفته است.

۶-۲۰- تعیین نوع رفتار (کنترل شوندگی) تیرها، ستون ها و دیوارها

برای انتخاب پارامترهای مدل سازی برای تعریف نقاط مختلف منحنی مفصل غیرخطی در تیرها و ستون ها با توجه به مفاد جداول (۶-۷) و (۶-۸) دستورالعمل، ابتدا باید کنترل شوندگی اعضا براساس خمش و یا برش مشخص شود. در این کنترل چنانچه برش ظرفیتی، که با فرض تشکیل مفصل پلاستیک (با ممان های مورد انتظار) در انتهای اعضا همراه با بارثقلی (حداکثر یا حداقل هر کدام که بحرانی تر باشد) به دست می آید، از ظرفیت برشی کرانه ی پایین در آن مقطع کمتر باشد، عضو کنترل شونده با خمش بوده و در غیر این صورت کنترل شونده با برش محسوب می شود. جزییات نیروهای وارده بر یک تیر به صورت عمومی در شکل (۶-۱۹) نشان داده شده است.



شکل (۶-۱۹): تعیین نوع کنترل شوندگی تیرها قبل از انجام تحلیل

بنابراین در اعضای کنترل شونده در برش برقراری روابط زیر کنترل می شوند:

$$V_{CL} = \frac{M_{CEP} + M_{CEN}}{L} + \frac{w_g L}{2} < \text{ماکزیمم برش کرانه پایین قابل تحمل توسط مقطع بتن}$$

$$V_{CL} = \frac{M_{CEP} + M_{CEN}}{L} - \frac{w_g L}{2} < \text{ماکزیمم برش کرانه پایین قابل تحمل توسط مقطع بتن}$$

برای تمام اعضای ساختمان روابط فوق کنترل شده‌اند که به عنوان نمونه بخشی از محاسبات مربوط در جدول (۶-۲۸) برای یکی از تیرها و در جدول (۶-۲۹) برای یکی از ستون‌ها نمایش داده شده است. خاطر نشان می‌شود که در ستون‌ها معمولاً نیرویی به صورت عمود بر عضو وارد نمی‌شود به همین دلیل مقدار P_i در محاسبات صفر منظور شده است. همچنین در مورد دیوارهای برشی (که با ستون‌هایی معادل شده‌اند) ضوابط بند (۶-۵-۱-۲-۴) دستورالعمل کنترل گردیده است.

جدول (۶-۲۸): نمونه‌ی محاسبات تعیین نوع رفتار تیرها

مقطع تیر B1-AB			
پارامتر	مقدار	واحد	توضیحات
H	0.35	m	ارتفاع مقطع تیر
d	0.30	m	عمق موثر مقطع تیر
B	0.40	m	عرض مقطع تیر
L	4.0	m	طول تیر
A	10.0	m ²	سطح بارگیر تیر
WALL	0.70	t/m	بار ثقلی دیوار بر واحد طول تیر
$W_{g(max)}$	2.97	t/m	حداکثر بار ثقلی
$W_{g(min)}$	1.98	t/m	حداقل بار ثقلی
M_{CEP-L}	14.7	ton.m	ممان مورد انتظار مثبت سمت چپ تیر
M_{CEN-R}	20.1	ton.m	ممان مورد انتظار منفی سمت راست تیر
V_{CL-L}	4.75	ton	کرانه پایین برش سمت چپ تیر
V_{CL-R}	10.2	ton	کرانه پایین برش سمت راست تیر
M_{CEN-L}	20.1	ton.m	ممان مورد انتظار مثبت سمت چپ تیر
M_{CEP-R}	14.7	ton.m	ممان مورد انتظار منفی سمت راست تیر
V_{CL-L}	4.75	ton	کرانه پایین برش سمت چپ تیر
V_{CL-R}	14.7	ton	کرانه پایین برش سمت راست تیر
V_{CL-max}	14.7	ton	برش کرانه پایین ماکزیمم
d_s	0.01	m	قطر خاموت‌ها در ناحیه اتصال
s	0.08	m	فاصله خاموت‌ها در ناحیه اتصال
V_s	18.8	ton	ظرفیت برشی خاموت
V_c	11.5	ton	ظرفیت برشی بتن
V_{CL}	30.3	ton	ظرفیت کرانه پایین برشی
C or NC → C			محصور شدگی مرزی دارد
$V_{CL-max} < V_{CL} : Ok$			کنترل شرط مربوط
V or M ► M(CONTROL)			نتیجه: کنترل‌شونده با خمشی

جدول (۶-۲۹): نمونه ی محاسبات تعیین نوع رفتار ستون ها

مقطع ستون A-A			
توضیحات	واحد	مقدار	پارامتر
ارتفاع مقطع ستون	m	0.45	H
عمق موثر مقطع ستون	m	0.35	d
عرض مقطع ستون	m	0.45	B
طول ستون	m	2.8	L
بار احتمالی در طول ستون	m ²	0.0	Pi
ممان مورد انتظار مثبت سمت بالای ستون	ton.m	69.1	M _{CEP-T}
ممان مورد انتظار منفی سمت پایین ستون	ton.m	69.1	M _{CEN-B}
کرانه پایین برش سمت بالای ستون	ton	49.4	V _{CL-T}
کرانه پایین برش سمت پایین ستون	ton	49.4	V _{CL-B}
برش کرانه پایین ماکزیمم	ton	49.4	V _{CL-max}
قطر خاموت ها در ناحیه اتصال	m	0.01	d _s
فاصله خاموت ها در ناحیه اتصال	m	0.08	s
ظرفیت برشی خاموت	ton	18.8	V _s
ظرفیت برشی بتن	ton	17.3	V _c
ظرفیت کرانه پایین برشی	ton	36.1	V _{CL}
محصور شدگی مرزی دارد	C or NC → C		
کنترل شرط مربوط	V _{CL-max} < V _{CL} : N.Ok		
نتیجه: کنترل شونده با برش	V or M ► V (CONTROL)		

با توجه به مطالب فوق الذکر و براساس مفاد دستورالعمل باید رفتار تمام تیرها، ستون ها و دیوارهای برشی معادل شده با ستون بتنی، از نظر کنترل شوندگی با خمش یا برش تعیین شوند. محاسبات مربوط برای همه ی اعضای اصلی در ساختمان براساس جزییات ذکر شده در فصل ششم دستورالعمل انجام و نتایج مربوط در جدول (۶-۳۰) به صورت خلاصه ارایه شده است.

جدول (۶-۳۰): جدول نتایج بررسی نوع رفتار تیرها، ستون ها و دیوارها

کنترل شونده با برش یا خمش	مقطع دیوار	کنترل شونده با برش یا خمش	مقطع ستون	کنترل شونده با برش یا خمش	مقطع تیر	کنترل شونده با برش یا خمش	مقطع تیر
خمش	W1-ST1	برش	A-A	خمش	B11-CD	خمش	B1-AB
خمش	W1-ST2	خمش	B-B	خمش	B11-DE	خمش	B1-BC
خمش	W1-ST3	خمش	C-C	خمش	B11-EG	خمش	B1-CD
خمش	W1-ST4	خمش	D-D	خمش	B12-AB	خمش	B1-DE
خمش	W1-ST5	خمش	E-E	خمش	B12-BC	خمش	B1-EF
خمش	W2-ST1			خمش	B12-CD	خمش	B2-AB
خمش	W2-ST2			خمش	B12-DE	خمش	B2-BC
خمش	W2-ST3			خمش	B12-EF	خمش	B2-CD
خمش	W2-ST4			خمش	B12-FG	خمش	B2-DE
خمش	W2-ST5			خمش	KHR-CD	خمش	B2-EF
				خمش	B3-43	خمش	B2-FG
				خمش	B3-32	خمش	B8-AB
				خمش	B3-21	خمش	B13-AB

ادامه‌ی جدول (۶-۳۰): جدول نتایج بررسی نوع رفتار تیرها

مقطع تیر	کنترل شونده با برش یا خمش	مقطع تیر	کنترل شونده با برش یا خمش
B9-BC	خمش	B5-43	خمش
B9-CD	خمش	B5-32	خمش
B9-DE	خمش	B5-21	خمش
B9-EF	خمش	B6-43	خمش
B9-FG	خمش	B6-32	خمش
B10-CD	خمش	B6-21	خمش
B10-DE	خمش	B7-32	خمش
B10-EF	خمش	KHR-32	خمش

۶-۲۱- تحلیل غیرخطی اولیه

پس از اتمام تعریف عناصر و اجزا مدل غیرخطی، می‌توان تحلیل اولیه غیرخطی را با محاسبه تغییرمکان اولیه انجام و منحنی تغییرمکان به برشی پایه سازه را ترسیم نمود. براساس منحنی مذکور رفتار دو خطی سازه به‌دست می‌آید که پس از محاسبه‌ی K_e و T_e از روی آن، در نهایت تغییرمکان هدف نهایی قابل محاسبه است. در این مرحله از تحلیل، پارامترهای مدل‌سازی برای مفاصل پلاستیک (ضرایب a , b و c) جهت انجام تحلیل غیرخطی، از مقادیر پیش فرض برنامه (که برابر متوسط اعداد ردیف‌های مربوط به حالت با محصورشدگی مرزی (Conforming) است) استفاده می‌شود، زیرا که مقادیر a , b و c در اعضای بتنی به مقادیر نیروهای حاصل از تحلیل در تغییرمکان هدف وابسته است. بنابراین با این فرض اولیه، نیروهای مربوط به‌دست آمده و براساس آن محاسبات صورت می‌گیرد.

براساس مفاد فصل سوم:

$$C_{0_x} = \Phi_{1, \text{roof}} \frac{\sum_{i=1}^N m_i \Phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^N \Phi_{1,i}^2} = 1.304 \quad \text{برای جهت } X:$$

$$C_{1_x} = 1.0$$

$$C_{2_x} = 1.0$$

$$C_{3_x} = 1.0$$

$$T_{i_x} = 1.54 \text{ sec}$$

$$S_{a_x} = 0.57 \text{ cm/s}^2$$

برای سطح خطر-۱:

$$\delta_{t_x} = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left(\frac{T_i}{2\pi} \right)^2 = 43.70 \text{ cm}$$

$$\blacktriangleright \delta(\text{target}) x = 43.7 \text{ cm}$$

$$S_{a_x} = 0.94 \text{ cm/s}^2$$

و برای سطح خطر-۲:

$$\delta_{t_x} = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left(\frac{T_i}{2\pi} \right)^2 = 61.00 \text{ cm}$$

► $\delta(\text{target}) x = 61 \text{ cm}$

$$C_{0y} = \Phi_{1,\text{roof}} \frac{\sum_{i=1}^N m_i \Phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^N \Phi_{1,i}^2} = 1.39 \quad \text{و در جهت Y:}$$

$$C_{1y} = 1.0$$

$$C_{2y} = 1.0$$

$$C_{3y} = 1.0$$

$$T_{1y} = 0.73 \text{ sec}$$

$$S_{ay} = 0.57 \text{ cm/s}^2 \quad \text{برای سطح خطر-۱:}$$

$$\delta_{t_x} = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left(\frac{T_i}{2\pi} \right)^2 = 17.00 \text{ cm}$$

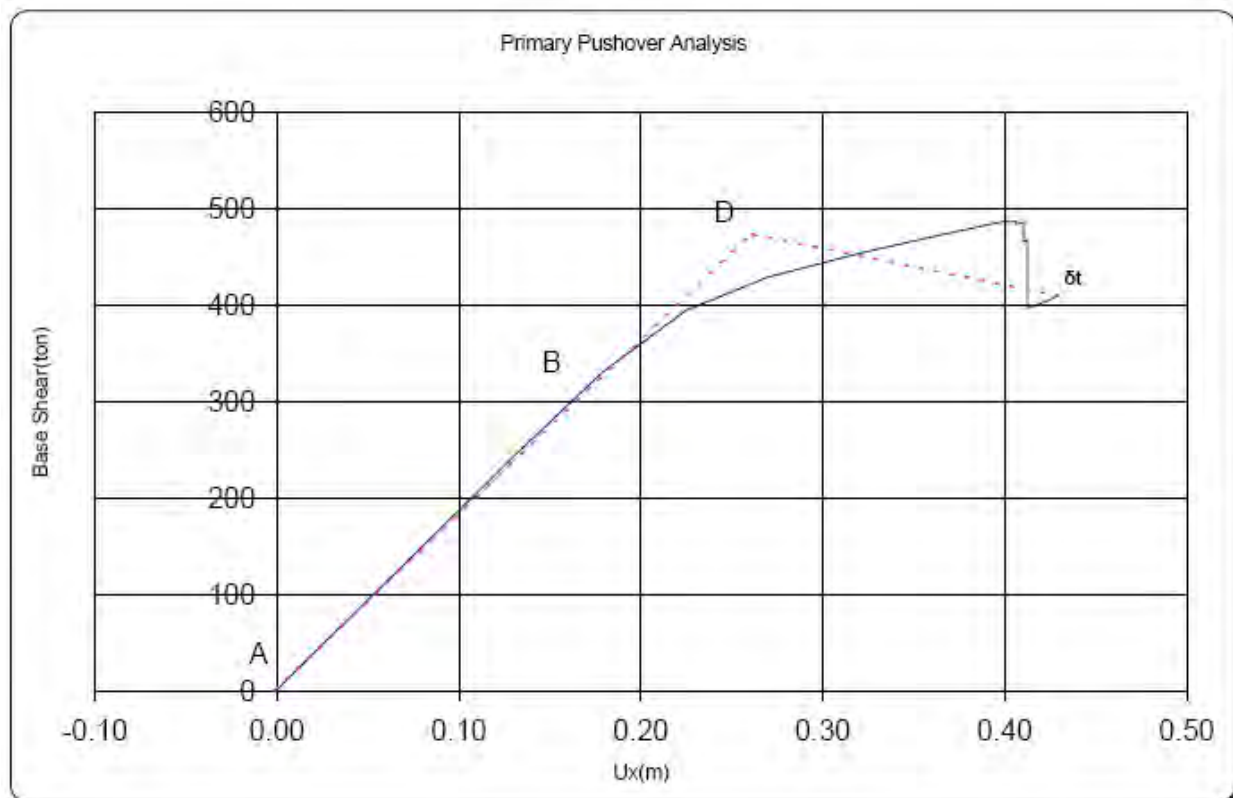
► $\delta(\text{target}) y = 17.0 \text{ cm}$

$$S_{ay} = 0.77 \text{ cm/s}^2 \quad \text{همچنین برای سطح خطر-۲:}$$

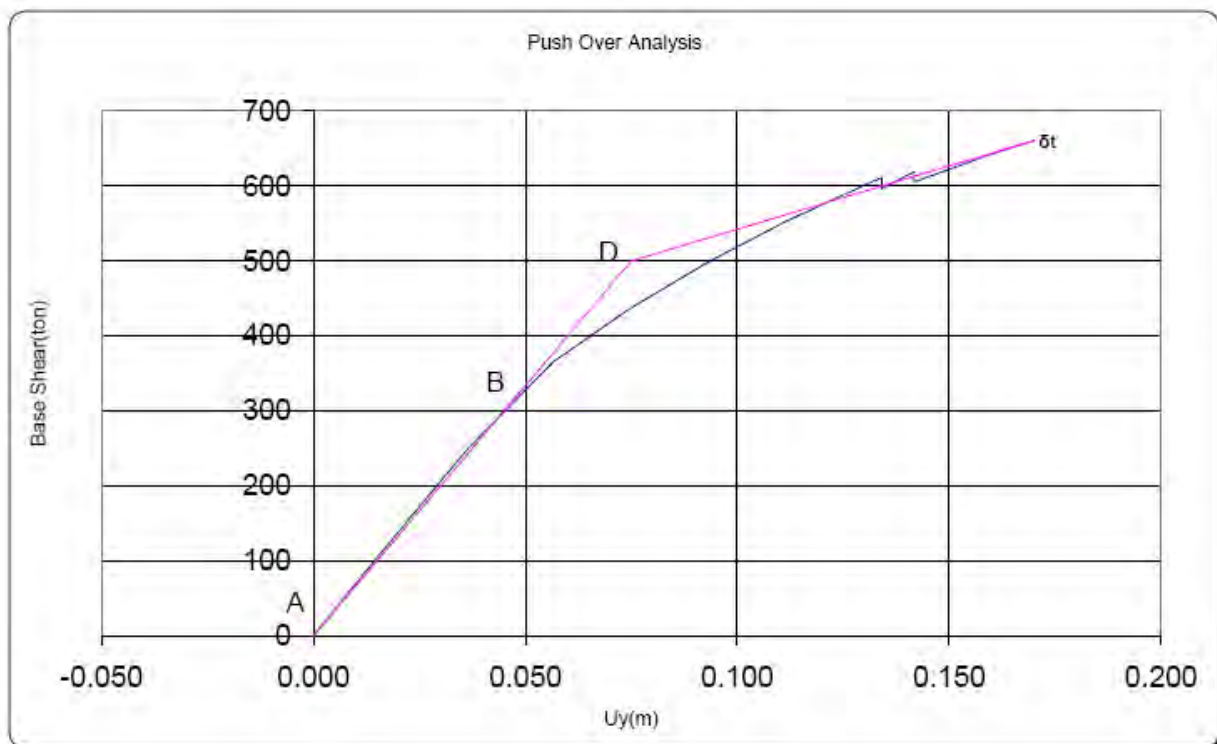
$$\delta_{t_x} = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left(\frac{T_i}{2\pi} \right)^2 = 23.80 \text{ cm}$$

► $\delta(\text{target}) y = 23.8 \text{ cm}$

براساس تغییرمکان هدف اولیه‌ی محاسبه‌شده، منحنی‌های رفتاری ترسیم شده که در اشکال (۶-۲۰) و (۶-۲۱) ارایه شده‌اند. پس از رسم منحنی‌های مربوطه، براساس بند (۳-۳-۳) دستورالعمل برای محاسبه‌ی سختی جانبی موثر (K_e) و برش تسلیم موثر (V_y) باید منحنی‌های رفتاری با یک مدل رفتاری دوخطی ساده جایگزین شود. بدین منظور موقعیت نقطه‌ی مشترک بین دو شاخه‌ی منحنی دوخطی (نقطه‌ی B) باید با سعی و خطا چنان انتخاب شود که سطح زیر منحنی رفتار دوخطی برابر سطح زیر منحنی رفتار غیرخطی بوده و نیز طول پاره‌خط AD برابر 0.6 AB باشد. در این صورت نیروی مربوط به نقطه‌ی B، برش تسلیم موثر (V_y) بوده و سختی جانبی موثر (K_e) برابر شیب خط AB خواهد بود. با توجه به منحنی‌های رفتاری به‌دست آمده که در شکل‌های (۶-۲۰) و (۶-۲۱) برای دو جهت سازه نمایش داده شده است، ملاحظه می‌شود که K_e عملاً برابر با K_i بوده و بنابراین نیاز به انجام سعی و خطای اضافه و به‌دست آوردن یک تغییرمکان هدف جدید نیست. در نهایت این‌که $K_e = K_i$ بوده و در نتیجه $T_e = T_i$ خواهد بود.



شکل (۶-۲۰): منحنی برش پایه به تغییر مکان بام در پوش جهت X (PUSHD1) در سطح خطر ۱



شکل (۶-۲۱): منحنی برش پایه به تغییر مکان بام در پوش جهت Y (PUSHD5) در سطح خطر ۱

۲۲-۶- تحلیل غیرخطی نهایی

براساس تحلیل غیرخطی اولیه انجام شده، تغییرمکان هدف نهایی محاسبه می‌شود. در این مثال چون $T_e = T_i$ شده است، پس تغییرمکان هدف نهایی برابر تغییرمکان هدف اولیه است. برای سطح خطر-۲ نیز براساس S_a مربوط تغییرمکان هدف نهایی محاسبه می‌شود.

نهایی سطح خطر ۱ ► $\delta(\text{target}) x = 43.70 \text{ cm}$

نهایی سطح خطر ۱ ► $\delta(\text{target}) y = 17.0 \text{ cm}$

نهایی سطح خطر ۲ ► $\delta(\text{target}) x = 61.0 \text{ cm}$

نهایی سطح خطر ۲ ► $\delta(\text{target}) y = 23.80 \text{ cm}$

حال در این مرحله نسبت به تدقیق اطلاعات مربوط به پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش اعضا اقدام می‌شود. همان‌طور که از جداول (۷-۶)، (۸-۶) و (۱۴-۶) دستورالعمل مشاهده می‌شود، مقادیر مذکور به عواملی نظیر درصد آرماتورهای فشاری و کششی، محصورشدگی، نیروی برشی و یا نیروی محوری در تغییرمکان هدف بستگی دارد. لذا در ادامه با محاسبه و کنترل عوامل یاد شده نسبت به انتخاب پارامترهای مناسب اقدام خواهد شد.

۲۳-۶- بررسی پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در تیرها، ستون‌ها و دیوارهای برشی

۱-۲۳-۶- تعیین پارامترهای مدل‌سازی و مقادیر معیارهای پذیرش در تیرها

براساس مفاد دستورالعمل و نقشه‌های وضعیت موجود سازه، مقادیر مورد نیاز برای تعیین ضرایب a ، b ، c و نیز معیارهای پذیرش

تعیین می‌گردند. این مقادیر در تیر شامل $\frac{V_{\text{target}}}{b_w d \sqrt{f_{cl}}}$ ، $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{\text{bal}}}$ و وضعیت خاموت‌گذاری در نواحی بحرانی (محل‌های احتمالی

مفاصل پلاستیک) یا همان شرایط محصورشدگی عضو (Conforming or Nonconforming) است. با توجه به بررسی نقشه‌های موجود همه‌ی ضوابط مربوط به طول گیرایی و طول وصله‌ی آرماتورها براساس آبا در آن رعایت گردیده است. اینک با توجه به این که نوع رفتار (کنترل‌شوندگی با خمش یا برش) برای تیرها در جدول (۳۰-۶) تعیین شده است، مقادیر عددی پارامترها از

ردیف‌های "الف" یا "ب" جدول (۷-۶) دستورالعمل استخراج می‌گردد. نکته قابل توجه این است که مقدار $\frac{V_{\text{target}}}{b_w d \sqrt{f_{cl}}}$ باید در هر

پوش تعیین شده و براساس آن پارامترهای مدل‌سازی اصلاح شود و لیکن به دلیل تعداد حالت‌های مختلف پوش سازه این امر بسیار زمان‌بر است. براساس بررسی‌های انجام شده در مورد این مثال (سازه) خاص، برای استخراج ضرایب مناسب، می‌توان با صرف‌نظر

کردن از این مقدار، تنها با توجه به نسبت $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{\text{bal}}}$ و شرایط محصورشدگی عضو از پارامترهای مربوط بین دو حالت برش،

میانگین‌گیری نمود. نتایج محاسبات مربوط در جدول (۳۱-۶) به صورت خلاصه ارائه شده است.

جدول (۶-۳۱): محاسبه‌ی مقادیر مورد نیاز جهت استخراج پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش تیرها

BEAM Section	$A_{s(top)}$	$A_{s(bot)}$	$A_{s(bal)}$	$(A_{s(top)} - A_{s(bot)}) / A_{s(bal)}$	$(A_{s(bot)} - A_{s(top)}) / A_{s(bal)}$	محصول شدگی مرزی
	cm ²	cm ²	cm ²			
B4-4321	4	4	26.3	0.00	<0	دارد
B6-43	4	4	26.3	0.00	<0	دارد
B6-32	4	4	26.3	0.00	<0	دارد
B6-21	4	4	26.3	0.00	<0	دارد
B7-32	5.1	5.1	26.3	0.00	<0	دارد
B12-EF	12.7	10.6	30.1	0.07	<0	دارد
B12-FG	12.7	10.6	30.1	0.07	<0	دارد
B3-43	6	4	26.3	0.08	<0	دارد
B3-32	6	4	26.3	0.08	<0	دارد
B3-21	6	4	26.3	0.08	<0	دارد
B5-43	6	4	26.3	0.08	<0	دارد
B5-32	6	4	26.3	0.08	<0	دارد
B5-21	6	4	26.3	0.08	<0	دارد
B11-CD	15.2	12.7	30.1	0.08	<0	دارد
B2-FG	17.8	15.2	30.1	0.09	<0	دارد
B1-CD	17.8	15.2	30.1	0.09	<0	دارد
B9-FG	22.8	19	30.1	0.13	<0	دارد
B10-CD	22.8	19	30.1	0.13	<0	دارد
B8-AB	19	15.2	30.1	0.13	<0	دارد
B2-BC	15.2	10.6	30.1	0.15	<0	دارد
B12-BC	15.2	10.6	30.1	0.15	<0	دارد
B12-DE	15.2	10.6	30.1	0.15	<0	دارد
B11-DE	12.7	7.63	30.1	0.17	<0	دارد
B11-EF	12.7	7.63	30.1	0.17	<0	دارد
B13-AB	12.7	7.63	30.1	0.17	<0	دارد
B2-CD	17.8	12.7	30.1	0.17	<0	دارد
B12-AB	12.7	7.54	30.1	0.17	<0	دارد
B10-DE	19	12.7	30.1	0.21	<0	دارد
B10-EF	19	12.7	30.1	0.21	<0	دارد
B9-CD	22.8	15.2	30.1	0.25	<0	دارد
B9-EF	22.8	15.2	30.1	0.25	<0	دارد
B9-BC	22.8	15.2	30.1	0.25	<0	دارد
B9-DE	22.8	15.2	30.1	0.25	<0	دارد

با توجه به نتایج حاصل از جدول (۶-۳۱)، مقادیر مربوط به a ، b و c و معیارهای پذیرش محاسبه و در جدول (۶-۳۲) ذکر شده است.

جدول (۶-۳۲): مقادیر پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در تیرها

تیپ مفصل خمشی	مقطع تیر	ناحیه‌ی ممان منفی						ناحیه‌ی ممان مثبت					
		پارامترهای مدل‌سازی			معیارهای پذیرش			پارامترهای مدل‌سازی			معیارهای پذیرش		
		a	b	c	IO	LS	CP	a	b	c	IO	LS	CP
B1	B4-4321	0.025	0.050	0.2	0.010	0.020	0.050	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B6-43	0.025	0.050	0.2	0.010	0.020	0.050	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B6-32	0.025	0.050	0.2	0.010	0.020	0.050	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B6-21	0.025	0.050	0.2	0.010	0.020	0.050	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B7-32	0.025	0.050	0.2	0.010	0.020	0.050	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
B2	B12-EF	0.022	0.042	0.2	0.007	0.020	0.042	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B12-FG	0.022	0.042	0.2	0.007	0.020	0.042	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B3-43	0.022	0.042	0.2	0.007	0.020	0.042	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B3-32	0.022	0.042	0.2	0.007	0.020	0.042	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B3-21	0.022	0.042	0.2	0.007	0.020	0.042	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B5-43	0.022	0.042	0.2	0.007	0.020	0.042	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B5-32	0.022	0.042	0.2	0.007	0.020	0.042	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B5-21	0.022	0.042	0.2	0.007	0.020	0.042	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B11-CD	0.022	0.042	0.2	0.007	0.020	0.042	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B2-FG	0.022	0.042	0.2	0.007	0.020	0.042	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B1-CD	0.022	0.042	0.2	0.007	0.020	0.042	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
B3	B9-FG	0.021	0.040	0.2	0.007	0.019	0.040	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B10-CD	0.021	0.040	0.2	0.007	0.019	0.040	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B8-AB	0.021	0.040	0.2	0.007	0.019	0.040	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B9-AB	0.021	0.040	0.2	0.007	0.019	0.040	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
B4	B12-CD	0.021	0.039	0.2	0.007	0.019	0.039	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B1-AB	0.021	0.039	0.2	0.007	0.019	0.039	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B1-BC	0.021	0.039	0.2	0.007	0.019	0.039	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B1-DE	0.021	0.039	0.2	0.007	0.019	0.039	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B1-EF	0.021	0.039	0.2	0.007	0.019	0.039	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B2-AB	0.021	0.039	0.2	0.007	0.019	0.039	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B2-BC	0.021	0.039	0.2	0.007	0.019	0.039	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B2-DE	0.021	0.039	0.2	0.007	0.019	0.039	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B2-EF	0.021	0.039	0.2	0.007	0.019	0.039	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B12-BC	0.021	0.039	0.2	0.007	0.019	0.039	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B12-DE	0.021	0.039	0.2	0.007	0.019	0.039	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
B5	B11-DE	0.021	0.038	0.2	0.007	0.019	0.038	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B11-EF	0.021	0.038	0.2	0.007	0.019	0.038	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B13-AB	0.021	0.038	0.2	0.007	0.019	0.038	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B2-CD	0.021	0.038	0.2	0.007	0.019	0.038	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B12-AB	0.021	0.038	0.2	0.007	0.019	0.038	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
B6	B10-DE	0.020	0.037	0.2	0.006	0.019	0.037	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B10-EF	0.020	0.037	0.2	0.006	0.019	0.037	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
B7	B9-CD	0.020	0.035	0.2	0.006	0.019	0.035	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B9-EF	0.020	0.035	0.2	0.006	0.019	0.035	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B9-BC	0.020	0.035	0.2	0.006	0.019	0.035	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05
	B9-DE	0.020	0.035	0.2	0.006	0.019	0.035	0.025	0.05	0.2	0.01	0.02	0.05

۶-۲۳-۲- تعیین پارامترهای مدل‌سازی و مقادیر معیارهای پذیرش در ستون‌ها

براساس مفاد دستورالعمل و نقشه‌های وضعیت موجود سازه، مقادیر مورد نیاز برای تعیین ضرایب مربوط به a، b و c و نیز

معیارهای پذیرش تعیین می‌شوند. این مقادیر در ستون شامل $\frac{P}{A_g f_c}$ ، $\frac{V_{target}}{b_w d \sqrt{f_{cl}}}$ و وضعیت خاموت‌گذاری در نواحی بحرانی

(محل‌های احتمالی مفاصل پلاستیک) یا همان شرایط محصورشدگی عضو (Conforming or Nonconforming) است. با توجه به نقشه‌های موجود و توجه به این نکته که همه ضوابط مربوط به طول گیرایی و وصله براساس آبا رعایت گردیده است ابتدا با توجه

به تحلیل اولیه صورت گرفته شرط $\frac{P_{target}}{P_0} \leq 0.7$ در همه ستون‌ها کنترل می‌شود. سپس با توجه به تعیین شدن نوع رفتار (کنترل

شوندگی با خمش یا برش برای ستون‌ها) که در جدول (۶-۳۰) آمده است، مقادیر پارامترها از ردیف‌های "الف" یا "ب" جدول (۶-۶)

(۸) دستورالعمل استخراج می‌گردد. نکته قابل توجه آن است که مقدار $\frac{V_{target}}{b_w d \sqrt{f_{cl}}}$ بایستی در هر پوش تعیین شده و براساس آن

پارامترهای مدل‌سازی اصلاح گردد و لیکن به دلیل تعدد حالت‌های مختلف پوش سازه این امر بسیار زمان‌بر است. براساس بررسی‌های به عمل آمده در مورد این مثال خاص، برای استخراج ضرایب مناسب، می‌توان با صرف نظر کردن از این مقدار، با توجه به

نسبت $\frac{P_{target}}{A_g f_{cl}}$ و شرایط محصورشدگی عضو بین دو حالت مربوط به برش میانگین‌گیری نمود. نتایج محاسبات مربوطه در جدول

(۶-۳۳) به صورت خلاصه ارائه شده است.

جدول (۶-۳۳): محاسبات لازم جهت تعیین پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش ستون‌ها

Story	Column	Col. Section	P ₀	A _g f _{cl}	P	P/P ₀	P/A _g f _c
			ton	ton	ton		
STORY5	C7	D-D	253.38	281.75	-3.14	0.01	0.01
STORY5	C16	D-D	253.38	281.75	-3.16	0.01	0.01
STORY5	C20	C-C	284.42	281.75	-4.93	0.02	0.02
STORY5	C11	C-C	284.42	281.75	-4.94	0.02	0.02
STORY5	C23	D-D	253.38	281.75	-5.34	0.02	0.02
STORY5	C1	D-D	253.38	281.75	-5.35	0.02	0.02
STORY4	C7	C-C	284.42	281.75	-6.16	0.02	0.02
STORY4	C16	C-C	284.42	281.75	-6.19	0.02	0.02
STORY5-1	C9	C-C	284.42	281.75	-6.38	0.02	0.02
STORY5	C3	C-C	284.42	281.75	-6.57	0.02	0.02
STORY5	C25	C-C	284.42	281.75	-6.6	0.02	0.02
STORY5-1	C10	C-C	284.42	281.75	-7.56	0.03	0.03
STORY5-1	C18	C-C	284.42	281.75	-7.81	0.03	0.03
STORY3	C7	C-C	284.42	281.75	-8.16	0.03	0.03
STORY3	C16	C-C	284.42	281.75	-8.24	0.03	0.03
STORY5-1	C19	C-C	284.42	281.75	-8.96	0.03	0.03
STORY4	C25	B-B	343.07	368	-12.15	0.04	0.03
STORY4	C3	B-B	343.07	368	-12.18	0.04	0.03
STORY2	C16	B-B	343.07	368	-13	0.04	0.04
STORY2	C7	B-B	343.07	368	-13.08	0.04	0.04
STORY4	C20	B-B	343.07	368	-13.86	0.04	0.04
STORY4	C11	B-B	343.07	368	-13.87	0.04	0.04

ادامه ی جدول (۶-۳۳): محاسبات لازم جهت تعیین پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش ستون ها

Story	Column	Col. Section	P _o	A _g f _{cl}	P	P/P _o	P/A _g f _c
			ton	ton	ton		
STORY4	C11	B-B	343.07	368	-13.87	0.04	0.04
STORY3	C25	B-B	343.07	368	-14.37	0.04	0.04
STORY3	C3	B-B	343.07	368	-14.43	0.04	0.04
STORY5	C6	D-D	253.38	281.75	-11.19	0.04	0.04
STORY5	C28	D-D	253.38	281.75	-11.19	0.04	0.04
STORY5	C22	D-D	253.38	281.75	-11.69	0.05	0.04
STORY5	C13	D-D	253.38	281.75	-11.69	0.05	0.04
STORY1	C7	A-A	548.02	465.75	-19.72	0.04	0.04
STORY1	C16	A-A	548.02	465.75	-19.73	0.04	0.04
STORY4	C23	C-C	284.42	281.75	-12.46	0.04	0.04
STORY4	C1	C-C	284.42	281.75	-12.48	0.04	0.04
STORY5	C27	C-C	284.42	281.75	-13.04	0.05	0.05
STORY5	C5	C-C	284.42	281.75	-13.05	0.05	0.05
STORY5	C4	C-C	284.42	281.75	-13.4	0.05	0.05
STORY5	C26	C-C	284.42	281.75	-13.47	0.05	0.05
STORY2	C25	E-E	440.58	465.75	-22.9	0.05	0.05
STORY2	C3	E-E	440.58	465.75	-22.92	0.05	0.05
STORY5	C2	D-D	253.38	281.75	-14.16	0.06	0.05
STORY5	C24	D-D	253.38	281.75	-14.17	0.06	0.05
STORY5	C21	C-C	284.42	281.75	-15.47	0.05	0.05
STORY5	C12	C-C	284.42	281.75	-15.47	0.05	0.05
STORY3	C20	B-B	343.07	368	-21.09	0.06	0.06
STORY3	C11	B-B	343.07	368	-21.2	0.06	0.06
STORY3	C1	C-C	284.42	281.75	-16.41	0.06	0.06
STORY3	C23	C-C	284.42	281.75	-16.48	0.06	0.06
STORY2	C20	E-E	440.58	465.75	-29.41	0.07	0.06
STORY2	C11	E-E	440.58	465.75	-29.56	0.07	0.06
STORY2	C23	B-B	343.07	368	-26.41	0.08	0.07
STORY2	C1	B-B	343.07	368	-26.5	0.08	0.07
STORY1	C23	A-A	548.02	465.75	-33.73	0.06	0.07
STORY1	C1	A-A	548.02	465.75	-33.96	0.06	0.07
STORY4	C5	B-B	343.07	368	-29.8	0.09	0.08
STORY4	C27	B-B	343.07	368	-29.8	0.09	0.08
STORY1	C25	A-A	548.02	465.75	-37.78	0.07	0.08
STORY1	C3	A-A	548.02	465.75	-37.79	0.07	0.08
STORY4	C4	B-B	343.07	368	-30.45	0.09	0.08
STORY1	C20	A-A	548.02	465.75	-38.64	0.07	0.08
STORY4	C26	B-B	343.07	368	-30.63	0.09	0.08
STORY1	C11	A-A	548.02	465.75	-38.79	0.07	0.08
STORY4	C22	C-C	284.42	281.75	-24.48	0.09	0.09
STORY4	C13	C-C	284.42	281.75	-24.49	0.09	0.09
STORY4	C6	C-C	284.42	281.75	-24.66	0.09	0.09

ادامه‌ی جدول (۶-۳۳): محاسبات لازم جهت تعیین پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش ستون‌ها

Story	Column	Col. Section	P _o	A _g f _{cl}	P	P/P _o	P/A _g f _c
			ton	ton	ton		
STORY4	C28	C-C	284.42	281.75	-24.66	0.09	0.09
STORY4	C21	B-B	343.07	368	-32.61	0.10	0.09
STORY4	C12	B-B	343.07	368	-32.61	0.10	0.09
STORY3	C5	E-E	440.58	465.75	-47	0.11	0.10
STORY3	C27	E-E	440.58	465.75	-47.03	0.11	0.10
STORY5	C10	C-C	284.42	281.75	-28.47	0.10	0.10
STORY5	C17	C-C	284.42	281.75	-28.54	0.10	0.10
STORY5	C8	C-C	284.42	281.75	-28.59	0.10	0.10
STORY3	C21	E-E	440.58	465.75	-48.02	0.11	0.10
STORY3	C12	E-E	440.58	465.75	-48.03	0.11	0.10
STORY5	C19	C-C	284.42	281.75	-29.39	0.10	0.10
STORY3	C4	E-E	440.58	465.75	-48.73	0.11	0.10
STORY3	C26	E-E	440.58	465.75	-48.98	0.11	0.11
STORY4	C2	C-C	284.42	281.75	-30.61	0.11	0.11
STORY4	C24	C-C	284.42	281.75	-30.62	0.11	0.11
STORY5	C9	C-C	284.42	281.75	-31.7	0.11	0.11
STORY5	C18	C-C	284.42	281.75	-32.54	0.11	0.12
STORY2	C5	E-E	440.58	465.75	-62.11	0.14	0.13
STORY2	C27	E-E	440.58	465.75	-62.14	0.14	0.13
STORY2	C4	E-E	440.58	465.75	-65.11	0.15	0.14
STORY2	C26	E-E	440.58	465.75	-65.35	0.15	0.14
STORY3	C28	C-C	284.42	281.75	-40.33	0.14	0.14
STORY3	C6	C-C	284.42	281.75	-40.38	0.14	0.14
STORY2	C21	E-E	440.58	465.75	-67.23	0.15	0.14
STORY2	C12	E-E	440.58	465.75	-67.26	0.15	0.14
STORY4	C10	B-B	343.07	368	-53.16	0.15	0.14
STORY4	C19	B-B	343.07	368	-53.49	0.16	0.15
STORY1	C22	A-A	548.02	465.75	-68.45	0.12	0.15
STORY1	C13	A-A	548.02	465.75	-68.47	0.12	0.15
STORY2	C22	B-B	343.07	368	-54.23	0.16	0.15
STORY2	C13	B-B	343.07	368	-54.25	0.16	0.15
STORY2	C28	B-B	343.07	368	-54.29	0.16	0.15
STORY2	C6	B-B	343.07	368	-54.34	0.16	0.15
STORY1	C28	A-A	548.02	465.75	-69.16	0.13	0.15
STORY1	C6	A-A	548.02	465.75	-69.22	0.13	0.15
STORY3	C22	C-C	284.42	281.75	-42.34	0.15	0.15
STORY3	C13	C-C	284.42	281.75	-42.35	0.15	0.15
STORY4	C9	B-B	343.07	368	-57.43	0.17	0.16
STORY4	C18	B-B	343.07	368	-57.69	0.17	0.16
STORY4	C17	B-B	343.07	368	-57.9	0.17	0.16
STORY4	C8	B-B	343.07	368	-57.91	0.17	0.16
STORY1	C5	A-A	548.02	465.75	-79.45	0.14	0.17

ادامه ی جدول (۶-۳۳): محاسبات لازم جهت تعیین پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش ستون ها

Story	Column	Col. Section	P _o	A _g f _{CL}	P	P/P _o	P/A _g f _c
			ton	ton	ton		
STORY1	C27	A-A	548.02	465.75	-79.48	0.15	0.17
STORY1	C4	A-A	548.02	465.75	-80.66	0.15	0.17
STORY1	C26	A-A	548.02	465.75	-80.89	0.15	0.17
STORY2	C2	B-B	343.07	368	-64.23	0.19	0.17
STORY2	C24	B-B	343.07	368	-64.3	0.19	0.17
STORY3	C24	C-C	284.42	281.75	-50.06	0.18	0.18
STORY3	C2	C-C	284.42	281.75	-50.14	0.18	0.18
STORY1	C2	A-A	548.02	465.75	-83.41	0.15	0.18
STORY1	C24	A-A	548.02	465.75	-83.61	0.15	0.18
STORY1	C21	A-A	548.02	465.75	-84.57	0.15	0.18
STORY1	C12	A-A	548.02	465.75	-84.6	0.15	0.18
STORY3	C19	B-B	343.07	368	-77.24	0.23	0.21
STORY3	C10	B-B	343.07	368	-77.33	0.23	0.21
STORY2	C19	E-E	440.58	465.75	-102.03	0.23	0.22
STORY2	C10	E-E	440.58	465.75	-102.46	0.23	0.22
STORY3	C18	B-B	343.07	368	-82.48	0.24	0.22
STORY3	C9	B-B	343.07	368	-82.73	0.24	0.22
STORY2	C18	E-E	440.58	465.75	-109.96	0.25	0.24
STORY3	C8	B-B	343.07	368	-87.18	0.25	0.24
STORY3	C17	B-B	343.07	368	-87.26	0.25	0.24
STORY2	C9	E-E	440.58	465.75	-110.57	0.25	0.24
STORY2	C8	E-E	440.58	465.75	-114.18	0.26	0.25
STORY2	C17	E-E	440.58	465.75	-114.26	0.26	0.25
STORY1	C19	A-A	548.02	465.75	-125.36	0.23	0.27
STORY1	C10	A-A	548.02	465.75	-126.28	0.23	0.27
STORY1	C18	A-A	548.02	465.75	-135.42	0.25	0.29
STORY1	C9	A-A	548.02	465.75	-136.43	0.25	0.29
STORY1	C8	A-A	548.02	465.75	-141.15	0.26	0.30
STORY1	C17	A-A	548.02	465.75	-141.25	0.26	0.30

براساس نتایج محاسبات فوق، پارامترهای مربوط به انواع مفاصل پلاستیک برای ستون ها محاسبه شده و به صورت مفصل P-M-M به المان های ستون در مدل سازه، اختصاص می یابند. مقادیر این پارامترها در جدول (۶-۳۴) ارائه شده است.

۶-۲۳-۳- پارامترهای مدل سازی اتصالات

با توجه به بررسی های انجام شده در اتصالات تیر-ستون در این سازه، جزییات اجرایی مربوط به آن ها در نقشه های وضعیت موجود سازه گویای آن است که در آن ها خاموت های محصورکننده اتصال به کار برده شده است و سوندازهای انجام شده نیز این موضوع را تایید می نماید. از این رو به نظر می رسد که این اتصالات دارای ظرفیت کافی بوده و در مدل سازی غیرخطی این ناحیه به صورت صلب فرض شده است. هر چند در ادامه براساس نتایج حاصل از تحلیل خطی، این اتصالات به صورت کنترل شونده توسط نیرو ارزیابی گردیده اند.

جدول (۳۴-۶): مقادیر پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در ستون‌ها

معیارهای پذیرش			پارامترهای مدل‌سازی			Col. Section	Column	Story	تیپ مفصل PMM
CP	LS	IO	c	b	a				
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	D-D	C7	STORY5	C1
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	D-D	C16	STORY5	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	C-C	C20	STORY5	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	C-C	C11	STORY5	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	D-D	C23	STORY5	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	D-D	C1	STORY5	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	C-C	C7	STORY4	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	C-C	C16	STORY4	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	C-C	C9	STORY5-1	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	C-C	C3	STORY5	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	C-C	C25	STORY5	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	C-C	C10	STORY5-1	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	C-C	C18	STORY5-1	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	C-C	C7	STORY3	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	C-C	C16	STORY3	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	C2-C	C19	STORY5-1	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	B-B	C25	STORY4	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	B-B	C3	STORY4	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	B-B	C16	STORY2	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	B-B	C7	STORY2	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	B-B	C20	STORY4	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	B-B	C11	STORY4	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	B-B	C25	STORY3	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	B-B	C3	STORY3	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	D-D	C6	STORY5	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	D-D	C28	STORY5	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	D-D	C22	STORY5	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	D-D	C13	STORY5	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	A-A	C7	STORY1	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	A-A	C16	STORY1	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	C-C	C23	STORY4	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	C-C	C1	STORY4	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	C-C	C27	STORY5	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	C-C	C5	STORY5	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	C-C	C4	STORY5	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	C-C	C26	STORY5	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	E-E	C25	STORY2	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	E-E	C3	STORY2	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	D-D	C2	STORY5	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	D-D	C24	STORY5	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	C-C	C21	STORY5	

ادامه ی جدول (۶-۳۴): مقادیر پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش در ستون ها

معیارهای پذیرش			پارامترهای مدل سازی			Col. Section	Column	Story	تیب مفصل PMM
CP	LS	IO	c	b	a				
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	C-C	C12	STORY5	C1
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	B-B	C20	STORY3	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	B-B	C11	STORY3	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	C-C	C1	STORY3	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	C-C	C23	STORY3	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	E-E	C20	STORY2	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	E-E	C11	STORY2	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	B-B	C23	STORY2	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	B-B	C1	STORY2	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	A-A	C23	STORY1	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	A-A	C1	STORY1	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	B-B	C5	STORY4	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	B-B	C27	STORY4	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	A-A	C25	STORY1	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	A-A	C3	STORY1	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	B-B	C4	STORY4	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	A-A	C20	STORY1	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	B-B	C26	STORY4	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	A-A	C11	STORY1	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	C-C	C22	STORY4	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	C-C	C13	STORY4	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	C-C	C6	STORY4	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	C-C	C28	STORY4	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	B-B	C21	STORY4	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	B-B	C12	STORY4	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	E-E	C5	STORY3	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	E-E	C27	STORY3	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	C-C	C10	STORY5	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	C-C	C17	STORY5	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	C-C	C8	STORY5	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	E-E	C21	STORY3	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	E-E	C12	STORY3	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	C-C	C19	STORY5	
0.03	0.02	0.005	0.2	0.03	0.02	E-E	C4	STORY3	
0.029	0.02	0.005	0.2	0.03	0.019	E-E	C26	STORY3	C3
0.029	0.02	0.005	0.2	0.03	0.019	C-C	C2	STORY4	
0.029	0.02	0.005	0.2	0.03	0.019	C-C	C24	STORY4	
0.029	0.02	0.005	0.2	0.03	0.019	C-C	C9	STORY5	
0.029	0.02	0.005	0.2	0.03	0.019	C-C	C18	STORY5	
0.029	0.019	0.004	0.2	0.03	0.019	E-E	C5	STORY2	C4
0.029	0.019	0.004	0.2	0.03	0.019	E-E	C27	STORY2	

ادامه‌ی جدول (۳۴-۶): مقادیر پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در ستون‌ها

معیارهای پذیرش			پارامترهای مدل‌سازی			Col. Section	Column	Story	تیپ مفصل PMM
CP	LS	IO	c	b	a				
0.029	0.019	0.004	0.2	0.03	0.019	E-E	C4	STORY2	C4
0.029	0.019	0.004	0.2	0.03	0.019	E-E	C26	STORY2	
0.029	0.019	0.004	0.2	0.03	0.019	C-C	C28	STORY3	
0.029	0.019	0.004	0.2	0.03	0.019	C-C	C6	STORY3	
0.029	0.019	0.004	0.2	0.03	0.019	E-E	C21	STORY2	
0.029	0.019	0.004	0.2	0.03	0.019	E-E	C12	STORY2	
0.029	0.019	0.004	0.2	0.03	0.019	B-B	C10	STORY4	
0.029	0.019	0.004	0.2	0.03	0.019	B-B	C19	STORY4	
0.029	0.019	0.004	0.2	0.03	0.019	A-A	C22	STORY1	
0.029	0.019	0.004	0.2	0.03	0.019	A-A	C13	STORY1	
0.029	0.019	0.004	0.2	0.03	0.019	B-B	C22	STORY2	
0.029	0.019	0.004	0.2	0.03	0.019	B-B	C13	STORY2	
0.029	0.019	0.004	0.2	0.03	0.019	B-B	C28	STORY2	
0.029	0.019	0.004	0.2	0.03	0.019	B-B	C6	STORY2	
0.029	0.019	0.004	0.2	0.03	0.019	A-A	C28	STORY1	
0.029	0.019	0.004	0.2	0.03	0.019	A-A	C6	STORY1	
0.029	0.019	0.004	0.2	0.03	0.019	C-C	C22	STORY3	
0.029	0.019	0.004	0.2	0.03	0.019	C-C	C13	STORY3	
0.028	0.019	0.004	0.2	0.03	0.018	B-B	C9	STORY4	C5
0.028	0.019	0.004	0.2	0.03	0.018	B-B	C18	STORY4	
0.028	0.019	0.004	0.2	0.03	0.018	B-B	C17	STORY4	
0.028	0.019	0.004	0.2	0.03	0.018	B-B	C8	STORY4	
0.028	0.019	0.004	0.2	0.03	0.018	A-A	C5	STORY1	
0.028	0.019	0.004	0.2	0.03	0.018	A-A	C27	STORY1	
0.028	0.019	0.004	0.2	0.03	0.018	A-A	C4	STORY1	
0.028	0.019	0.004	0.2	0.03	0.018	A-A	C26	STORY1	
0.028	0.019	0.004	0.2	0.03	0.018	B-B	C2	STORY2	
0.028	0.019	0.004	0.2	0.03	0.018	B-B	C24	STORY2	
0.028	0.019	0.004	0.2	0.03	0.018	C-C	C24	STORY3	
0.028	0.019	0.004	0.2	0.03	0.018	C-C	C2	STORY3	
0.028	0.019	0.004	0.2	0.03	0.018	A-A	C2	STORY1	
0.028	0.019	0.004	0.2	0.03	0.018	A-A	C24	STORY1	
0.028	0.019	0.004	0.2	0.03	0.018	A-A	C21	STORY1	
0.028	0.019	0.004	0.2	0.03	0.018	A-A	C12	STORY1	
0.028	0.019	0.004	0.2	0.03	0.018	B-B	C19	STORY3	
0.028	0.019	0.004	0.2	0.03	0.018	B-B	C10	STORY3	
0.028	0.019	0.004	0.2	0.03	0.018	E-E	C19	STORY2	
0.028	0.019	0.004	0.2	0.03	0.018	E-E	C10	STORY2	
0.028	0.019	0.004	0.2	0.03	0.018	B-B	C18	STORY3	
0.028	0.019	0.004	0.2	0.03	0.018	B-B	C9	STORY3	
0.028	0.019	0.004	0.2	0.03	0.018	E-E	C18	STORY2	

ادامه ی جدول (۳۴-۶): مقادیر پارامترهای مدل سازی و معیارهای پذیرش در ستون ها

معیارهای پذیرش			پارامترهای مدل سازی			Col. Section	Column	Story	تیپ مفصل PMM
CP	LS	IO	c	b	a				
0.028	0.019	0.004	0.2	0.03	0.018	B-B	C8	STORY3	C5
0.028	0.019	0.004	0.2	0.03	0.018	B-B	C17	STORY3	
0.028	0.019	0.004	0.2	0.03	0.018	E-E	C9	STORY2	
0.028	0.019	0.004	0.2	0.03	0.018	E-E	C8	STORY2	
0.028	0.019	0.004	0.2	0.03	0.018	E-E	C17	STORY2	
0.027	0.019	0.004	0.2	0.03	0.017	A-A	C19	STORY1	C6
0.027	0.019	0.004	0.2	0.03	0.017	A-A	C10	STORY1	
0.027	0.019	0.004	0.2	0.03	0.017	A-A	C18	STORY1	
0.027	0.019	0.004	0.2	0.03	0.017	A-A	C9	STORY1	
0.027	0.019	0.004	0.2	0.03	0.017	A-A	C8	STORY1	
0.027	0.019	0.004	0.2	0.03	0.017	A-A	C17	STORY1	

۴-۲۳-۶- تعیین پارامترهای مدل سازی و مقادیر معیارهای پذیرش در دیوارهای برشی (ستون های معادل)

در تعیین ضرایب a, b, c و نیز معیارهای پذیرش در دیوارها ابتدا بایستی مقادیر $\frac{shear}{t_w l_w \sqrt{f_{CL}}}$ ، $\frac{(A_s - A_{s'})f_y + P_{target}}{t_w l_w f_{CL}}$ و نیز

شرایط محصورشدگی مرزی تعیین شوند. براساس نقشه های موجود و فرض عدم رعایت ضوابط مربوط به محصورشدگی مرزی در دیوار، با تعیین نوع رفتار (کنترل شونده با خمش یا برش) برای دیوار (همه دیوارها کنترل شونده با خمش هستند) مقادیر از ردیف "الف" جدول (۱۴-۶) دستورالعمل استخراج می شود. لازم به تذکر است که در همه ی قطعات دیوار نیروی محوری کمتر از ۳۵٪ حداکثر نیروی محوری قابل تحمل دیوار بوده و لذا همه ی دیوارها در تحمل نیروی زلزله موثر فرض شده اند. با توجه به این که پارامترهای مدل سازی در جدول مذکور مربوط به دوران خمیری است در تعریف منحنی رفتاری دیوار براساس شکل (۶-۱۸)، در نقطه ی B ابتدا باید براساس رابطه (۴-۶) دستورالعمل مقدار زاویه ی دوران جاری شدن محاسبه شده و در تعریف مفاصل پلاستیک در دیوار مورد استفاده قرار گیرد. در محاسبه ی مقاومت در نقطه ی B، ۲۵٪ از آرما توره های طرفین موثر فرض شده است در صورتی که در نقطه ی C کل آرما توره های دیوار موثر فرض شده اند. دوران جاری شدن دیوار براساس رابطه ی $\theta_y = \frac{M_y}{E_{CL} I_p}$ محاسبه شده است.

جدول (۳۵-۶): محاسبه دوران جاری شدن دیوارها

Wall Sec.	t_w	l_w	A_{sv}	$0.25A_{sv}$	M_y	$E_{CL} * I$	I_p	θ_y
	m	m	cm ²	cm ²	t.m		m	
W1-ST1	0.25	4.6	56.520	14.13	325	4.9E+09	2.3	0.0002
W1-ST3	0.2	4.6	39.250	9.8125	245	3.9E+09	2.3	0.0001
W2-ST1	0.25	4.6	77.000	19.25	450	4.9E+09	2.3	0.0002
W2-ST3	0.2	4.6	39.250	9.8125	235	3.9E+09	2.3	0.0001

با توجه به نتایج به دست آمده در جدول فوق، مقدار θ_y در دیوارها بسیار ناچیز بوده و می تواند در محاسبات مربوطه صرف نظر

شود.

جدول (۳۶-۶): محاسبات لازم جهت تعیین پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش دردیوارها

Wall Sec.	Story	t_w	l_w	P	(As-A's)	shear	$3.77\text{shear}/(t_w l_w \sqrt{f_c})$	$(A_s - A'_s)f_y + P/(t_w l_w f_c)$
		m	m	ton	m ²	ton		
W1-ST1	1	0.25	4.6	101.5	0	88.9	<3	<0.1
W1-ST2	2	0.25	4.6	87.2	0	71.2	<3	<0.1
W1-ST3	3	0.2	4.6	66.7	0	37.3	<3	<0.1
W1-ST4	4	0.2	4.6	44.23	0	15.6	<3	<0.1
W1-ST5	5	0.2	4.6	22	0	7.8	<3	<0.1
W2-ST1	1	0.25	4.6	139	0	83.3	<3	<0.1
W2-ST2	2	0.25	4.6	115	0	66.7	<3	<0.1
W2-ST3	3	0.2	4.6	87	0	30	<3	<0.1
W2-ST4	4	0.2	4.6	60	0	12	<3	<0.1
W2-ST5	5	0.2	4.6	34	0	7	<3	<0.1

بنابراین براساس نتایج محاسبات فوق پارامترهای مربوط به انواع مفاصل پلاستیک دیوارها، در جدول (۳۷-۶) ارایه شده است.

جدول (۳۷-۶): پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش دیوارها

CP	LS	IO	c	b	a	Story	Wall Sec.	تپ مفصل
.015	0.008	0.002	0.6	0.015	0.008	1	W1-ST1	W1
.015	0.008	0.002	0.6	0.015	0.008	2	W1-ST2	
.015	0.008	0.002	0.6	0.015	0.008	3	W1-ST3	
.015	0.008	0.002	0.6	0.015	0.008	4	W1-ST4	
.015	0.008	0.002	0.6	0.015	0.008	5	W1-ST5	
.015	0.008	0.002	0.6	0.015	0.008	1	W2-ST1	
.015	0.008	0.002	0.6	0.015	0.008	2	W2-ST2	
.015	0.008	0.002	0.6	0.015	0.008	3	W2-ST3	
.015	0.008	0.002	0.6	0.015	0.008	4	W2-ST4	
.015	0.008	0.002	0.6	0.015	0.008	5	W2-ST5	

۶-۲۴- تحلیل غیرخطی و ارزیابی نتایج

۶-۲۴-۱- روند انجام آنالیز غیرخطی و ارزیابی اعضا

روند انجام تحلیل غیرخطی و ارزیابی اعضا به ترتیب ذکر شده در بند (۳-۶-۴) است.

۶-۲۴-۲- ترکیبات بارگذاری

برای بررسی اعضای ساختمان، مدل سازه باید در هر سطح خطر تحت توزیع بارهای جانبی ۱ و ۲ تا رسیدن به تغییرمکان هدف‌های مربوطه آنالیز غیرخطی (Pushover) شود، همان‌طور که قبلاً نیز گفته شد دو نوع ترکیب بار ثقلی مجزا به شرح معادله (۳-۲۸) در ترکیب با بارهای زلزله، به شرح زیر در نظر گرفته شده است.

$$Q_G = 1.1 \times (Q_D + Q_L)$$

$$Q_G = 0.9 \times Q_D$$

که در آن Q_D بار مرده و Q_L بار زنده‌ی موثر است.

به منظور به دست آوردن نیروها و تغییرشکل‌های اعضا از ترکیب بارهای حالت کنترل‌شونده توسط تغییرشکل و حالت کنترل‌شونده توسط نیرو استفاده شده است. این ترکیب بارها در ذیل آورده شده‌اند.

ترکیب بارهای حالت کنترل‌شونده توسط تغییرشکل:

1. PUSHG1	$1.1 \times (Q_D + Q_L)$
2. PUSHHD1	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EX(LP1)$
3. PUSHHD2	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EX(LP1)$
4. PUSHHD3	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EY(LP1)$
5. PUSHHD4	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EY(LP1)$
6. PUSHHD5	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EX(LP2)$
7. PUSHHD6	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EX(LP2)$
8. PUSHHD7	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EY(LP2)$
9. PUSHHD8	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EY(LP2)$
10. PUSHG2	$0.9 \times Q_D$
11. PUSHHD9	$0.9 \times Q_D + EX(LP1)$
12. PUSHHD10	$0.9 \times Q_D - EX(LP1)$
13. PUSHHD11	$0.9 \times Q_D + EY(LP1)$
14. PUSHHD12	$0.9 \times Q_D - EY(LP1)$
15. PUSHHD13	$0.9 \times Q_D + EX(LP2)$
16. PUSHHD14	$0.9 \times Q_D - EX(LP2)$
17. PUSHHD15	$0.9 \times Q_D + EY(LP2)$
18. PUSHHD16	$0.9 \times Q_D - EY(LP2)$

و به همین ترتیب ترکیب بارهای حالت کنترل‌شونده توسط نیرو:

1. PUSHG1	$1.1 \times (Q_D + Q_L)$
2. PUSHF1	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EX / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 \times EY / (C_1 C_2 C_3 J)$
3. PUSHF2	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EX / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 \times EY / (C_1 C_2 C_3 J)$
4. PUSHF3	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EX / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 \times EY / (C_1 C_2 C_3 J)$
5. PUSHF4	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EX / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 \times EY / (C_1 C_2 C_3 J)$
6. PUSHF5	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EY / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 \times EX / (C_1 C_2 C_3 J)$
7. PUSHF6	$1.1 \times (Q_D + Q_L) + EY / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 \times EX / (C_1 C_2 C_3 J)$
8. PUSHF7	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EY / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3 \times EX / (C_1 C_2 C_3 J)$
9. PUSHF8	$1.1 \times (Q_D + Q_L) - EY / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3 \times EX / (C_1 C_2 C_3 J)$

10. PUSHF9	$0.9* Q_D + EX / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3*EY / (C_1 C_2 C_3 J)$
11. PUSHF10	$0.9* Q_D + EX / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3*EY / (C_1 C_2 C_3 J)$
12. PUSHF11	$0.9* Q_D - EX / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3*EY / (C_1 C_2 C_3 J)$
13. PUSHF12	$0.9* Q_D - EX / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3*EY / (C_1 C_2 C_3 J)$
14. PUSHF13	$0.9* Q_D + EY / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3*EX / (C_1 C_2 C_3 J)$
15. PUSHF14	$0.9* Q_D + EY / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3*EX / (C_1 C_2 C_3 J)$
16. PUSHF15	$0.9* Q_D - EY / (C_1 C_2 C_3 J) + 0.3*EX / (C_1 C_2 C_3 J)$
17. PUSHF16	$0.9* Q_D - EY / (C_1 C_2 C_3 J) - 0.3*EX / (C_1 C_2 C_3 J)$

پارامترهای روابط فوق عبارت هستند از:

Q_D : بار مرده؛

Q_L : بار زنده؛

EX : بار زلزله در جهت X؛

EY : بار زلزله در جهت Y.

برای انجام آنالیز غیرخطی استاتیکی ابتدا سازه تحت بار یا ترکیب بارگذاری ثقلی $G1$ و $G2$ به صورت کنترل نیرویی تحلیل غیرخطی می‌شود، سپس هر کدام از این تحلیل‌های انجام شده برای ترکیبات بعدی مانند $PUSHD1$ یا $PUSHD2$ به عنوان بار اولیه یا شرایط اولیه بارگذاری محسوب شده و به صورت کنترل تغییرمکانی تحلیل گام به گام انجام می‌شود تا نقطه کنترل (مرکز جرم بام) به مقدار تغییرمکان هدف مربوط برسد.

۶-۲۴-۳- تلاش‌های کنترل‌شونده با تغییرشکل

با توجه به هدف بهسازی و سطوح عملکرد انتخابی برای این ساختمان (که تامین ایمنی جانی در سطح خطر ۱ و آستانه فرو ریزش در سطح خطر ۲ می‌باشد) و با توجه به نتایج آنالیز غیرخطی به ارزیابی سازه پرداخته خواهد شد. براساس خروجی نرم افزار می‌توان با بررسی کل مفاصل پلاستیک و ناحیه‌ای که در آن واقع شده‌اند سازه را ارزیابی نمود. به عنوان مثال با توجه به جدول (۶-۳۸) مشاهده می‌شود که در تغییرمکان هدف در سطح خطر ۱ (گام ۱۱) از ۶۱۸ مفاصل با پتانسیل رفتار غیرخطی، ۳۹۵ مفصل در ناحیه A تا B منحنی رفتاری، ۷۳ مفصل در ناحیه B تا IO (عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه)، ۱۲۱ مفصل در ناحیه IO تا LS (عملکرد ایمنی جانی)، ۱۱ مفصل در ناحیه ایمنی جانی تا CP (آستانه فروریزش)، ۲ مفصل در ناحیه D تا E و ۱۶ مفصل بعد از نقطه E قرار دارند. نتایج مشابه برای جهت دیگر در جدول (۶-۳۹) ارائه شده است. محل این مفاصل برای برخی از المان‌ها به صورت گرافیکی در شکل‌های (۶-۲۵) و (۶-۲۶) آمده است. به همین ترتیب نقاط آسیب‌پذیر سازه در سطح خطر ۲ نیز شناسایی و بررسی می‌گردند.

جدول (۶-۳۸): نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی تحت ترکیب بارگذاری PUSH9 (پوش جهت X)

Step	تغییر مکان بام	برش پایه	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0.009	0.00	618	0	0	0	0	0	0	0	618
1	0.042	75.96	618	0	0	0	0	0	0	0	618
2	0.082	151.92	618	0	0	0	0	0	0	0	618
3	0.123	227.88	617	1	0	0	0	0	0	0	618
4	0.130	240.08	614	4	0	0	0	0	0	0	618
5	0.179	330.13	535	83	0	0	0	0	0	0	618
6	0.224	397.53	488	126	4	0	0	0	0	0	618
7	0.266	431.11	459	108	51	0	0	0	0	0	618
8	0.322	459.79	450	56	112	0	0	0	0	0	618
9	0.366	478.58	427	53	134	4	0	0	0	0	618
10	0.411	495.62	414	62	123	18	0	0	1	0	618
11	0.432	502.53	395	73	121	11	0	0	2	16	618
12	0.432	424.53	394	74	121	11	0	0	0	18	618
13	0.432	419.04	394	73	117	15	0	0	1	18	618
14	0.454	435.75	394	73	117	14	0	0	0	20	618
15	0.454	424.28	394	71	109	23	0	0	1	20	618
16	0.474	436.92	393	72	108	22	0	0	2	21	618
17	0.474	428.00	393	72	107	22	0	0	2	22	618
18	0.474	419.05	392	73	105	23	0	0	2	23	618
19	0.481	423.78	391	73	95	25	0	0	0	34	618
20	0.481	370.49	391	73	95	25	0	0	0	34	618
21	0.481	369.91	390	73	96	24	0	0	1	34	618
22	0.485	372.31	390	73	96	23	0	0	1	35	618
23	0.485	367.04	385	78	96	22	0	0	1	36	618
24	0.485	361.70	385	78	96	21	0	0	1	37	618
25	0.485	352.94	385	78	95	22	0	0	0	38	618
26	0.487	354.70	385	78	95	22	0	0	0	38	618
27	0.487	353.87	385	78	95	21	0	0	1	38	618
28	0.498	360.75	385	77	96	21	0	0	0	39	618
29	0.498	353.83	385	76	96	21	0	0	1	39	618
30	0.507	359.72	383	78	95	22	0	0	0	40	618
31	0.507	354.79	382	78	95	22	0	0	1	40	618
32	0.511	356.90	381	79	94	22	0	0	0	42	618
33	0.511	345.00	381	79	92	22	0	0	2	42	618
34	0.521	350.33	379	80	89	24	0	0	1	45	618
35	0.521	338.64	379	80	89	24	0	0	0	46	618
36	0.521	333.83	379	80	87	25	0	0	1	46	618
37	0.530	338.06	379	80	85	27	0	0	0	47	618
38	0.530	333.06	379	80	84	27	0	0	1	47	618
39	0.533	334.48	377	82	76	33	0	0	0	50	618

ادامه‌ی جدول (۶-۳۸): نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی تحت ترکیب بارگذاری PUSH9 (پوش جهت X)

Step	تغییر مکان بام	برش پایه	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
41	0.536	325.35	377	82	74	34	0	0	0	51	618
42	0.536	321.93	377	82	71	34	0	0	3	51	618
43	0.542	324.76	371	88	67	35	0	0	0	57	618
44	0.542	292.72	371	88	67	34	0	0	1	57	618
45	0.547	294.99	367	92	67	33	0	0	1	58	618
46	0.547	290.36	356	103	54	29	0	0	6	70	618
47	0.547	236.97	353	106	52	29	0	0	8	70	618
48	0.562	243.09	347	112	52	21	0	0	7	79	618
49	0.562	210.36	347	112	52	21	0	0	6	80	618
50	0.569	212.74	347	112	52	21	0	0	6	80	618
51	0.569	212.18	346	113	52	20	0	0	5	82	618
52	0.574	213.96	339	119	52	17	0	0	5	86	618
53	0.574	194.41	337	120	53	17	0	0	4	87	618
54	0.591	199.43	337	120	53	17	0	0	4	87	618
55	0.591	198.85	337	118	55	15	0	0	4	89	618
56	0.602	201.88	334	119	57	14	0	0	2	92	618
57	0.602	182.61	334	119	57	13	0	0	3	92	618
58	0.611	185.57	333	120	57	13	0	0	2	93	618
59	0.611	180.59	333	120	57	13	0	0	2	93	618

A-B: تعداد مفاصل پلاستیک در کل سازه واقع در ناحیه A تا B منحنی رفتاری؛

IO-LS: تعداد مفاصل پلاستیک در کل سازه واقع در ناحیه IO تا LS منحنی رفتاری؛

LS-CP: تعداد مفاصل پلاستیک در کل سازه واقع در ناحیه LS تا CP منحنی رفتاری؛

CP-C: تعداد مفاصل پلاستیک در کل سازه واقع در ناحیه CP تا C منحنی رفتاری؛

C-D: تعداد مفاصل پلاستیک در کل سازه واقع در ناحیه C تا D منحنی رفتاری؛

D-E: تعداد مفاصل پلاستیک در کل سازه واقع در ناحیه D تا E منحنی رفتاری؛

>E: تعداد مفاصل پلاستیک در کل سازه واقع در ناحیه بزرگ‌تر از E منحنی رفتاری.

جدول (۶-۳۹): نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی تحت ترکیب بارگذاری PUSH13 (پوش جهت Y)

Step	تغییر مکان بام	برش پایه	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0.000	0.00	617	1	0	0	0	0	0	0	618
1	0.016	-112.48	601	17	0	0	0	0	0	0	618
2	0.042	-288.27	573	42	3	0	0	0	0	0	618
3	0.067	-406.33	541	69	8	0	0	0	0	0	618
4	0.092	-491.56	516	80	19	3	0	0	0	0	618
5	0.118	-565.88	504	79	32	1	0	2	0	0	618
6	0.134	-606.14	504	78	33	1	0	0	2	0	618

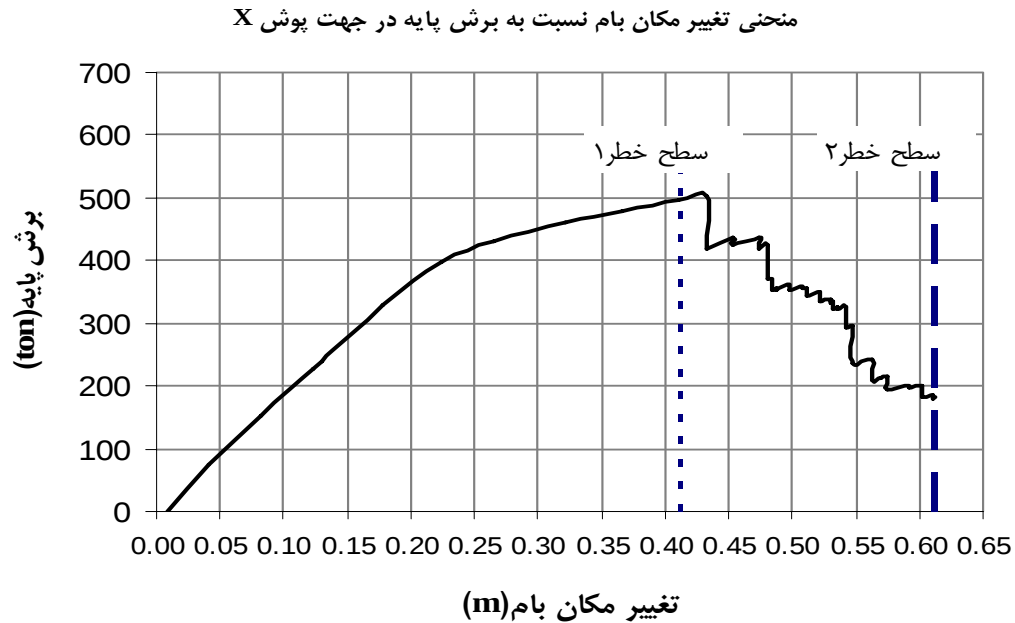
ادامه ی جدول (۶-۳۹): نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی تحت ترکیب بارگذاری PUSH13 (پوش جهت Y)

Step	تغییر مکان بام	برش پایه	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
7	0.134	-581.29	501	79	35	1	0	0	1	1	618
8	0.139	-595.88	501	78	36	1	0	0	1	1	618
9	0.139	-589.95	501	77	37	0	0	1	1	1	618
10	0.140	-592.93	501	77	36	0	0	0	3	1	618
11	0.140	-586.75	485	72	52	5	0	0	3	1	618
12	0.167	-624.10	476	69	58	10	0	1	2	2	618
13	0.184	-644.71	474	71	57	11	0	0	3	2	618
14	0.184	-635.97	473	71	57	11	0	1	3	2	618
15	0.186	-639.40	473	71	57	11	0	0	4	2	618
16	0.186	-630.74	472	70	57	11	0	2	4	2	618
17	0.191	-636.55	472	70	57	11	0	0	6	2	618
18	0.191	-625.87	468	74	56	12	0	0	5	3	618
19	0.195	-637.06	468	74	55	12	0	0	6	3	618
20	0.195	-626.96	466	75	55	12	0	1	6	3	618
21	0.200	-634.89	466	75	55	12	0	0	7	3	618
22	0.200	-629.16	464	70	58	15	0	1	7	3	618
23	0.213	-654.50	462	70	59	15	0	0	8	4	618
24	0.213	-549.29	462	68	55	20	0	1	8	4	618
25	0.218	-559.91	462	67	56	20	0	0	9	4	618
26	0.218	-556.86	460	69	55	19	0	2	9	4	618
27	0.220	-561.93	460	69	55	19	0	0	11	4	618
28	0.220	-556.59	460	69	54	19	0	1	11	4	618
29	0.222	-559.75	460	69	54	19	0	1	10	5	618

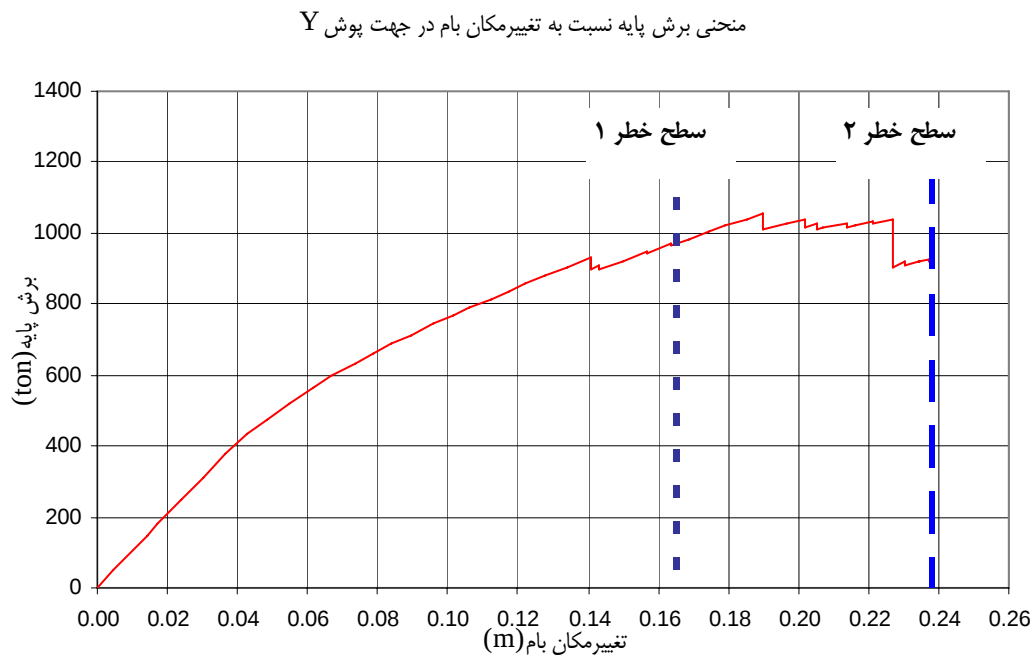
همان طور که قبلا توضیح داده شد این جداول نمایشگر تعداد مفاصل غیرخطی در کل سازه و نواحی تعریف شده روی منحنی رفتاری مقطع می باشند. در ادامه محل تشکیل مفاصل پلاستیک در المان های سازه به طور گرافیکی نمایش داده شده است.

۶-۲۴-۳-۱ - منحنی تغییر مکان بام نسبت به برش پایه

به منظور شناسایی رفتار غیرخطی سازه در ترکیبات بار مربوطه، منحنی های مذکور رسم گردید که به عنوان نمونه در شکل های (۶-۲۳) و (۶-۲۴) تعدادی از آن ها ارایه شده است.



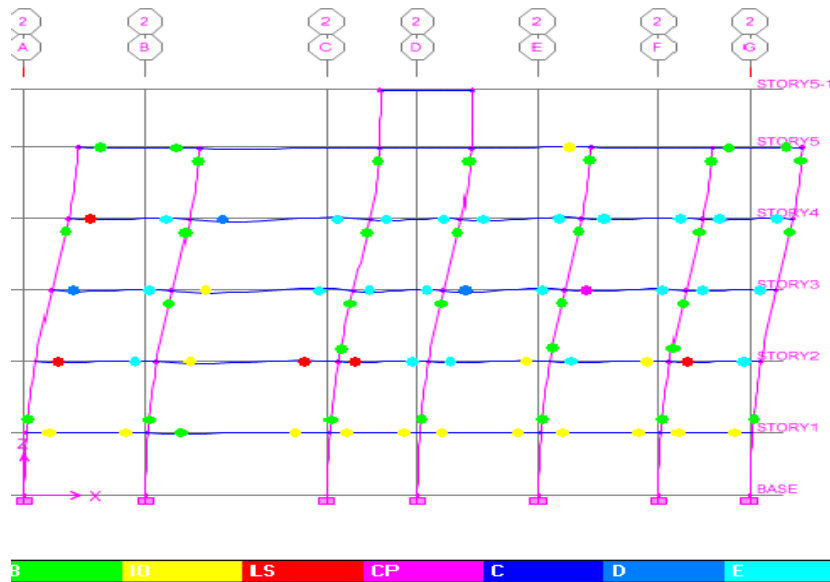
شکل (۶-۲۳): منحنی تغییر مکان سازه



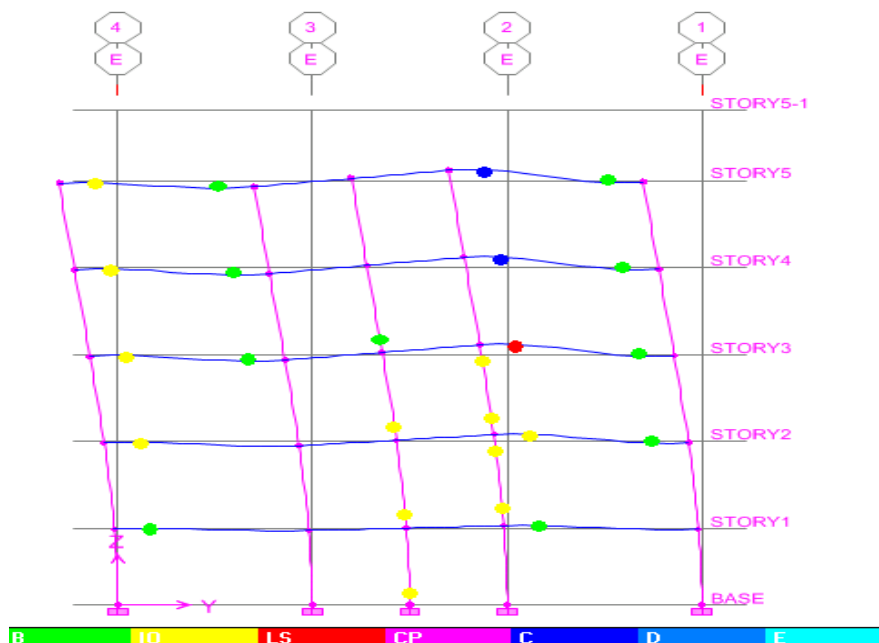
شکل (۶-۲۴): منحنی تغییر مکان سازه

۶-۲۴-۳-۲- نمایش محل تشکیل مفاصل پلاستیک در سازه و نوع آن‌ها

به منظور شناسایی نقاط آسیب‌پذیر در سازه و ارایه راهکار بهسازی مناسب ابتدا بایستی نسبت به شناسایی اجزای آسیب‌پذیر و رفتار آن‌ها در زلزله اقدام نمود. از این‌رو براساس رفتار غیرخطی سازه نمایش تشکیل مفاصل پلاستیک در سازه و موقعیت آن‌ها همراه با مرحله رفتاری (نوع مفاصل پلاستیک) برای برخی از اعضا در شکل‌های (۶-۲۵) و (۶-۲۶) ارایه شده است.



شکل (۶-۲۵): نمایش گرافیکی تشکیل مفاصل در اعضا



شکل (۶-۲۶): نمایش گرافیکی تشکیل مفاصل در اعضا

در نهایت با بررسی نتایج حاصل از حالت‌های مختلف بارگذاری مشخص شد که سازه در برخی نقاط آسیب‌پذیری می‌باشد که بایستی طرح‌های مناسب مقاوم‌سازی برای نقاط آسیب‌پذیر ارائه شود.

۴-۲۴-۶- تلاش‌های کنترل‌شونده با نیرو

۴-۲۴-۶-۱- کنترل برش در تیرها

به منظور کنترل تلاش برشی در تیرها با توجه به اینکه تلاش برشی کنترل‌شونده با نیرو می‌باشد ترکیبات بارگذاری مربوطه که شامل ۳۰٪ زلزله در جهت دیگر می‌باشد در تحلیل‌های غیرخطی لحاظ گردیده است. نمونه محاسبات مربوط در جدول (۴۰-۶) ارائه شده است.

جدول (۴۰-۶): کنترل برش در برخی از تیرها در یکی از بارگذاری‌های جهت X در سطح خطر-۱

Story	Beam ID	Section	Load	Loc	V ₂	V _{cap}	A.C.
				m	ton	ton	
STORY1	B14	B2-BC	PXNP	5.775	12.28	30.35	0.40
STORY2	B34	B9-EF	PXNP	3.775	12.52	30.35	0.41
STORY3	B41	B7-12	PXNP	4.775	5.89	28.9	0.20
STORY4	B36	B4-12	PXNP	4.825	3.4	28.9	0.12
STORY5	B4	B11-DE	PXNP	3.825	9.34	30.35	0.31
STORY1	B45	B1-CD	PXNP	2.775	17.67	30.35	0.58
STORY2	B32	B9-CD	PXNP	2.775	16.07	30.35	0.53
STORY3	B35	B9-FG	PXNP	2.825	3.83	30.35	0.13
STORY4	B43	B13-AB	PXNP	3.825	6.72	30.35	0.22
STORY5	B5	B11-EF	PXNP	3.825	13.37	30.35	0.44

نتایج حاصل از پوش‌های انجام شده حاکی از آن است که ظرفیت‌های برشی در تیرها پاسخگوی نیازهای سازه می‌باشند.

۴-۲۴-۶-۲- کنترل برش در ستون‌ها

به منظور کنترل تلاش برشی در ستون‌ها با توجه به اینکه تلاش برشی کنترل‌شونده با نیرو می‌باشد، مشابه تیرها از ترکیبات بارگذاری مربوطه که شامل ۳۰٪ زلزله در جهت دیگر می‌باشد در تحلیل‌های غیرخطی استفاده شده است. نمونه محاسبات مربوط در جدول (۴۱-۶) ارائه شده است.

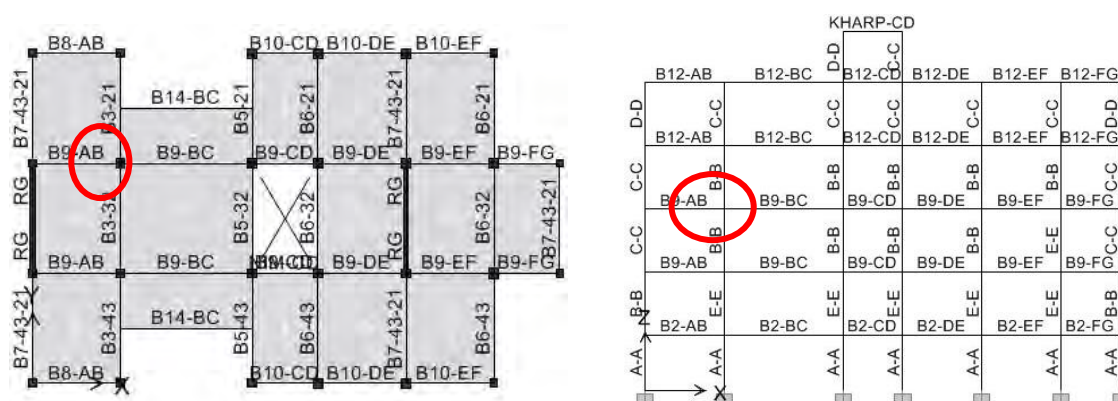
جدول (۴۱-۶): کنترل برش در تعدادی از ستون ها در یکی از بارگذاری های جهت X در سطح خطر-۱

Story	Col. ID	Section	Load	Loc	V2	V _{cap} (ton)	A.C.
STORY1	C17	C2-ST1	PXNP	0.00	5.29	36.10	0.15
STORY2	C18	C2-ST2	PXNP	0.00	19.74	36.10	0.55
STORY3	C20	C2-ST3	PXNP	0.00	7.01	29.90	0.23
STORY4	C21	C3-ST4	PXNP	0.00	4.02	29.90	0.13
STORY5	C28	C1-ST5	PXNP	0.00	2.95	24.20	0.12
STORY1	C23	C1-ST1	PXNP	2.45	3.31	36.10	0.09
STORY2	C8	C2-ST2	PXNP	2.85	6.76	36.10	0.19
STORY3	C3	C2-ST3	PXNP	2.85	6.16	29.90	0.21
STORY4	C10	C2-ST4	PXNP	1.60	4.81	29.90	0.16
STORY5	C11	C2-ST5	PXNP	2.85	2.37	24.20	0.10

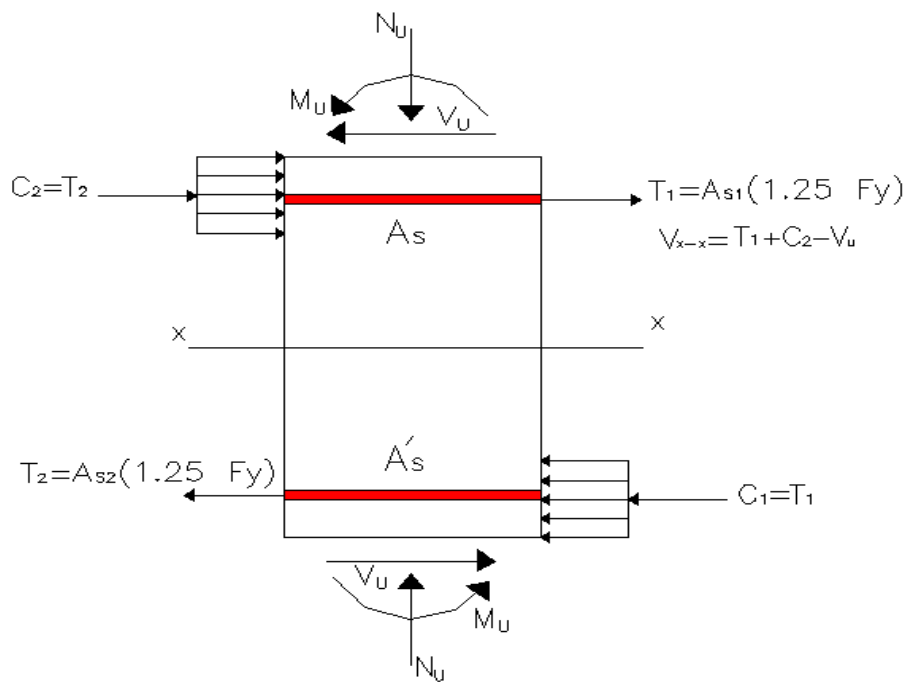
نتایج حاصل از پوش های انجام شده حاکی از آن است که ظرفیت های برشی در ستون ها پاسخگوی نیاز سازه می باشد.

۶-۲۵- کنترل معیارهای پذیرش اتصالات

به منظور کنترل معیارهای پذیرش اتصالات، یک اتصال به عنوان نمونه مورد بررسی قرار گرفته و نتایج آن در ادامه ارایه شده است. سایر اتصالات نیز باید به همین ترتیب کنترل گردند. بدین منظور گره شماره C17-3 که موقعیت آن در شکل (۶-۲۷) نشان داده شده است، مورد ارزیابی قرار می گیرد. نمودار آزاد این اتصال برای محاسبه نیروی برشی در مقطع x-x، مطابق شکل (۶-۲۸) می باشد.



شکل (۶-۲۷): موقعیت گره شماره C17-3



۶-۲۵-۱- محاسبه‌ی نیروی برشی اتصال

• گره شماره C17-3

$$V_j = 1.25 A_{s1} \times f_y + 1.25 A_{s2} \times f_y - V_{Col}$$

$$A_{s1} = 19.0 \text{ cm}^2 \text{ و } A_{s2} = 15.2 \text{ cm}^2$$

بنابراین

$$V_j = 213.75 - V_{Col} \text{ (ton)}$$

براساس روابط فوق مقادیر برش‌های مربوط محاسبه شده و در جدول (۶-۴۲) آورده شده است.

جدول (۶-۴۲): مقادیر نیروی برشی گره C17-3 در مقطع x-x در سطح خطر-۱

Load	V2	Vj	Load	V2	Vj
	ton	ton		ton	ton
COMBG	2.36	211.39	COMBF33	22.54	191.21
COMBF1	21.73	192.02	COMBF34	21.91	191.84
COMBF2	21.1	192.65	COMBF35	22.2	191.55
COMBF3	21.4	192.35	COMBF36	22.84	190.91
COMBF4	22.03	191.72	COMBF37	22.13	191.62
COMBF5	21.33	192.42	COMBF38	21.5	192.25
COMBF6	20.69	193.06	COMBF39	21.2	192.55
COMBF7	20.4	193.35	COMBF40	21.83	191.92
COMBF8	21.03	192.72	COMBF41	25.25	188.5

ادامه‌ی جدول (۴۲-۶): مقادیر نیروی برشی گره C17-3 در مقطع x-x در سطح خطر-۱

Load	V2	Vj	Load	V2	Vj
	ton	ton		ton	ton
COMBF9	26.05	187.7	COMBF42	24.95	188.8
COMBF10	25.75	188	COMBF43	24.32	189.43
COMBF11	25.12	188.63	COMBF44	24.62	189.13
COMBF12	25.42	188.33	COMBF45	25.65	188.1
COMBF13	26.46	187.29	COMBF46	25.95	187.8
COMBF14	26.76	186.99	COMBF47	25.32	188.43
COMBF15	26.13	187.62	COMBF48	25.02	188.73
COMBF16	25.83	187.92	COMBF49	6.29	207.46
COMBF17	5.48	208.27	COMBF50	6.1	207.65
COMBF18	5.29	208.46	COMBF51	7.09	206.66
COMBF19	6.29	207.46	COMBF52	7.28	206.47
COMBF20	6.48	207.27	COMBF53	8.05	205.7
COMBF21	8.85	204.9	COMBF54	7.86	205.89
COMBF22	8.66	205.09	COMBF55	6.86	206.89
COMBF23	7.67	206.08	COMBF56	7.05	206.7
COMBF24	7.86	205.89	COMBF57	4.93	208.82
COMBF25	4.13	209.62	COMBF58	4.74	209.01
COMBF26	3.94	209.81	COMBF59	3.75	210
COMBF27	2.94	210.81	COMBF60	3.94	209.81
COMBF28	3.13	210.62	COMBF61	9.4	204.35
COMBF29	10.21	203.54	COMBF62	9.21	204.54
COMBF30	10.02	203.73	COMBF63	10.21	203.54
COMBF31	11.01	202.74	COMBF64	10.4	203.35
COMBF32	11.2	202.55			

۶-۲۵-۲- محاسبه‌ی ظرفیت اتصال

● گره شماره C17-3

$$V_n = 120A_j \times v_c = 120A_j \times (0.49\sqrt{f_c}) \quad \text{و} \quad A_j = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 142.7 \text{ ton}$$

بنابراین

براساس روابط فوق مقادیر برش‌های مربوط محاسبه شده و در جدول (۴۳-۶) آورده شده است.

جدول (۴۳-۶): کنترل معیار پذیرش گره C17-3 در مقطع y-y

Load	Vj	Vn	معیار پذیرش	Load	Vj	Vn	معیار پذیرش
	ton	ton			ton	ton	
COMBG	211.39	142.7	1.48	COMBF33	191.21	142.7	1.34
COMBF1	192.02	142.7	1.35	COMBF34	191.84	142.7	1.34
COMBF2	192.65	142.7	1.35	COMBF35	191.55	142.7	1.34
COMBF3	192.35	142.7	1.35	COMBF36	190.91	142.7	1.34
COMBF4	191.72	142.7	1.34	COMBF37	191.62	142.7	1.34
COMBF5	192.42	142.7	1.35	COMBF38	192.25	142.7	1.35
COMBF6	193.06	142.7	1.35	COMBF39	192.55	142.7	1.35

ادامه‌ی جدول (۶-۴۳): کنترل معیار پذیرش گره C17-3 در مقطع y-y

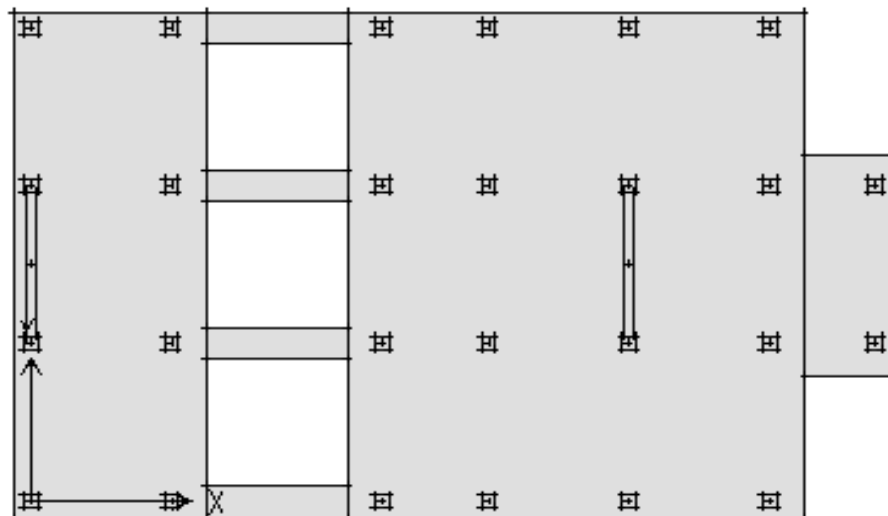
Load	Vj	Vn	معیار پذیرش	Load	Vj	Vn	معیار پذیرش
	ton	ton			ton	ton	
COMBF7	193.35	142.7	1.35	COMBF40	191.92	142.7	1.34
COMBF8	192.72	142.7	1.35	COMBF41	188.5	142.7	1.32
COMBF9	187.7	142.7	1.32	COMBF42	188.8	142.7	1.32
COMBF10	188	142.7	1.32	COMBF43	189.43	142.7	1.33
COMBF11	188.63	142.7	1.32	COMBF44	189.13	142.7	1.33
COMBF12	188.33	142.7	1.32	COMBF45	188.1	142.7	1.32
COMBF13	187.29	142.7	1.31	COMBF46	187.8	142.7	1.32
COMBF14	186.99	142.7	1.31	COMBF47	188.43	142.7	1.32
COMBF15	187.62	142.7	1.31	COMBF48	188.73	142.7	1.32
COMBF16	187.92	142.7	1.32	COMBF49	207.46	142.7	1.45
COMBF17	208.27	142.7	1.46	COMBF50	207.65	142.7	1.46
COMBF18	208.46	142.7	1.46	COMBF51	206.66	142.7	1.45
COMBF19	207.46	142.7	1.45	COMBF52	206.47	142.7	1.45
COMBF20	207.27	142.7	1.45	COMBF53	205.7	142.7	1.44
COMBF21	204.9	142.7	1.44	COMBF54	205.89	142.7	1.44
COMBF22	205.09	142.7	1.44	COMBF55	206.89	142.7	1.45
COMBF23	206.08	142.7	1.44	COMBF56	206.7	142.7	1.45
COMBF24	205.89	142.7	1.44	COMBF57	208.82	142.7	1.46
COMBF25	209.62	142.7	1.47	COMBF58	209.01	142.7	1.46
COMBF26	209.81	142.7	1.47	COMBF59	210	142.7	1.47
COMBF27	210.81	142.7	1.48	COMBF60	209.81	142.7	1.47
COMBF28	210.62	142.7	1.48	COMBF61	204.35	142.7	1.43
COMBF29	203.54	142.7	1.43	COMBF62	204.54	142.7	1.43
COMBF30	203.73	142.7	1.43	COMBF63	203.54	142.7	1.43
COMBF31	202.74	142.7	1.42	COMBF64	203.35	142.7	1.43
COMBF32	202.55	142.7	1.42				

۶-۲۶- کنترل معیارهای پذیرش پی

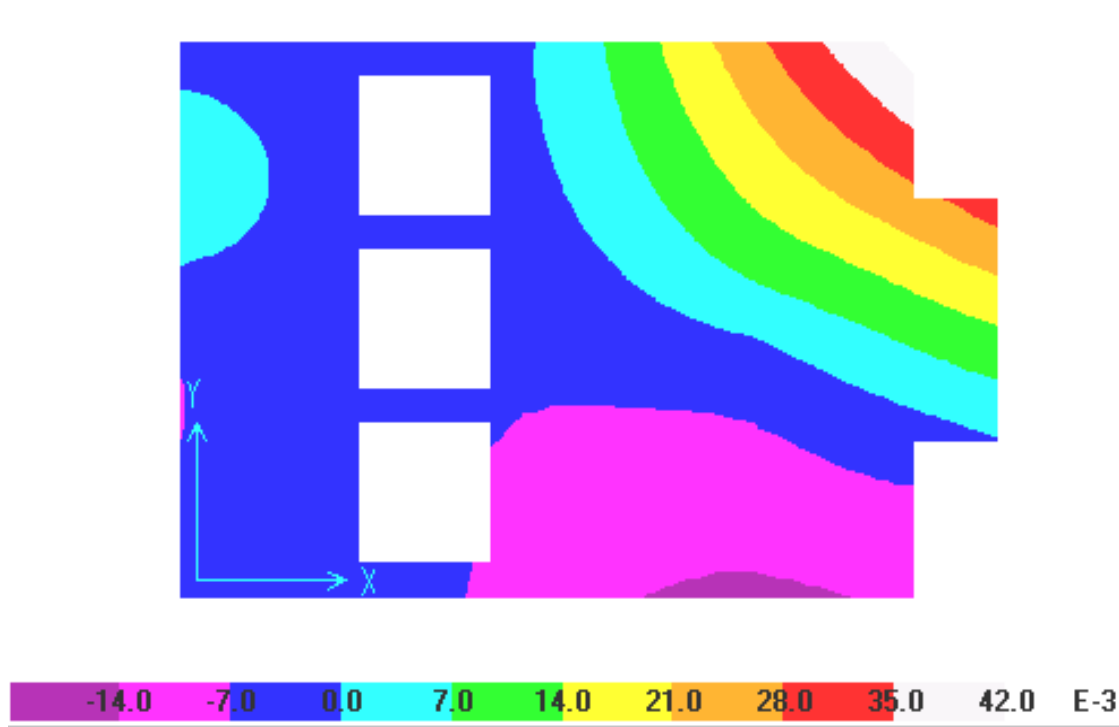
در ارزیابی فونداسیون باید هم وضعیت خاک زیر شالوده (تنش یا تغییر شکل) و هم عملکرد سازه‌ای جسم شالوده مورد بررسی قرار گیرند. لذا با توجه به نوع تحلیل سازه (استاتیکی غیرخطی) و مفاد فصل ۴ دستورالعمل، خاک زیر شالوده و سازه پی هر دو کنترل‌شونده توسط نیرو بوده و در نتیجه برای ارزیابی خاک، مقدار تنش حداکثر با مقدار ظرفیت باربری تجویزی مورد انتظار مقایسه شده و برای ارزیابی جسم شالوده مقادیر حداکثر تلاش‌ها با ظرفیت مقاطع مقایسه می‌شوند.

۶-۲۶-۱- کنترل معیارهای پذیرش خاک

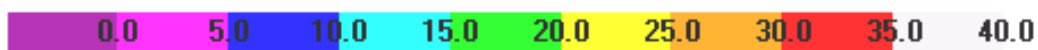
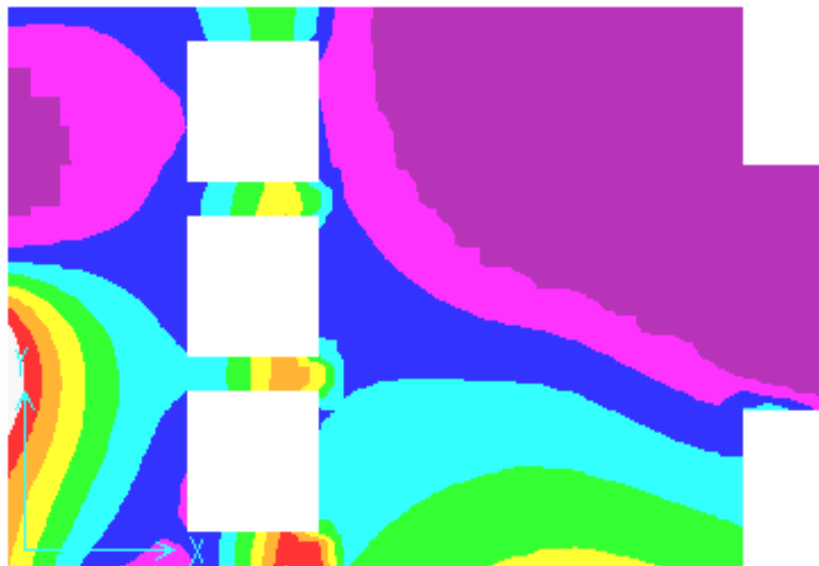
در ادامه مقادیر تنش خاک فونداسیون آورده می‌شود. نحوه مدل‌سازی فونداسیون و نتایج ارزیابی‌ها (در سطح خطر-۲) در شکل‌های (۶-۲۹) الی (۶-۳۴) ارایه شده است. با توجه به اینکه نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی نیروهای واقعی در سازه هستند لذا نیروهای حاصل از تحلیل غیرخطی در پای ستون‌ها به جسم شالوده وارد شده و براساس نیروهای مذکور پی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.



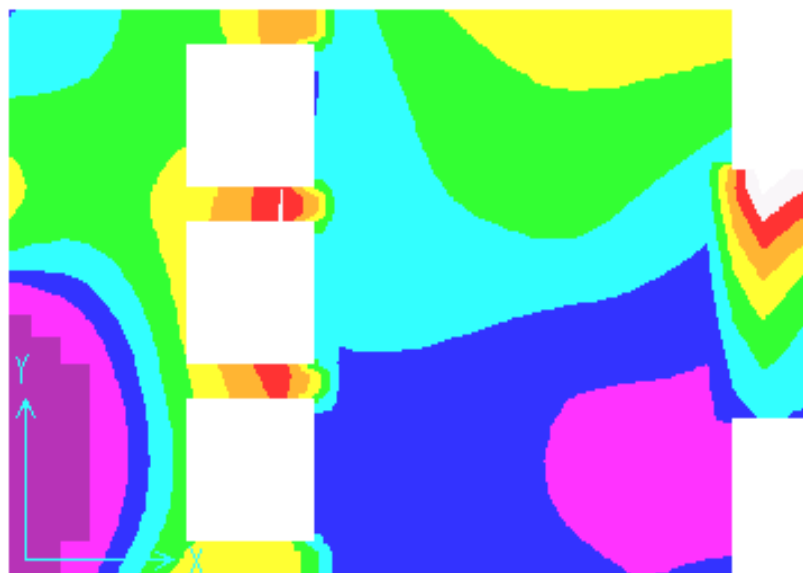
شکل (۶-۲۹): مدل شالوده



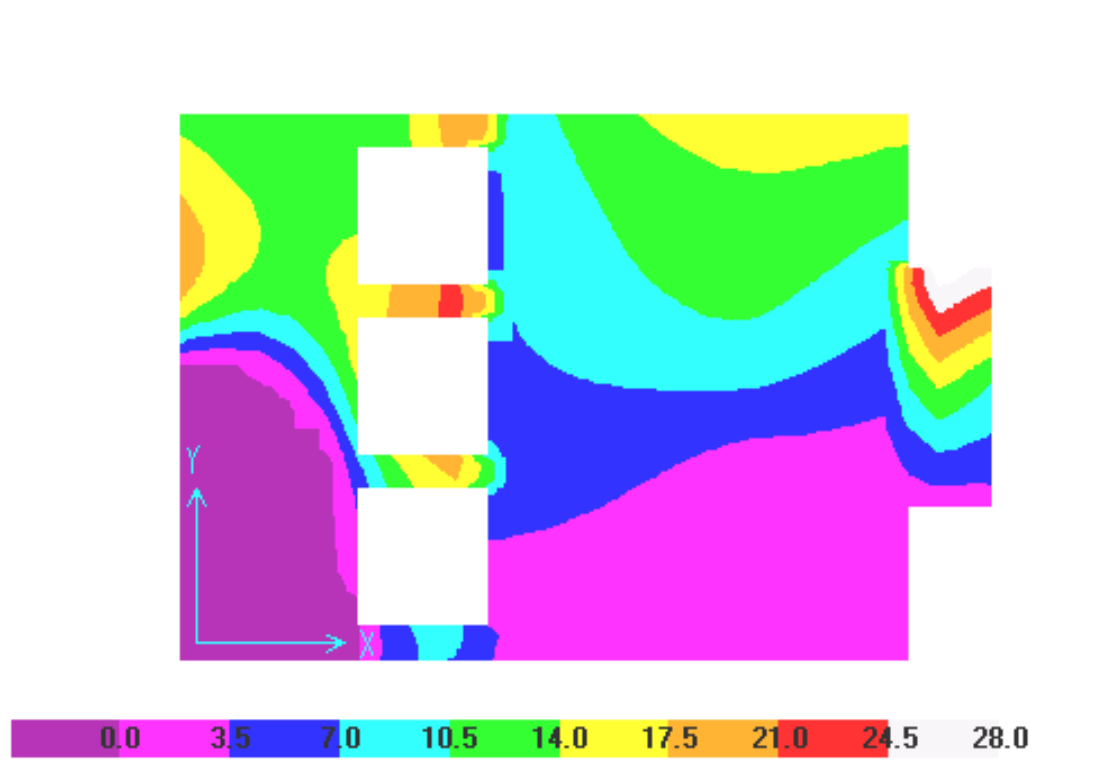
شکل (۶-۳۰): تغییر شکل پی در ترکیب شماره ۱



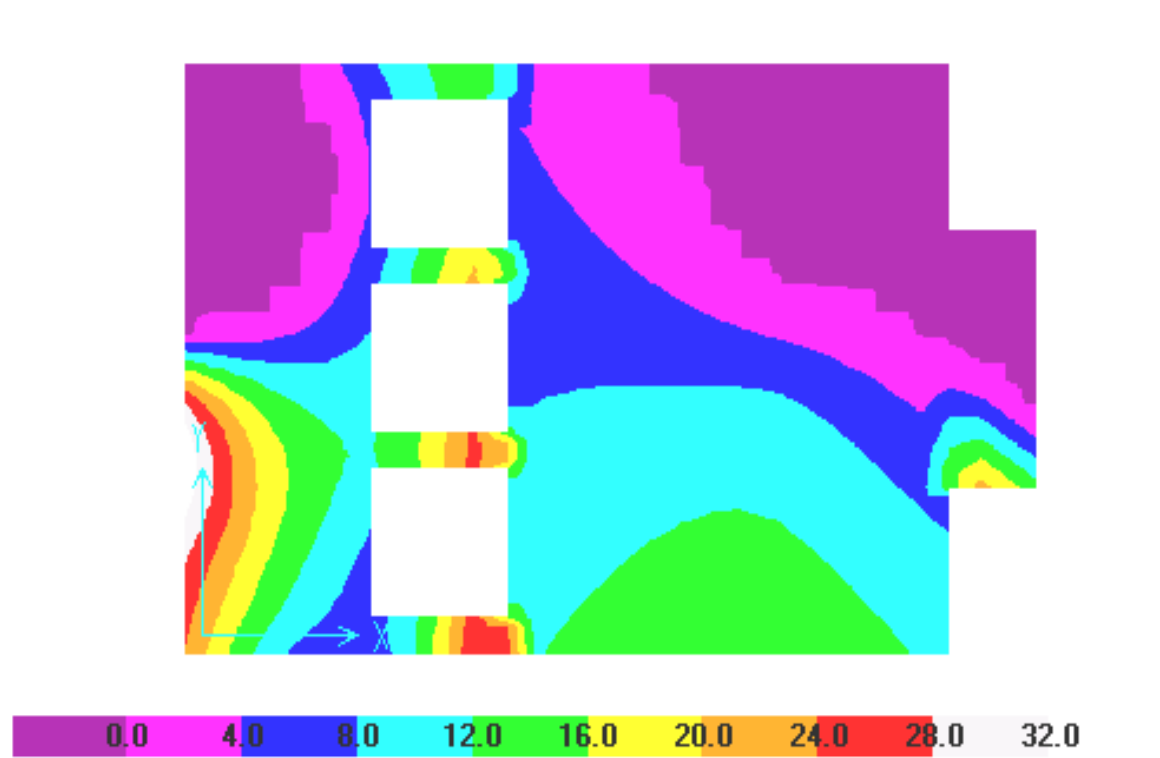
شکل (۳۱-۶): تنش خاک زیر شالوده در ترکیب شماره ۱



شکل (۳۲-۶): تنش خاک زیر شالوده در ترکیب شماره ۳



شکل (۳۳-۶): تنش خاک زیر شالوده در ترکیب شماره ۸

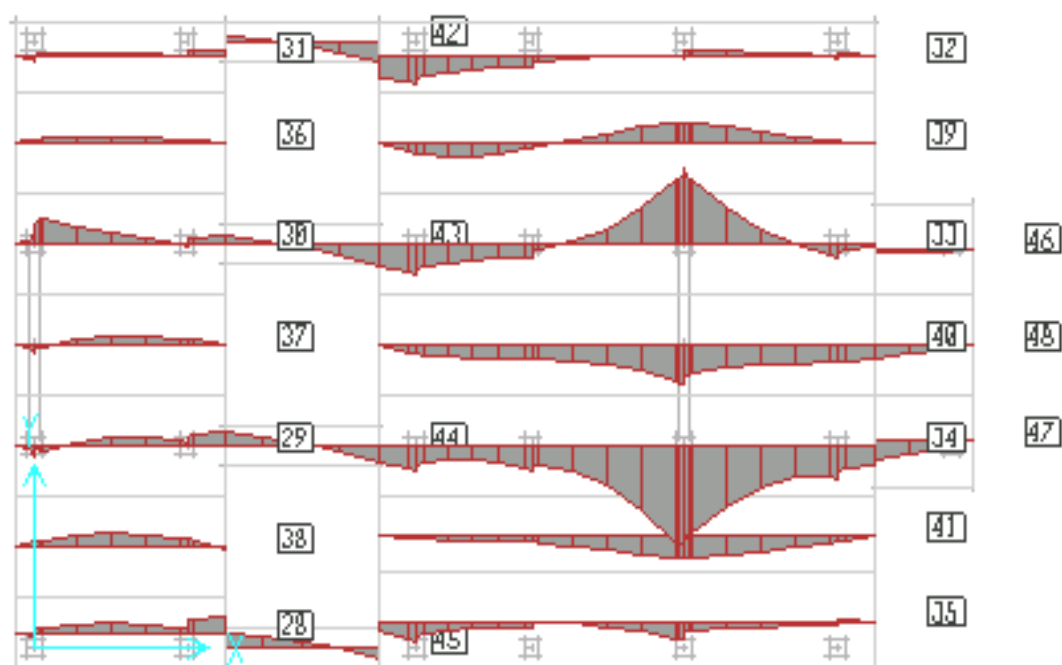


شکل (۳۴-۶): تنش خاک زیر شالوده در ترکیب شماره ۵

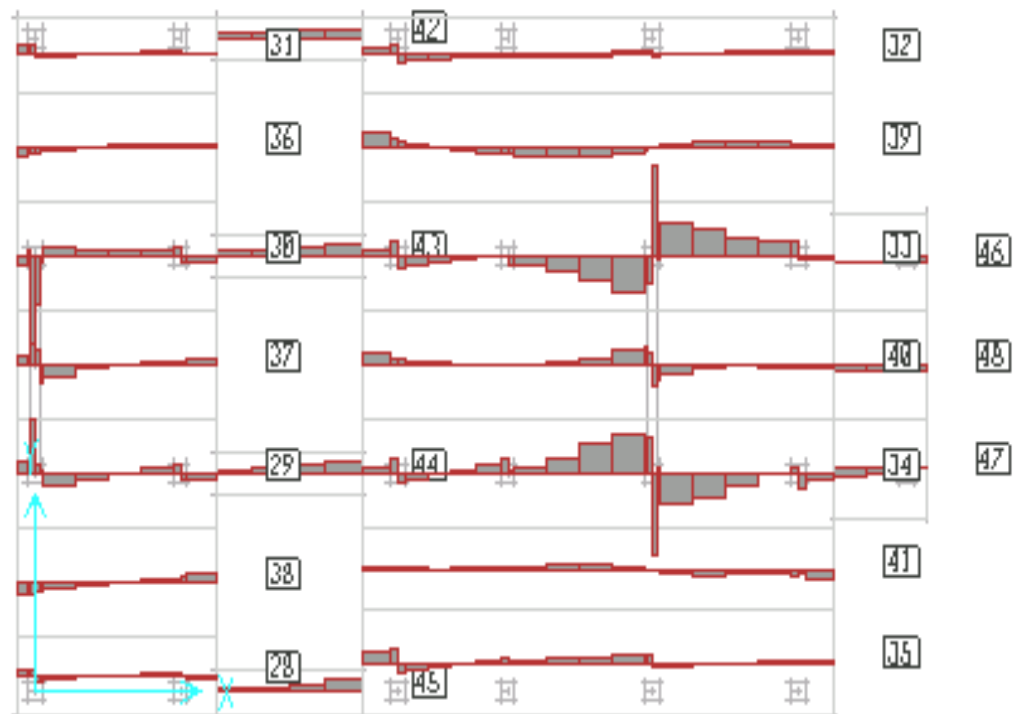
با توجه به نتایج تحلیل و بررسی همه حالات بارگذاری حداکثر تنش در خاک برابر 4 kg/cm^2 است که کم‌تر از $q_c = 3q_a = 6.0 \text{ kg/cm}^2$ می‌باشد. لذا می‌توان گفت که خاک زیر شالوده پاسخگوی نیازهای سازه ناشی از بارگذاری‌های زلزله می‌باشد.

۶-۲۶-۲- کنترل معیارهای پذیرش جسم شالوده

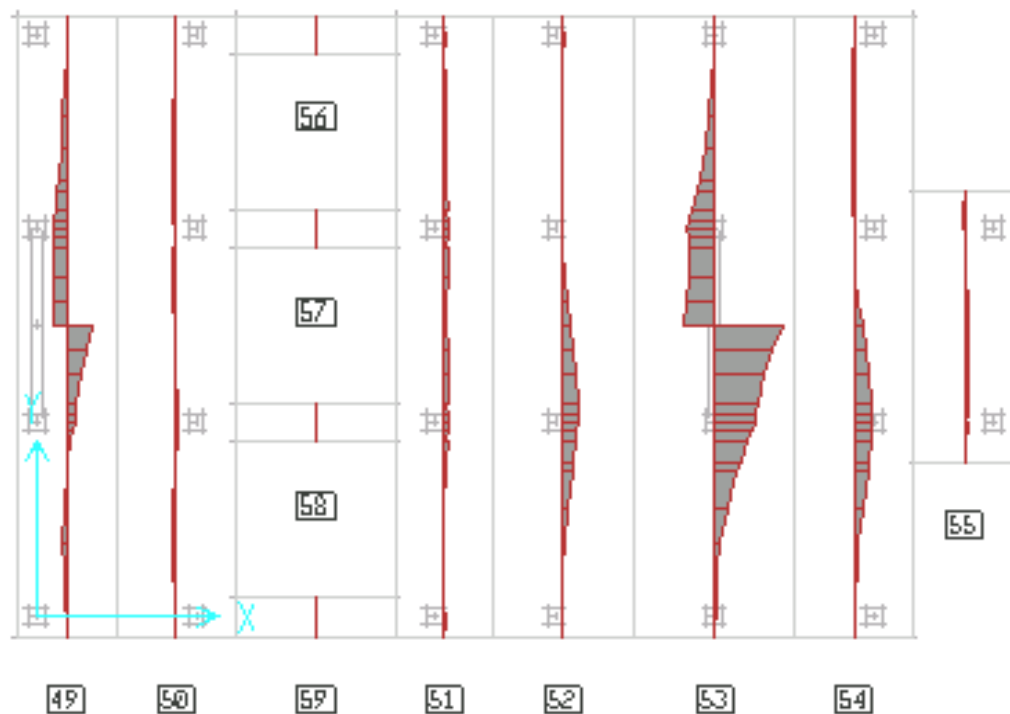
براساس مفاد فصل ۴ دستورالعمل، سازه‌ی پی کنترل‌شونده توسط نیرو می‌باشد، مقادیر نیازهای برخی از مقاطع نوارها در اشکال (۳۳-۶) تا (۳۶-۶) ارایه شده است.



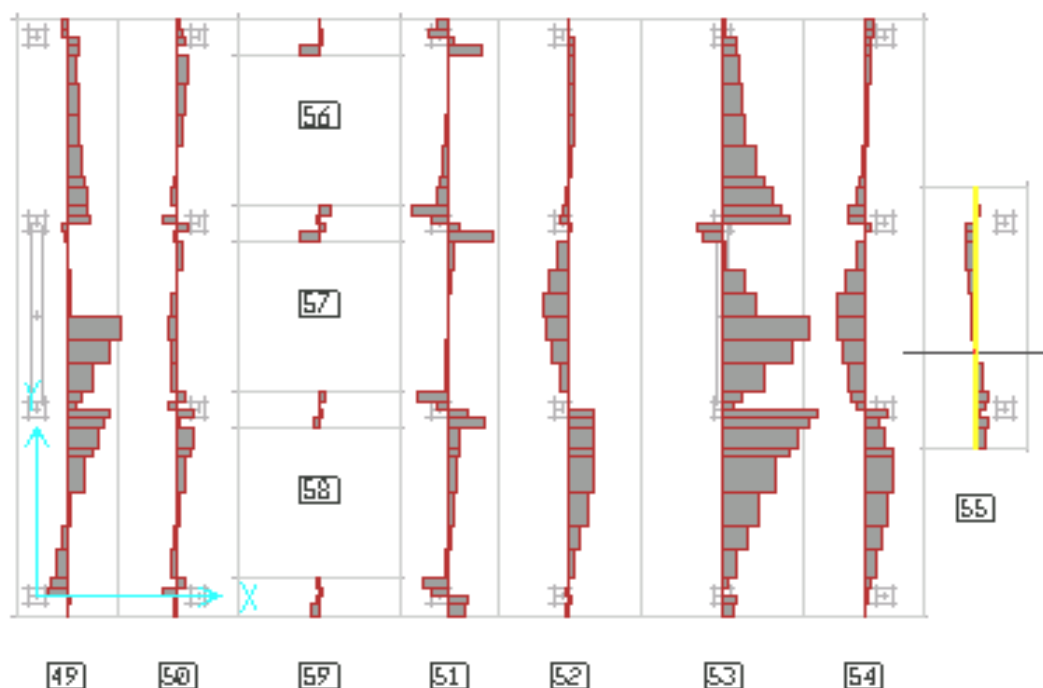
شکل (۳۵-۶): دیاگرام لنگر خمشی در ترکیب شماره ۱



شکل (۶-۳۶): دیاگرام نیروی برشی در ترکیب شماره ۱



شکل (۶-۳۷): دیاگرام لنگر خمشی در ترکیب شماره ۱



شکل (۳۸-۶): دیاگرام نیروی برشی در ترکیب شماره ۱

حال با توجه به نیازهای حاصل از ترکیبات مختلف بارگذاری بایستی جسم شالوده ارزیابی گردد، برای این منظور براساس مشخصات هندسی مقاطع و آرماتورگذاری آن‌ها ظرفیت خمشی مورد انتظار مقطع و نیز ظرفیت کرانه پایین برشی مورد محاسبه قرار می‌گیرد و براساس آن‌ها و مشابه جداول ارایه شده (۵۰-۶ تا ۵۳-۶) نسبت به ارزیابی و محاسبه معیارهای پذیرش مقطع اقدام می‌شود. لازم به توضیح است که مقادیر نیازهای برشی در جهت اطمینان در بر ستون تعیین شده‌اند و نیز در محاسبه ظرفیت خمشی فونداسیون‌ها، از آرماتورهای فشاری صرف‌نظر شده است.

جدول (۶-۴): ارزیابی تلاش ها در یکی از نوارها در جهت X

X-STRIP	STRIP	LOAD	STAT.	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR
ID	WIDTH		X-ORDN.	LEFT OF X	LEFT OF X	RIGHT OF X	RIGHT OF X	A.C.	A.C.
	m		m	ton.m	ton	ton.m	ton		
34	2.5	Minima	9			7.025	27.06	0.04	0.20
						COMB4	COMB4		
34	2.5	Maxima	9			127.5	68.3	0.67	0.51
						COMB1	COMB2		
34	2.5	Minima	10	34.088	27.06	86.35	-73.68	0.45	0.55
				COMB4	COMB4	COMB7	COMB4		
34	2.5	Maxima	10	195.143	68.3	139.478	-35.73	1.02	0.51
				COMB1	COMB2	COMB1	COMB2		
34	2.5	Minima	10.704	50.239	-73.68	50.315	-46.86	0.40	0.55
				COMB8	COMB4	COMB8	COMB4		
34	2.5	Maxima	10.704	99.474	-35.73	99.904	4.01	0.79	0.27
				COMB1	COMB2	COMB1	COMB2		
34	2.5	Minima	11.408	28.852	-46.86	28.962	-25.38	0.23	0.35
				COMB4	COMB4	COMB4	COMB4		
34	2.5	Maxima	11.408	94.877	4.01	94.885	39.98	0.75	0.30
				COMB1	COMB2	COMB1	COMB2		
34	2.5	Minima	12.204	8.755	-25.38	8.591	-4.3	0.07	0.19
				COMB4	COMB4	COMB4	COMB4		
34	2.5	Maxima	12.204	122.583	39.98	122.623	85.35	0.97	0.64
				COMB1	COMB2	COMB1	COMB2		
34	2.5	Minima	13	5.172	-4.3	63.012	-121.8	0.50	0.92
				COMB4	COMB4	COMB7	COMB4		
34	2.5	Maxima	13	188.799	85.35	139.727	39.97	1.49	0.64
				COMB1	COMB2	COMB6	COMB1		
34	2.5	Minima	14	-44.958	-121.8	-45.003	-117.58	0.35	0.92
				COMB7	COMB4	COMB7	COMB4		
34	2.5	Maxima	14	173.428	39.97	173.566	119.53	1.37	0.90
				COMB1	COMB1	COMB1	COMB1		
34	2.5	Minima	15	-162.09	-117.58	-161.364	-191.63	0.56	1.44
				COMB7	COMB4	COMB7	COMB7		

ادامه‌ی جدول (۴-۶): ارزیابی تلاش‌ها در یکی از نوارها در جهت X

X-STRIP	STRIP	LOAD	STAT.	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR
ID	WIDTH		X-ORDN.	LEFT OF X	LEFT OF X	RIGHT OF X	RIGHT OF X	A.C.	A.C.
	m		m	ton.m	ton	ton.m	ton		
34	2.5	Maxima	15	293.096	119.53	291.983	231.58	1.01	1.74
				COMB1	COMB1	COMB1	COMB1		
34	2.5	Minima	16	-353.00	-191.63	-353.032	-310.09	1.22	2.33
				COMB7	COMB7	COMB7	COMB7		
34	2.5	Maxima	16	523.568	231.58	524.478	281.23	1.81	2.11
				COMB1	COMB1	COMB1	COMB1		
34	2.5	Minima	17	-663.12	-310.09	-634.589	-235.6	2.29	2.33
				COMB7	COMB7	COMB7	COMB1		
34	2.5	Maxima	17	805.708	281.23	750.839	276.56	2.78	2.11
				COMB1	COMB1	COMB1	COMB7		
34	2.5	Minima	18	-358.03	-235.6	-357.907	-193.07	1.23	1.77
				COMB7	COMB1	COMB7	COMB1		
34	2.5	Maxima	18	515.243	276.56	514.09	158.31	1.78	2.08
				COMB1	COMB7	COMB1	COMB7		
34	2.5	Minima	19	-199.60	-193.07	-200.198	-79.24	0.69	1.45
				COMB7	COMB1	COMB7	COMB1		
34	2.5	Maxima	19	321.018	158.31	321.935	72.98	1.11	1.19
				COMB1	COMB7	COMB1	COMB7		
34	2.5	Minima	20	-127.21	-79.24	-127.243	-5.45	1.00	0.60
				COMB7	COMB1	COMB7	COMB6		
34	2.5	Maxima	20	242.696	72.98	242.86	43.38	1.91	0.55
				COMB1	COMB7	COMB1	COMB3		
34	2.5	Minima	21	-92.363	-5.45	-63.489	-61.24	0.73	0.46
				COMB7	COMB6	COMB7	COMB6		
34	2.5	Maxima	21	253.078	43.38	195.714	1.14	1.99	0.33
				COMB1	COMB3	COMB1	COMB7		
34	2.5	Minima	22	-62.346	-61.24			0.49	0.46
				COMB7	COMB6				
34	2.5	Maxima	22	139.009	1.14			1.09	0.01

جدول (۴۵-۶): ارزیابی تلاش ها در یکی از نوارها در جهت X

X-STRIP	STRIP	LOAD	STAT.	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR
ID	WIDTH		X-ORDN.	LEFT OF X	LEFT OF X	RIGHT OF X	RIGHT OF X	A.C.	A.C.
	m		m	ton.m	ton	ton.m	ton		
39	2.5	Minima	9			-6.323	-3.84	0.05	0.03
						COMB1	COMB4		
39	2.5	Maxima	9			2.87	89.45	0.02	0.67
						COMB4	COMB1		
39	2.5	Minima	10	-0.97	-3.84	2.076	3.92	0.02	0.03
				COMB4	COMB4	COMB4	COMB4		
39	2.5	Maxima	10	83.123	89.45	81.437	23.59	0.65	0.67
				COMB1	COMB1	COMB1	COMB1		
39	2.5	Minima	10.704	4.834	3.92	5.002	-7.61	0.04	0.06
				COMB4	COMB4	COMB4	COMB5		
39	2.5	Maxima	10.704	98.04	23.59	97.465	10.13	0.77	0.18
				COMB1	COMB1	COMB1	COMB7		
39	2.5	Minima	11.408	9.599	-7.61	9.457	-25.98	0.08	0.20
				COMB4	COMB5	COMB4	COMB1		
39	2.5	Maxima	11.408	92.609	10.13	92.621	16.57	0.73	0.12
				COMB1	COMB7	COMB1	COMB7		
39	2.5	Minima	12.204	17.518	-25.98	17.507	-41.28	0.14	0.31
				COMB5	COMB1	COMB5	COMB1		
39	2.5	Maxima	12.204	71.942	16.57	71.803	19.2	0.57	0.14
				COMB1	COMB7	COMB1	COMB7		
39	2.5	Minima	13	-0.809	-41.28	-1.373	-55.17	0.01	0.41
				COMB5	COMB1	COMB5	COMB1		
39	2.5	Maxima	13	42.53	19.2	43.232	17.05	0.34	0.14
				COMB7	COMB7	COMB7	COMB7		
39	2.5	Minima	14	-36.151	-55.17	-36.19	-63.12	0.28	0.47
				COMB5	COMB1	COMB5	COMB6		
39	2.5	Maxima	14	60.278	17.05	60.166	21.88	0.47	0.16
				COMB7	COMB7	COMB7	COMB7		
39	2.5	Minima	15	-91.373	-63.12	-91.266	-66.56	0.72	0.50
				COMB6	COMB6	COMB6	COMB6		
39	2.5	Maxima	15	82.042	21.88	82.015	29.51	0.65	0.22
				COMB7	COMB7	COMB7	COMB7		
39	2.5	Minima	16	-157.83	-66.56	-158.171	-37.24	1.25	0.50
				COMB6	COMB6	COMB6	COMB6		
39	2.5	Maxima	16	111.527	29.51	111.855	12.66	0.88	0.22
				COMB7	COMB7	COMB7	COMB7		
39	2.5	Minima	17	-195.41	-37.24	-196.517	-28.72	1.55	0.28

ادامه‌ی جدول (۴۵-۶): ارزیابی تلاش‌ها در یکی از نوارها در جهت X

X-STRIP	STRIP	LOAD	STAT.	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR
ID	WIDTH		X-ORDN.	LEFT OF X	LEFT OF X	RIGHT OF X	RIGHT OF X	A.C.	A.C.
	m		m	ton.m	ton	ton.m	ton		
				COMB6	COMB6	COMB6	COMB7		
39	2.5	Maxima	17	124.512	12.66	125.169	26.57	0.99	0.20
				COMB7	COMB7	COMB7	COMB6		
39	2.5	Minima	18	-169.94	-28.72	-169.799	-47.5	1.34	0.36
				COMB6	COMB7	COMB6	COMB7		
39	2.5	Maxima	18	96.445	26.57	96.21	60.06	0.76	0.45
				COMB7	COMB6	COMB7	COMB6		
39	2.5	Minima	19	-109.74	-47.5	-109.688	-35.78	0.86	0.36
				COMB6	COMB7	COMB6	COMB7		
39	2.5	Maxima	19	48.708	60.06	48.577	55.45	0.38	0.45
				COMB7	COMB6	COMB7	COMB6		
39	2.5	Minima	20	-54.242	-35.78	-54.322	-16.68	0.43	0.27
				COMB6	COMB7	COMB6	COMB7		
39	2.5	Maxima	20	12.796	55.45	12.965	36.08	0.10	0.42
				COMB7	COMB6	COMB7	COMB6		
39	2.5	Minima	21	-18.243	-16.68	-19.784	-4.26	0.16	0.13
				COMB6	COMB7	COMB6	COMB2		
39	2.5	Maxima	21	6.568	36.08	4.416	19.62	0.05	0.27
				COMB2	COMB6	COMB2	COMB6		
39	2.5	Minima	22	-0.187	-4.26			0.00	0.03
				COMB4	COMB2				
39	2.5	Maxima	22	0.152	19.62			0.00	0.15
				COMB2	COMB6				

جدول (۴۶-۶): ارزیابی تلاش‌ها در یکی از نوارها در جهت Y

Y-STRIP	STRIP	LOAD	STAT.	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR
ID	WIDTH		X-ORDN.	LEFT OF X	LEFT OF X	RIGHT OF X	RIGHT OF X	A.C.	A.C.
	m		m	ton.m	ton	ton.m	ton		
49	2.5	Minima	-0.5			-0.012	-12.03	0.00	0.09
						COMB3	COMB5		
49	2.5	Maxima	-0.5			0.014	23.17	0.00	0.17
						COMB1	COMB7		
49	2.5	Minima	0	-11.592	-12.03	-9.077	14.42	0.09	0.11
				COMB7	COMB5	COMB7	COMB4		

ادامه ی جدول (۶-۴): ارزیابی تلاش ها در یکی از نوارها در جهت Y

Y-STRIP	STRIP	LOAD	STAT.	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR
ID	WIDTH		X-ORDN.	LEFT OF X	LEFT OF X	RIGHT OF X	RIGHT OF X	A.C.	A.C.
	m		m	ton.m	ton	ton.m	ton		
49	2.5	Maxima	0	6.027	23.17	3.376	83.24	0.05	0.63
				COMB5	COMB7	COMB3	COMB1		
49	2.5	Minima	0.5	-42.288	14.42	-41.708	17.65	0.33	0.13
				COMB1	COMB4	COMB1	COMB4		
49	2.5	Maxima	0.5	-5.236	83.24	-5.635	55.7	0.04	0.63
				COMB4	COMB1	COMB4	COMB1		
49	2.5	Minima	1.25	-83.484	17.65	-83.483	14.06	0.66	0.13
				COMB1	COMB4	COMB1	COMB5		
49	2.5	Maxima	1.25	-18.874	55.7	-18.869	36.71	0.15	0.42
				COMB4	COMB1	COMB4	COMB7		
49	2.5	Minima	1.865	-98.402	14.06	-98.351	-28.95	0.77	0.22
				COMB1	COMB5	COMB1	COMB6		
49	2.5	Maxima	1.865	-31.029	36.71	-30.993	51.14	0.24	0.38
				COMB4	COMB7	COMB4	COMB7		
49	2.5	Minima	2.807	-109.41	-28.95	-109.242	-91.7	0.86	0.69
				COMB7	COMB6	COMB7	COMB6		
49	2.5	Maxima	2.807	-52.858	51.14	-52.777	74.41	0.42	0.56
				COMB3	COMB7	COMB3	COMB7		
49	2.5	Minima	3.75	-179.38	-91.7	-179.625	-139.17	0.70	1.05
				COMB7	COMB6	COMB7	COMB6		
49	2.5	Maxima	3.75	25.87	74.41	25.905	95.28	0.10	0.72
				COMB6	COMB7	COMB6	COMB7		
49	2.5	Minima	4	-203.45	-139.17	-203.332	-169.87	0.80	1.28
				COMB7	COMB6	COMB7	COMB6		
49	2.5	Maxima	4	60.697	95.28	60.627	109.77	0.24	0.83
				COMB6	COMB7	COMB6	COMB7		
49	2.5	Minima	4.5	-258.22	-169.87	-257.923	-218.01	1.01	1.64
				COMB7	COMB6	COMB7	COMB6		
49	2.5	Maxima	4.5	145.561	109.77	145.389	131.97	0.57	0.99
				COMB6	COMB7	COMB6	COMB7		
49	2.5	Minima	5	-323.91	-218.01	-316.422	-119.95	1.27	1.64
				COMB7	COMB6	COMB7	COMB8		
49	2.5	Maxima	5	254.394	131.97	244.757	-12.37	1.00	0.99
				COMB6	COMB7	COMB6	COMB3		
49	2.5	Minima	5.5	-271.32	-119.96	-271.415	-143.66	1.06	1.08
				COMB7	COMB8	COMB7	COMB6		
49	2.5	Maxima	5.5	280.065	-12.37	279.904	6.63	1.10	0.09
				COMB6	COMB3	COMB6	COMB4		

ادامه‌ی جدول (۶-۴۶): ارزیابی تلاش‌ها در یکی از نوارها در جهت Y

Y-STRIP	STRIP	LOAD	STAT.	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR
ID	WIDTH		X-ORDN.	LEFT OF X	LEFT OF X	RIGHT OF X	RIGHT OF X	A.C.	A.C.
	m		m	ton.m	ton	ton.m	ton		
49	2.5	Minima	6.25	-226.76	-143.66	-226.776	-230.54	0.89	1.73
				COMB7	COMB6	COMB7	COMB6		
49	2.5	Maxima	6.25	387.65	6.63	387.505	28.44	1.52	0.21
				COMB6	COMB4	COMB6	COMB4		
49	2.5	Minima	6.875	-211.11	-230.54	-212.211	-229.48	0.83	1.73
				COMB7	COMB6	COMB7	COMB6		
49	2.5	Maxima	6.875	531.59	28.44	532.765	-3.14	2.09	0.21
				COMB6	COMB4	COMB6	COMB4		
49	2.5	Minima	7.5	-178.36	-229.48	-332.294	22.28	1.30	1.73
				COMB4	COMB6	COMB1	COMB1		
49	2.5	Maxima	7.5	676.188	-3.14	605.676	148.1	2.65	1.11
				COMB6	COMB4	COMB7	COMB8		
49	2.5	Minima	8.125	-346.22	22.28	-344.944	-42.44	1.36	0.32
				COMB1	COMB1	COMB1	COMB1		
49	2.5	Maxima	8.125	517.314	148.1	516.282	167.37	2.03	1.26
				COMB7	COMB8	COMB7	COMB7		
49	2.5	Minima	8.75	-318.43	-42.44	-318.453	-11.47	1.25	0.32
				COMB1	COMB1	COMB1	COMB1		
49	2.5	Maxima	8.75	411.673	167.37	411.779	112.36	1.61	1.26
				COMB7	COMB7	COMB7	COMB7		
49	2.5	Minima	9.5	-345.82	-11.47	-346.115	1.9	1.36	0.09
				COMB6	COMB1	COMB6	COMB2		
49	2.5	Maxima	9.5	327.506	112.36	328.061	103.65	1.29	0.84
				COMB7	COMB7	COMB7	COMB6		
49	2.5	Minima	10	-397.94	1.9	-407.579	-147.86	1.60	1.11
				COMB6	COMB2	COMB6	COMB6		
49	2.5	Maxima	10	295.718	103.65	303.186	183.01	1.19	1.38
				COMB7	COMB6	COMB7	COMB7		
49	2.5	Minima	10.5	-333.65	-147.86	-333.583	-126.98	1.31	1.11
				COMB6	COMB6	COMB6	COMB6		
49	2.5	Maxima	10.5	211.683	183.01	211.534	150.29	0.83	1.38
				COMB7	COMB7	COMB7	COMB7		
49	2.5	Minima	11	-270.09	-126.98	-270.23	-110.1	1.06	0.95
				COMB6	COMB6	COMB6	COMB6		
49	2.5	Maxima	11	136.39	150.29	136.455	126.38	0.54	1.13
				COMB7	COMB7	COMB7	COMB7		
49	2.5	Minima	11.25	-242.71	-110.1	-242.466	-91.77	0.95	0.83
				COMB6	COMB6	COMB6	COMB6		

ادامه ی جدول (۶-۴۶): ارزیابی تلاش ها در یکی از نوارها در جهت Y

Y-STRIP	STRIP	LOAD	STAT.	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR
ID	WIDTH		X-ORDN.	LEFT OF X	LEFT OF X	RIGHT OF X	RIGHT OF X	A.C.	A.C.
	m		m	ton.m	ton	ton.m	ton		
49	2.5	Maxima	11.25	104.86	126.38	104.746	95.24	0.41	0.95
				COMB7	COMB7	COMB7	COMB7		
49	2.5	Minima	12.083	-165.99	-91.77	-166.117	-72.72	0.65	0.69
				COMB6	COMB6	COMB6	COMB6		
49	2.5	Maxima	12.083	35.22	95.24	35.26	52.84	0.14	0.72
				COMB4	COMB7	COMB4	COMB7		
49	2.5	Minima	12.917	-105.52	-72.72	-105.61	-61.41	0.83	0.55
				COMB6	COMB6	COMB6	COMB6		
49	2.5	Maxima	12.917	3.437	52.84	3.481	16.97	0.03	0.40
				COMB4	COMB7	COMB4	COMB4		
49	2.5	Minima	13.75	-54.436	-61.41	-54.51	-54	0.43	0.46
				COMB6	COMB6	COMB6	COMB6		
49	2.5	Maxima	13.75	-10.664	16.97	-10.626	-1.57	0.08	0.13
				COMB4	COMB4	COMB4	COMB4		
49	2.5	Minima	14.5	-23.393	-54	-23.486	-53.77	0.18	0.41
				COMB8	COMB6	COMB8	COMB1		
49	2.5	Maxima	14.5	-9.445	-1.57	-9.332	-12.96	0.07	0.10
				COMB4	COMB4	COMB4	COMB4		
49	2.5	Minima	15	-5.89	-53.77	-1.869	-3.75	0.05	0.40
				COMB7	COMB1	COMB7	COMB7		
49	2.5	Maxima	15	16.346	-12.96	13.354	26.77	0.13	0.20
				COMB1	COMB4	COMB1	COMB1		
49	2.5	Minima	15.5	-0.032	-3.75			0.00	0.03
				COMB1	COMB7				
49	2.5	Maxima	15.5	0.007	26.77			0.00	0.20

جدول (۶-۴۷): ارزیابی تلاش ها در یکی از نوارها در جهت Y

Y-STRIP	STRIP	LOAD	STAT.	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR
ID	WIDTH		X-ORDN.	LEFT OF X	LEFT OF X	RIGHT OF X	RIGHT OF X	A.C.	A.C.
	m		m	ton.m	ton	ton.m	ton		
53	4	Minima	-0.5			-0.169	-49.51	0.00	0.23
						COMB4	COMB1		
53	4	Maxima	-0.5			0.143	24.19	0.00	0.11
						COMB2	COMB7		

ادامه‌ی جدول (۶-۴۷): ارزیابی تلاش‌ها در یکی از نوارها در جهت Y

Y-STRIP	STRIP	LOAD	STAT.	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR
ID	WIDTH		X-ORDN.	LEFT OF X	LEFT OF X	RIGHT OF X	RIGHT OF X	A.C.	A.C.
	m		m	ton.m	ton	ton.m	ton		
53	4	Minima	0	-12.19	-49.51	-2.638	-4.5	0.06	0.23
				COMB7	COMB1	COMB4	COMB1		
53	4	Maxima	0	24.869	24.19	13.702	99.37	0.12	0.47
				COMB1	COMB7	COMB1	COMB7		
53	4	Minima	0.5	-48.52	-4.5	-48.573	-52.85	0.24	0.25
				COMB7	COMB1	COMB7	COMB1		
53	4	Maxima	0.5	15.95	99.37	16.005	105.09	0.08	0.49
				COMB1	COMB7	COMB1	COMB7		
53	4	Minima	1.25	-127.387	-52.85	-127.342	-105.8	0.63	0.50
				COMB7	COMB1	COMB7	COMB1		
53	4	Maxima	1.25	55.643	105.09	55.599	116.06	0.28	0.54
				COMB1	COMB7	COMB1	COMB7		
53	4	Minima	1.865	-198.707	-105.8	-198.775	-168.44	0.99	0.79
				COMB7	COMB1	COMB7	COMB1		
53	4	Maxima	1.865	120.653	116.06	120.765	137.97	0.60	0.65
				COMB1	COMB7	COMB1	COMB7		
53	4	Minima	2.807	-328.818	-168.44	-328.697	-253.79	0.79	1.19
				COMB7	COMB1	COMB7	COMB1		
53	4	Maxima	2.807	279.53	137.97	279.518	186.68	0.67	0.88
				COMB1	COMB7	COMB1	COMB7		
53	4	Minima	3.75	-504.652	-253.79	-504.616	-317.72	1.22	1.49
				COMB7	COMB1	COMB7	COMB1		
53	4	Maxima	3.75	518.724	186.68	518.571	236.61	1.25	1.11
				COMB1	COMB7	COMB1	COMB7		
53	4	Minima	4	-563.769	-317.72	-563.905	-366.63	1.36	1.72
				COMB7	COMB1	COMB7	COMB1		
53	4	Maxima	4	598.001	236.61	598.641	278.49	1.44	1.31
				COMB1	COMB7	COMB1	COMB7		
53	4	Minima	4.5	-703.148	-366.63	-703.175	-438.51	1.69	2.06
				COMB7	COMB1	COMB7	COMB1		
53	4	Maxima	4.5	781.957	278.49	781.955	331.98	1.88	1.56
				COMB1	COMB7	COMB1	COMB7		
53	4	Minima	5	-869.164	-438.51	-845.354	-337.06	2.09	2.06
				COMB7	COMB1	COMB7	COMB8		
53	4	Maxima	5	1001.212	331.98	988.316	-36.52	2.41	1.56
				COMB1	COMB7	COMB1	COMB5		
53	4	Minima	5.5	-699.955	-337.06	-699.573	-279.98	1.69	1.58
				COMB7	COMB8	COMB7	COMB8		

ادامه ی جدول (۶-۴): ارزیابی تلاش ها در یکی از نوارها در جهت Y

Y-STRIP	STRIP	LOAD	STAT.	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR
ID	WIDTH		X-ORDN.	LEFT OF X	LEFT OF X	RIGHT OF X	RIGHT OF X	A.C.	A.C.
	m		m	ton.m	ton	ton.m	ton		
53	4	Maxima	5.5	1025.462	-36.52	1024.902	21	2.47	0.17
				COMB1	COMB5	COMB1	COMB4		
53	4	Minima	6.25	-619.591	-279.98	-619.425	-391.41	1.49	1.84
				COMB4	COMB8	COMB4	COMB1		
53	4	Maxima	6.25	1181.341	21	1180.917	111.24	2.85	0.52
				COMB1	COMB4	COMB1	COMB4		
53	4	Minima	6.875	-688.948	-391.41	-691.279	-334.2	1.67	1.84
				COMB4	COMB1	COMB4	COMB8		
53	4	Maxima	6.875	1425.549	111.24	1428.831	-20.97	3.44	0.52
				COMB1	COMB4	COMB1	COMB4		
53	4	Minima	7.5	-678.174	-334.2	-764.892	5.71	1.84	1.57
				COMB4	COMB8	COMB1	COMB1		
53	4	Maxima	7.5	1593.609	-20.97	1116.262	396.81	3.84	1.86
				COMB1	COMB4	COMB7	COMB6		
53	4	Minima	8.125	-768.463	5.71	-765.158	-159.78	1.85	0.75
				COMB1	COMB1	COMB1	COMB1		
53	4	Maxima	8.125	954.237	396.81	952.262	303.55	2.30	1.86
				COMB7	COMB6	COMB7	COMB4		
53	4	Minima	8.75	-665.296	-159.78	-665.555	-12.24	1.60	0.75
				COMB1	COMB1	COMB1	COMB1		
53	4	Maxima	8.75	768.29	303.55	768.576	364.97	1.85	1.71
				COMB7	COMB4	COMB7	COMB6		
53	4	Minima	9.5	-656.372	-12.24	-656.916	19.75	1.58	0.09
				COMB1	COMB1	COMB1	COMB7		
53	4	Maxima	9.5	665.831	364.97	666.203	443.45	1.61	2.08
				COMB7	COMB6	COMB7	COMB6		
53	4	Minima	10	-779.502	19.75	-813.502	-341.59	1.96	1.60
				COMB6	COMB7	COMB6	COMB6		
53	4	Maxima	10	656.331	443.45	680.15	358.5	1.64	2.08
				COMB7	COMB6	COMB7	COMB7		
53	4	Minima	10.5	-642.706	-341.59	-642.672	-284.41	1.55	1.60
				COMB6	COMB6	COMB6	COMB6		
53	4	Maxima	10.5	500.901	358.5	500.894	294.87	1.21	1.68
				COMB7	COMB7	COMB7	COMB7		
53	4	Minima	11	-500.467	-284.41	-500.585	-236.75	1.21	1.34
				COMB6	COMB6	COMB6	COMB6		
53	4	Maxima	11	353.459	294.87	353.487	248.73	0.85	1.38
				COMB7	COMB7	COMB7	COMB7		

ادامه‌ی جدول (۴۷-۶): ارزیابی تلاش‌ها در یکی از نوارها در جهت Y

Y-STRIP	STRIP	LOAD	STAT.	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR	MOM.	SHEAR
ID	WIDTH		X-ORDN.	LEFT OF X	LEFT OF X	RIGHT OF X	RIGHT OF X	A.C.	A.C.
	m		m	ton.m	ton	ton.m	ton		
53	4	Minima	11.25	-441.397	-236.75	-441.373	-184.16	1.06	1.11
				COMB6	COMB6	COMB6	COMB6		
53	4	Maxima	11.25	291.304	248.73	291.316	193.35	0.70	1.17
				COMB7	COMB7	COMB7	COMB7		
53	4	Minima	12.083	-287.907	-184.16	-288.027	-131.46	0.69	0.86
				COMB6	COMB6	COMB6	COMB6		
53	4	Maxima	12.083	130.19	193.35	130.22	121.11	0.31	0.91
				COMB7	COMB7	COMB7	COMB7		
53	4	Minima	12.917	-178.478	-131.46	-178.509	-102.17	0.89	0.62
				COMB6	COMB6	COMB6	COMB6		
53	4	Maxima	12.917	29.291	121.11	29.289	59.43	0.15	0.57
				COMB7	COMB7	COMB7	COMB7		
53	4	Minima	13.75	-93.369	-102.17	-93.363	-86.85	0.46	0.48
				COMB6	COMB6	COMB6	COMB6		
53	4	Maxima	13.75	-20.233	59.43	-20.242	4.6	0.10	0.28
				COMB7	COMB7	COMB7	COMB7		
53	4	Minima	14.5	-30.025	-86.85	-29.989	-79.32	0.15	0.41
				COMB5	COMB6	COMB5	COMB6		
53	4	Maxima	14.5	-18.381	4.6	-18.348	-38.4	0.09	0.18
				COMB2	COMB7	COMB2	COMB7		
53	4	Minima	15	-4.516	-79.32	-5.905	-11.82	0.03	0.37
				COMB7	COMB6	COMB6	COMB6		
53	4	Maxima	15	11.49	-38.4	9.467	18.98	0.06	0.18
				COMB6	COMB7	COMB7	COMB7		
53	4	Minima	15.5	-0.115	-11.82			0.00	0.06
				COMB4	COMB6				
53	4	Maxima	15.5	0.097	18.98			0.00	0.09

نتایج حاصل از محاسبات نسبت نیرو به ظرفیت خمشی و برشی مقاطع مختلف نوارها گویای آن است که شالوده در برخی نقاط خصوصاً در محل دیوارهای برشی کفایت لازم را ندارد.

۶-۲۷- جمع بندی و نتیجه گیری

۶-۲۷-۱- سطح خطر-۱

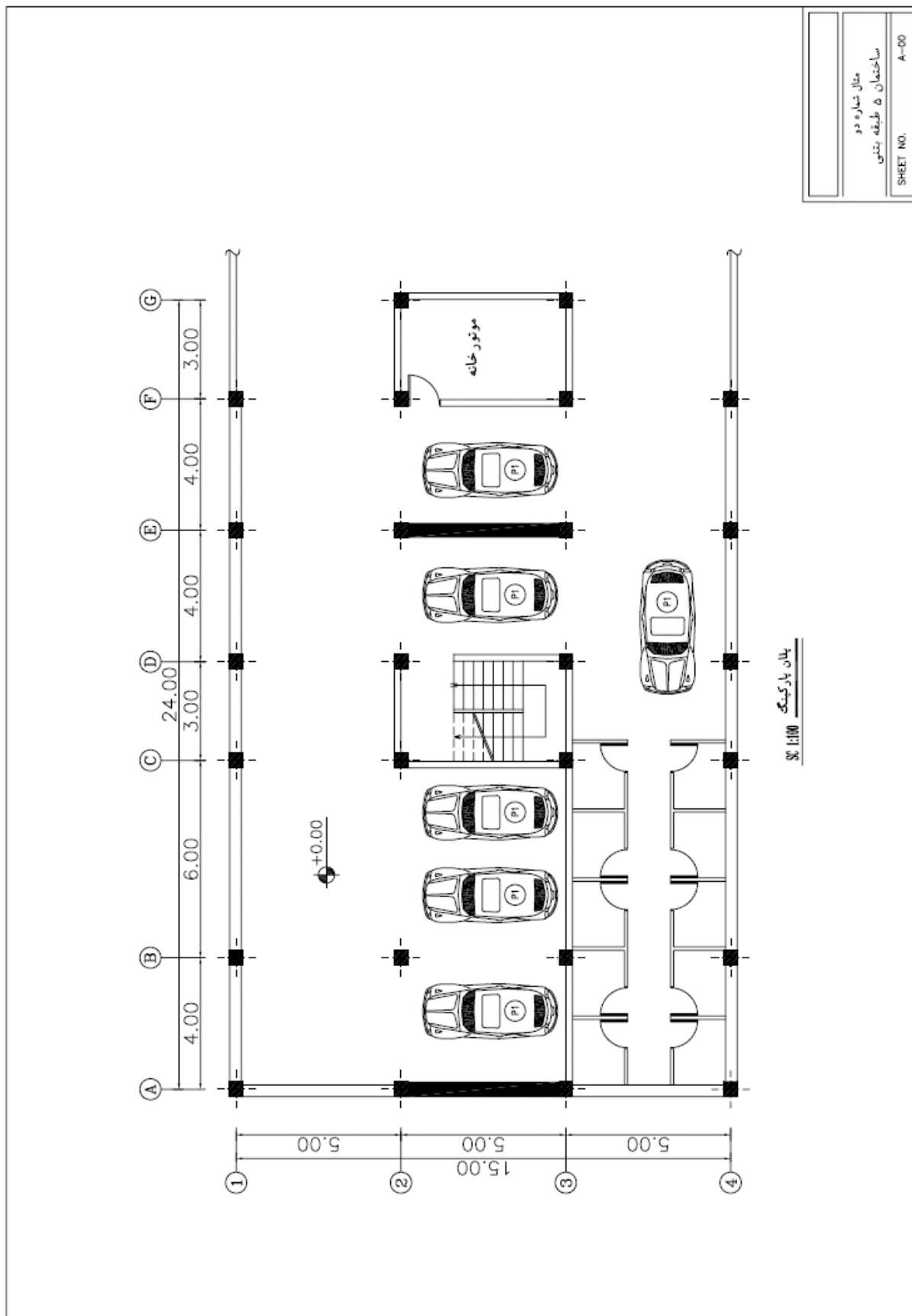
نتایج از تحلیل ها حاکی از آن است که سازه در جهت عرضی (قاب با دیوارهای برشی) تقریباً پاسخگوی نیروهای وارده است و فقط تعدادی (۶ عدد) از تیرهای متصل به دیوار برشی در محور E از سطح ایمنی جانی فراتر می روند و در جهت طولی (قاب خمشی) نیز تنها تیرهای واقع در طبقه دوم سازه از این حد فراتر می روند. ستون ها و دیوار برشی ارزیابی شده و مورد پذیرش هستند.

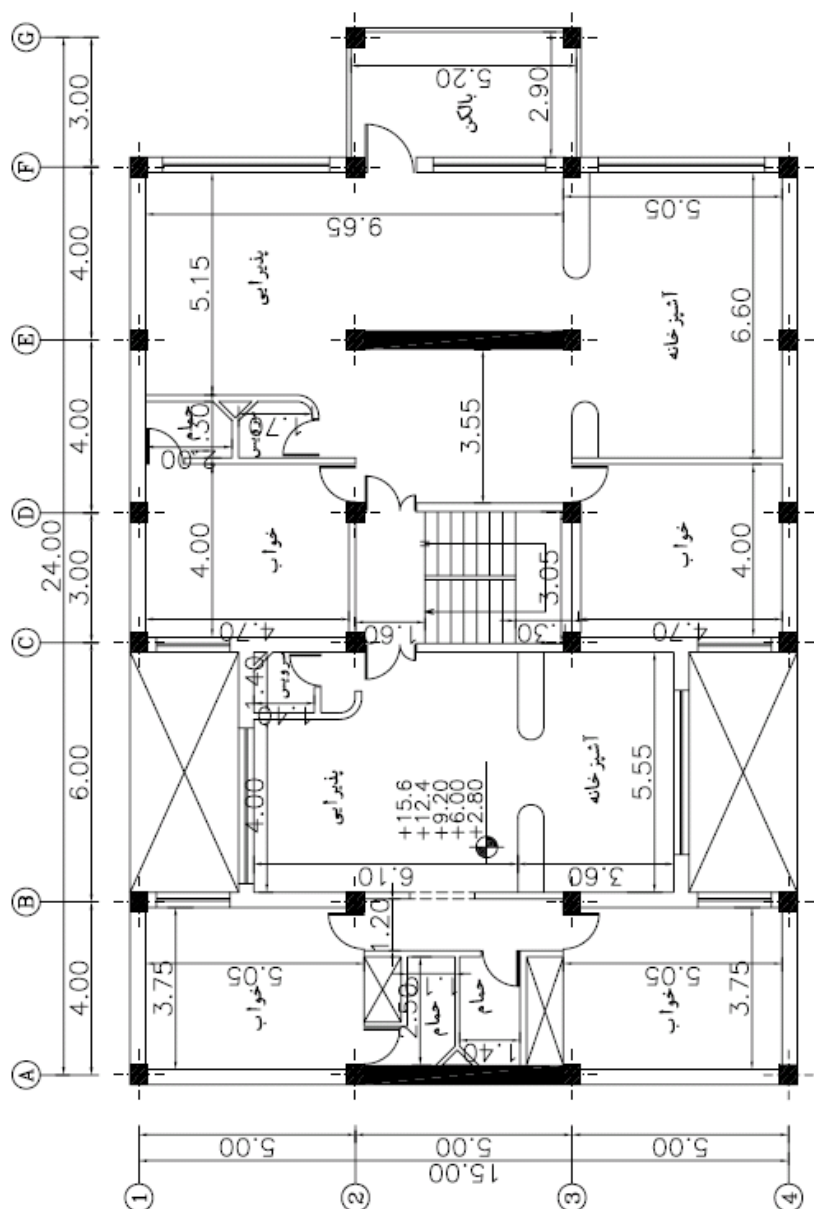
۶-۲۷-۲- سطح خطر-۲

در این سطح خطر علاوه بر تیرهای متصل به دیوار برشی در جهت عرضی در محور E، ستون های واقع در طرفین دیوار برشی محورها E و تعدادی از تیرهای واقع در محور F از سطح ایمنی جانی فراتر می روند. در جهت طولی (قاب خمشی) علاوه بر تیرهای واقع در طبقه دوم، تعدادی از تیرها در طبقات اول و سوم نیز از سطح آستانه فروریزش فراتر رفته و به مرز گسیختگی رسیده اند. در این سطح خطر تقریباً اکثر ستون ها و دیوارهای برشی مورد پذیرش قرار می گیرند.

پیوست (الف) مثال دوم

نقشه‌های معماری و سازه

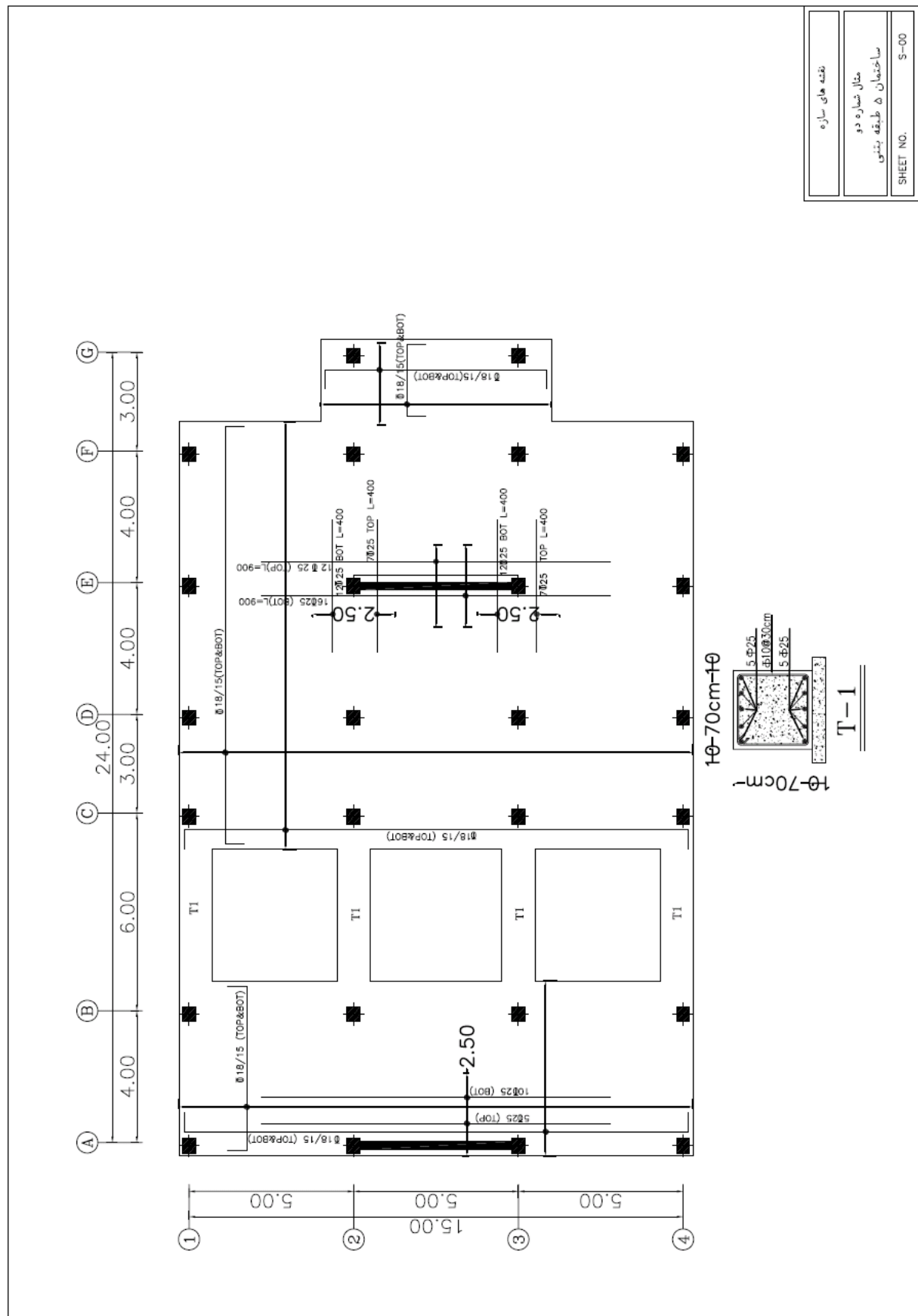




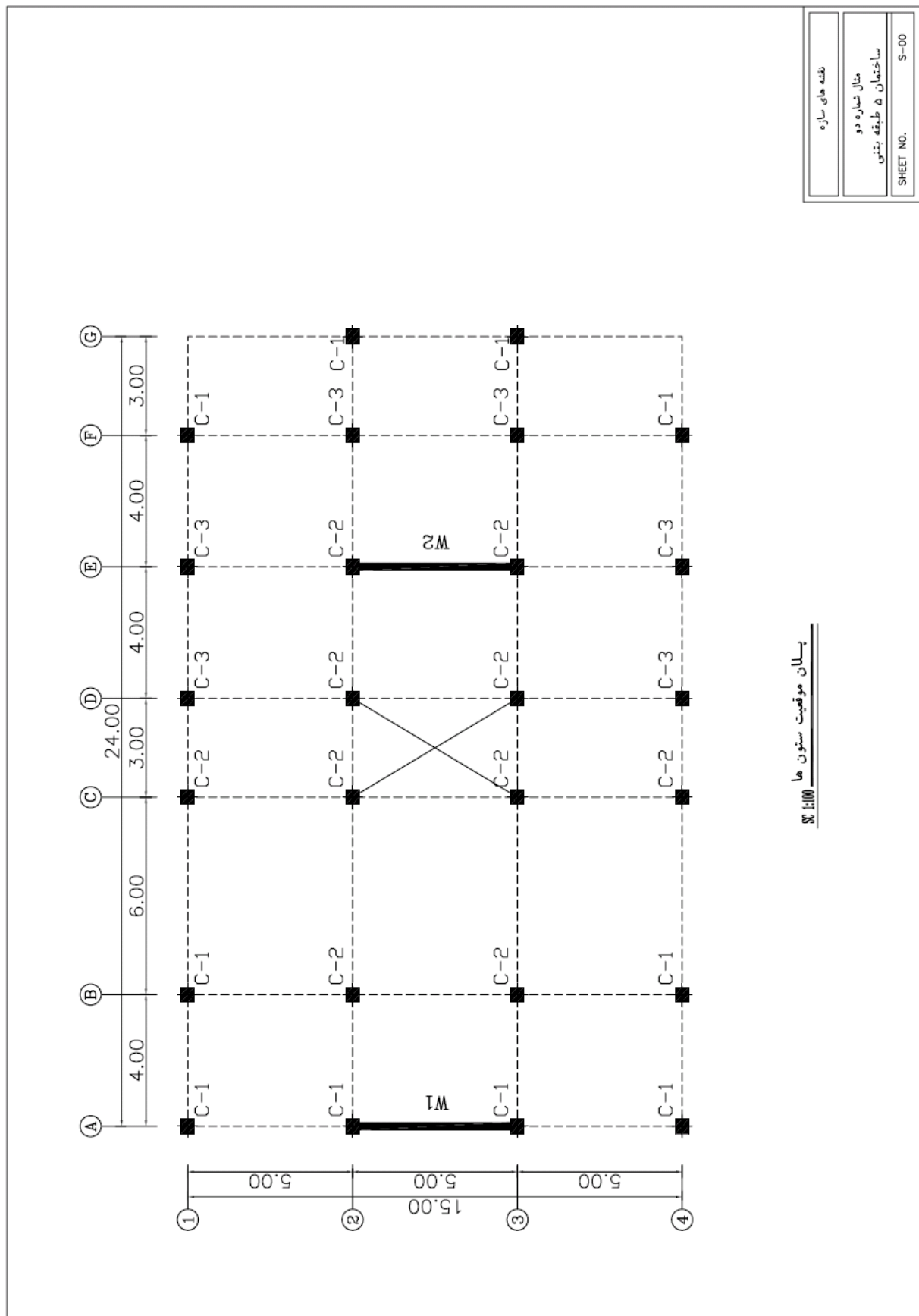
پلان تیب طبقات

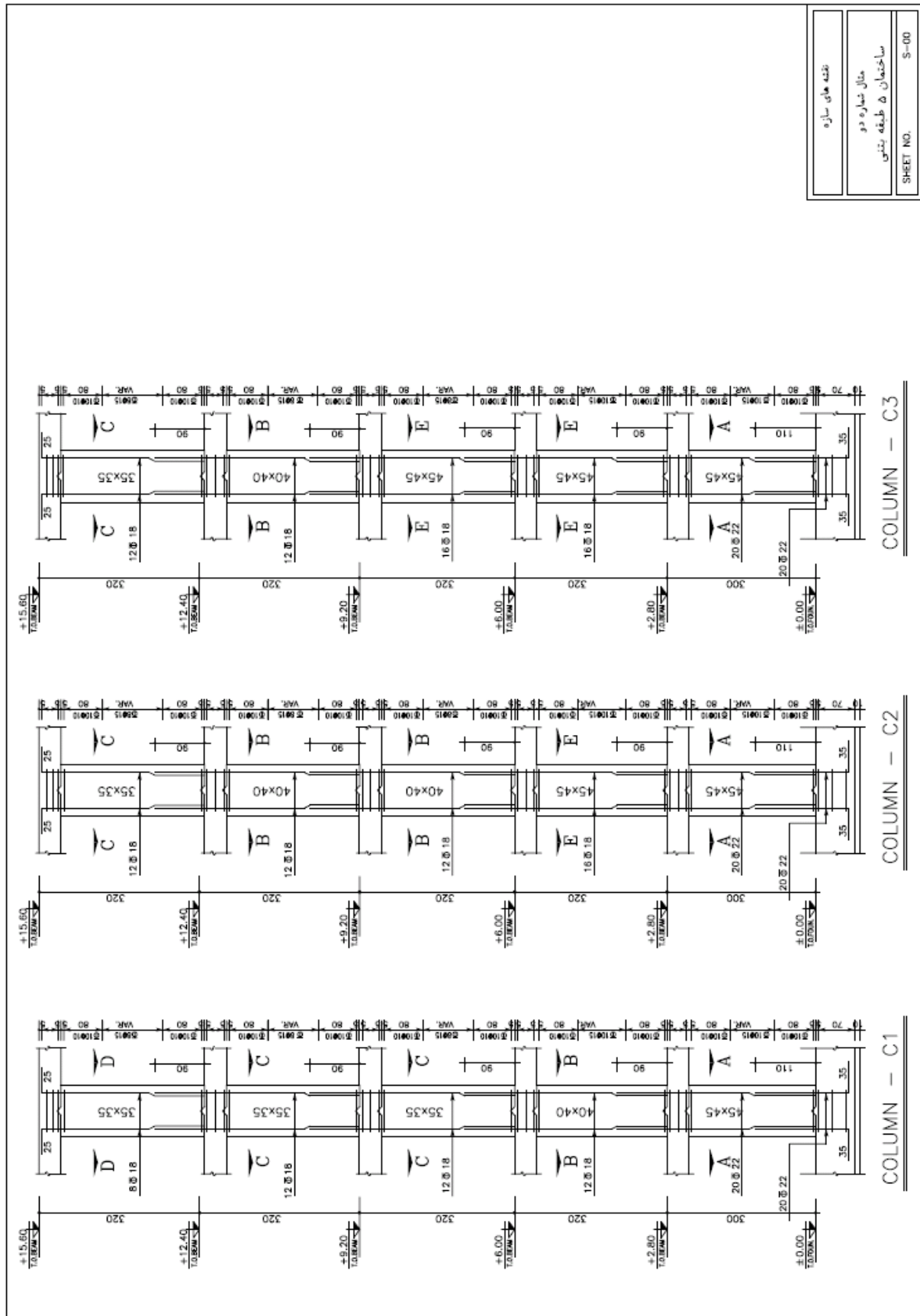
مقاله شماره ۵
ساختمان ۵ طبقه بتنی

SHEET NO. A-01

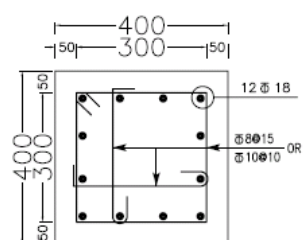


نقشه های سازه
مثال شماره دو
ساختمان ۵ طبقه بتنی
SHEET NO. S-00



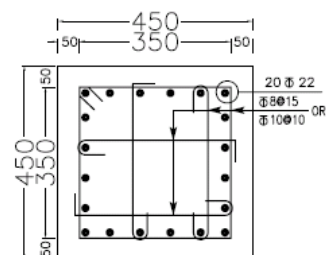


نقشه های سازه
مثال شماره دو
ساختمان ۵ طبقه بتنی
SHEET NO. S-00



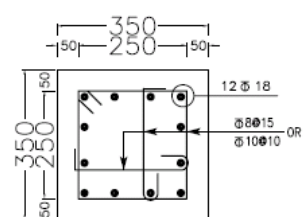
SECTION B-B

SCALE 1:10



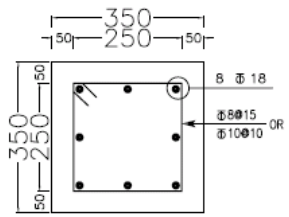
SECTION A-A

SCALE 1:10



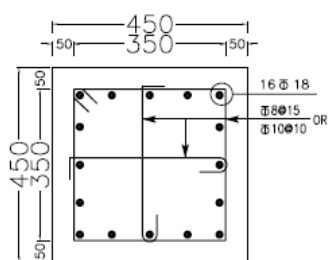
SECTION C-C

SCALE 1:10



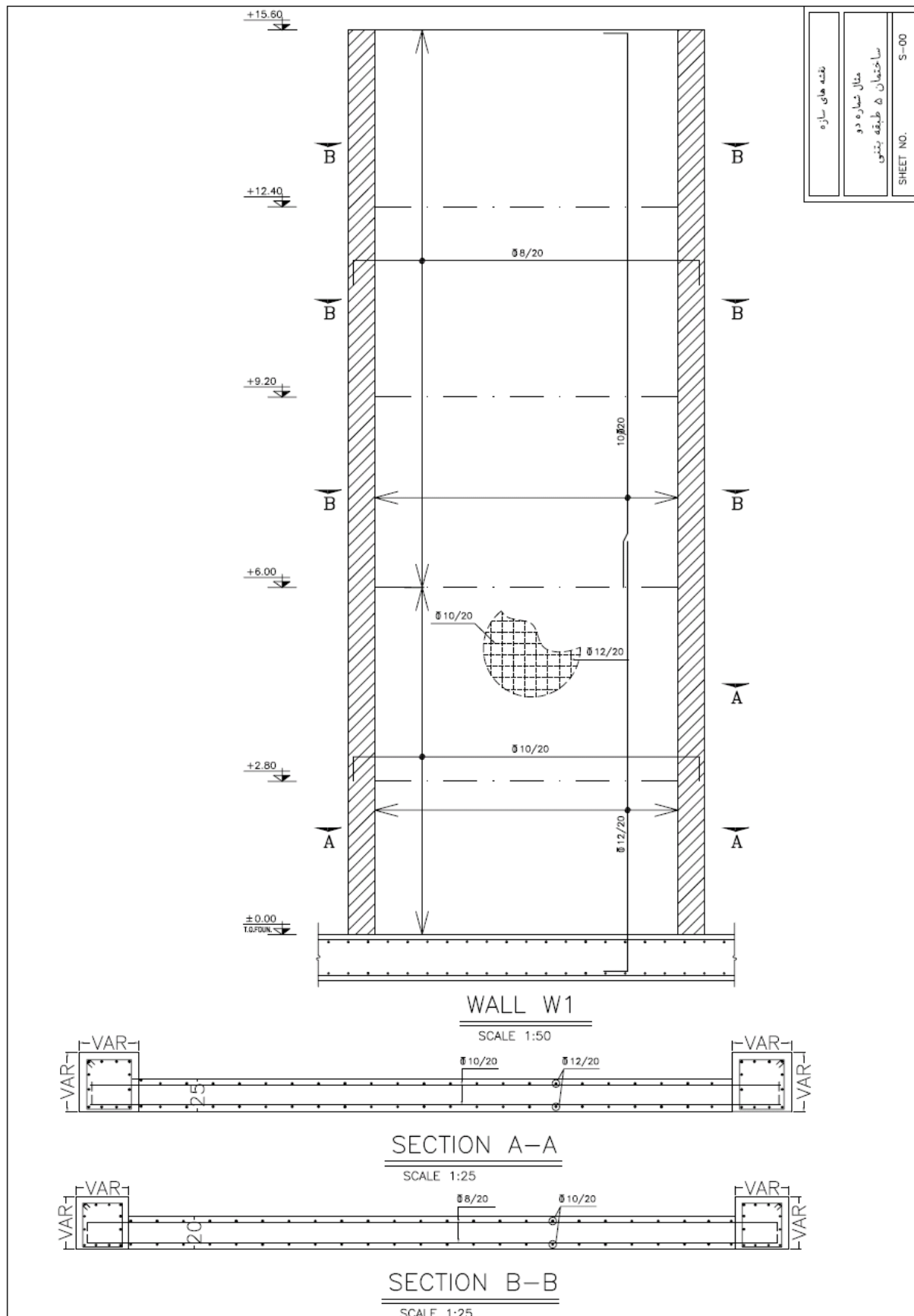
SECTION D-D

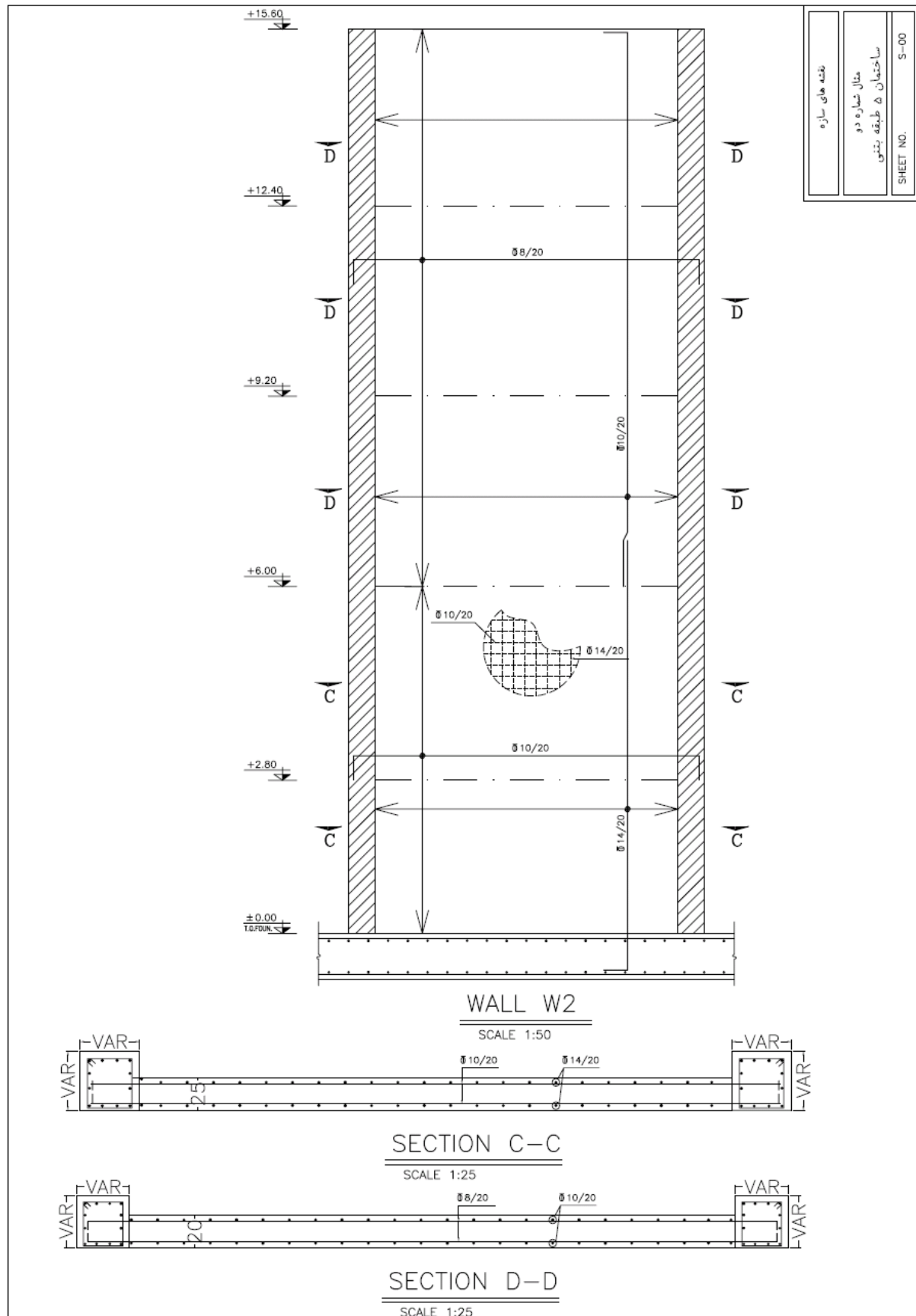
SCALE 1:10

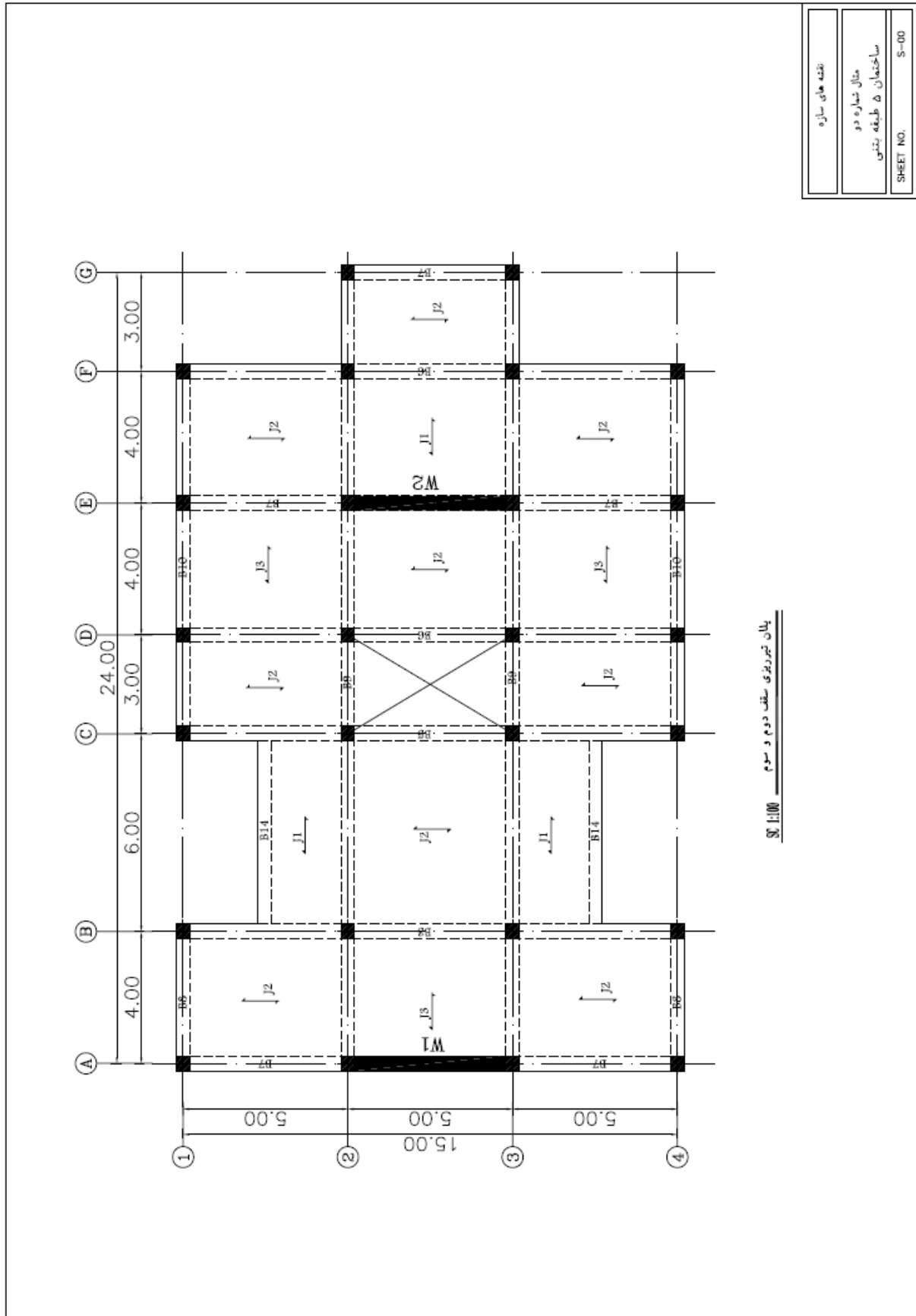


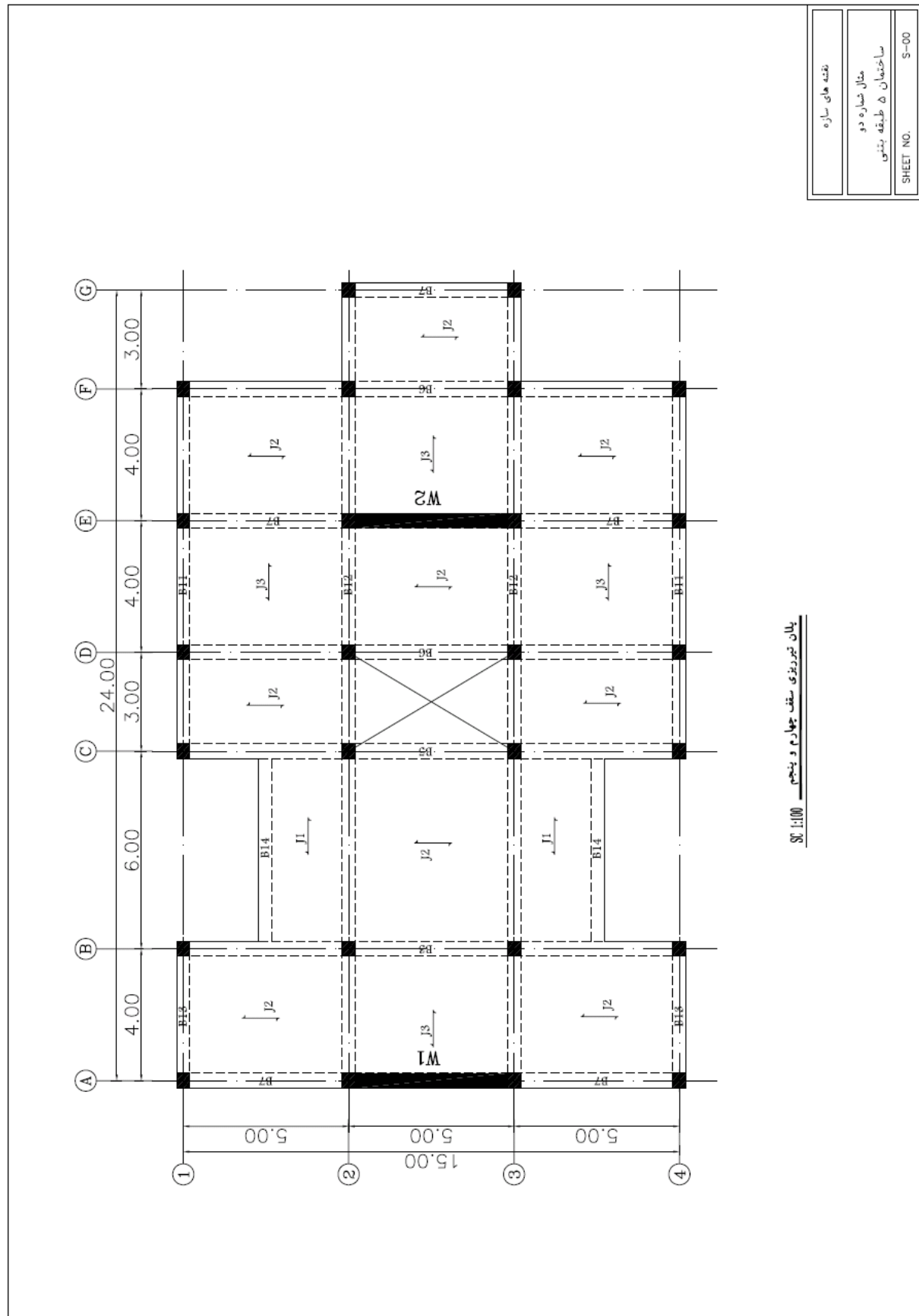
SECTION E-E

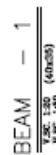
SCALE 1:10







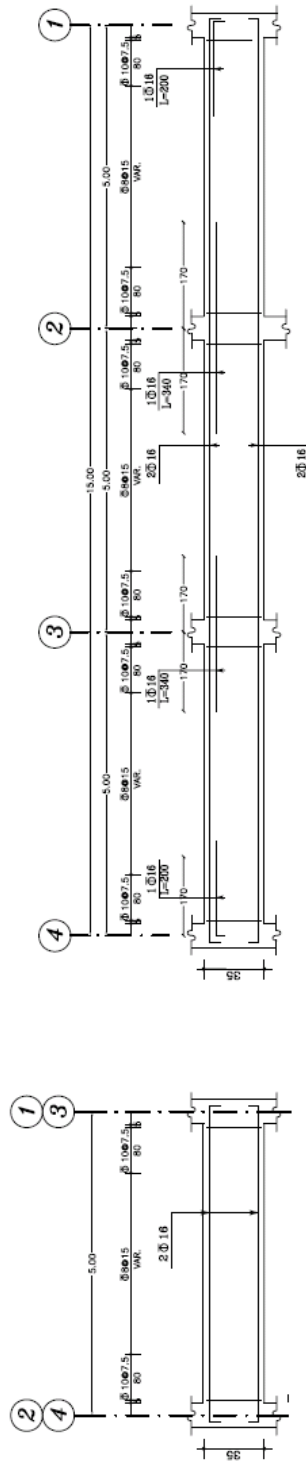




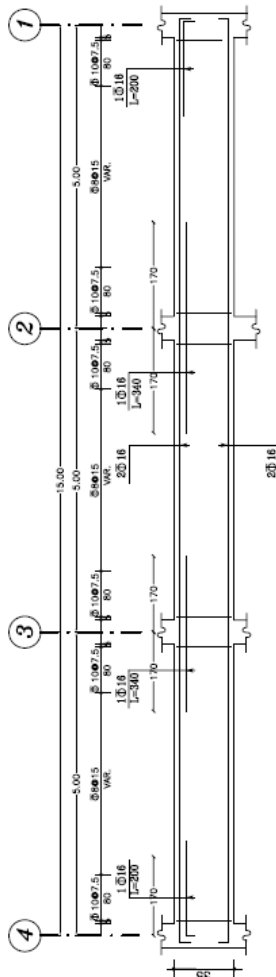
نقشه های سازه

ساختمان ۵ طبقه بتنی
مثال شماره ۳ و ۴

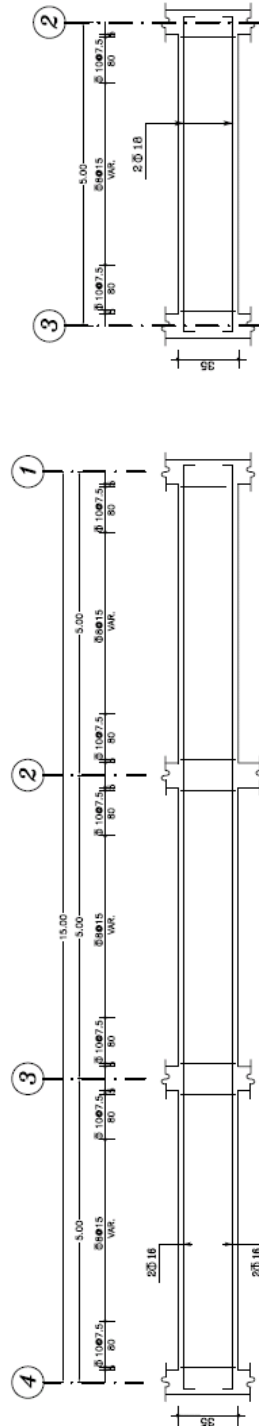
SHEET NO. S-00



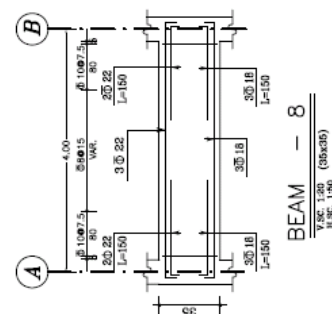
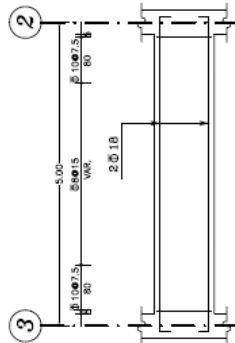
BEAM - 4
V.S.C. 1:20 (35x35)
H.S.C. 1:50



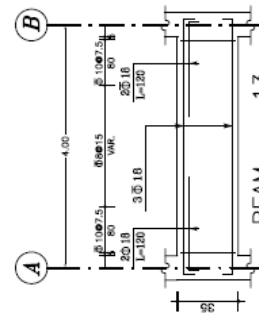
BEAM - 5



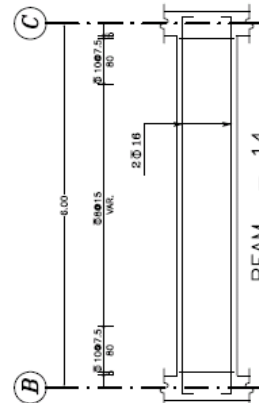
BEAM - 7



BEAM	— 8
V.S.C. 1:20	(35x36)
H.S.C. 1:50	

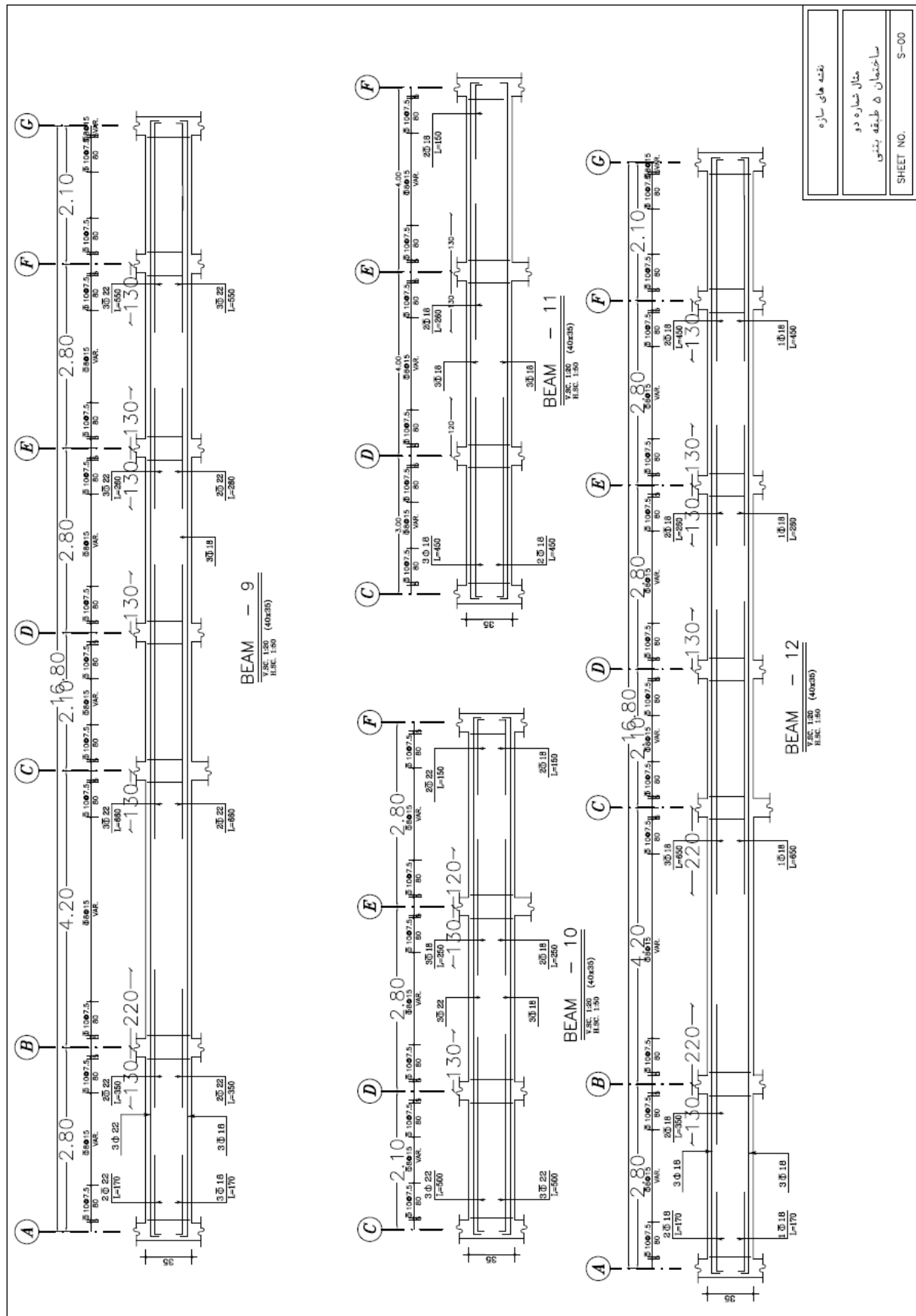


BEAM - 13



BEAM - 14

نقشه های سازه
مثال شماره دو
ساختمان ۵ طبقه بتنی
SHEET NO. S-00



خواننده گرامی

دفتر نظام فنی اجرایی معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور با گذشت بیش از سی سال فعالیت تحقیقاتی و مطالعاتی خود، افزون بر چهارصد عنوان نشریه تخصصی-فنی، در قالب آیین‌نامه، ضابطه، معیار، دستورالعمل، مشخصات فنی عمومی و مقاله، به صورت تالیف و ترجمه، تهیه و ابلاغ کرده است. نشریه حاضر در راستای موارد یاد شده تهیه شده، تا در راه نیل به توسعه و گسترش علوم در کشور و بهبود فعالیت‌های عمرانی به کار برده شود. فهرست نشریات منتشر شده در سال‌های اخیر در سایت اینترنتی <http://tec.mporg.ir> قابل دستیابی می‌باشد.

دفتر نظام فنی اجرایی

Islamic Republic of Iran

Applicable Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings

Concrete Buildings

No. 363-2

Office of Deputy for Strategic Monitoring
Bureau of Technical Execution Systems
<http://tec.mporg.ir>

2008

این نشریه

مشمول بر ۴ فصل حاوی توضیحاتی مفید در مورد مراحل مختلف ارزیابی کمی ساختمان‌های بتنی از جمله، مدل‌سازی، تحلیل و ارزیابی اعضا و ۲ فصل حاوی دو مثال کاربردی است که روند محاسبات مربوط به بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی موجود را مشخص می‌کنند.